

71
IWSA 74

**International
Water Supply Association
Tenth Congress
19-22 August 1974**

**Association Internationale
des Distributions d'Eau
Dixième Congrès
19-22 Août 1974**

BRIGHTON

CONFERENCE
1974



**Executive Board
Conseil d'Administration
1972-1974**

President:
Mr. F. Merryfield (U.S.A.)

Vice-President:
Mr. Leonard Millis (Great Britain)

Past-Presidents:
Mr. B. M. Nilsson (Sweden)
Mr. Florentino Briones (Spain)
Dr. Koloman Megay (Austria)

Members:	
Mr. A. Achten	Belgium
Mr. G. Huvelin	France
Dr. H. Tessoroff	Germany
Mr. T. W. Newson	Great Britain
Mr. T. Nishikata	Japan
Mr. C. van der Veen	Netherlands
Mr. J. A. Linati Bosch	Spain
Mr. E. F. Johnson	U.S.A.
Prof. F. A. Chevelev	U.S.S.R.

**Scientific and Technical Committee
Comité Scientifique et Technique
1972-1974**

Chairman:
Dr. E. Windle Taylor (Great Britain)

Vice-Chairmen:
Mr. W. Christensen (Denmark)
Mr. J. Hallopeau (France)
Dr. H. Tessoroff (Germany)

Members:	
Mr. M. Benblidia	Algeria
Dr. F. Schöller	Austria
Mr. F. Snel	Belgium
Mr. T. Tchachev	Bulgaria
Mr. P. Erkola	Finland
Mr. S. G. Barrett	Great Britain
Mr. D. C. Coyle	Ireland
Mr. R. Gurevitz	Israel
Prof. L. Mendia	Italy
Mr. T. Nishikata	Japan
Mr. G. Wijnstra	Netherlands
Mr. B. A. Olubunmi	Nigeria
Prof. H. Stamatello	Poland
Mr. A. Lencastre	Portugal
Mr. R. J. Laburn	South Africa
Mr. R. Urbistondo Echeberria	Spain
Mr. S. Anderberg	Sweden
Mr. E. Trüeb	Switzerland
Mr. T. Delloua	Tunisia
Mr. R. Hazen	U.S.A.
Vacancy	U.S.S.R.

Ex-Officio:	
President	Mr. F. Merryfield
Vice-President	Mr. Leonard Millis
Secretary-General	Mr. Ronald Fairall
Official Interpreter:	
Dr. P. Descroix (France)	

Foreword

Over one thousand water supply experts from some 50 countries gathered at the Hotel Metropole, Brighton, Great Britain in August, 1974 to attend the Tenth International Water Supply Congress. This volume contains a set of papers published by the International Water Supply Association and circulated to congressionists in advance of the Congress.

Each of the papers was presented to and discussed at the Congress, copies of which can be purchased from the Secretary General, International Water Supply Association, 1, Queen Anne's Gate, London, SW1H 9BT.

Avant-Propos.

Plus de mille experts de l'industrie de l'eau, provenant de quelque cinquante pays se sont réunis à l'hôtel Metropole, Brighton, Grande Bretagne en Août 1974, pour le Dixième Congrès International des Distributions d'Eau.

Le présent volume contient les rapports publiés par l'Association Internationale des Distributions d'Eau et remis aux Congressistes avant le Congrès.

Chacun de ces rapports a été présenté au Congrès et discuté, on peut se procurer auprès du Secrétaire Général, Association Internationale des Distributions d'Eau, 1, Queen Anne's Gate, Londres, SW1H 9BT.

Table of Contents

Main Technical Programme:

		Pages
General Reports		
No. 1	Recent developments related to pre-clarification (C. GOMELLA) Summary in English	A 1-36 A 37-44
No. 2	Recent advances in methods of filtration (W. J. F. RAY) Summary in French	B 1-29 B 30-36
Special Subjects		
No. 1	Protection of river-derived public water supply by bankside storage (DR. J. E. RIDLEY) Translation in French	C 1- 6 C 7-12
No. 2	Estuaries as sites for fresh water reservoirs (P. SANTEMA and Th. G. MARTIJN) Translation in French	D 1- 4 D 5- 8
No. 3	Use of activated carbon in water treatment practice and its regeneration (PROF. DR. HEINRICH SONTHEIMER) Translation in French	E 1- 6 E 7-11
No. 4	Cost and Treatment; actual experiences in increasing the capacity of existing treatment plant at waterworks (M. LASNIER, J. JEFFERY and R. J. LABURN) Translation in English	F 1- 9 F 10-19
No. 5	Comparison between high level and low level service reservoirs (E. KAJOSAARI) Translation in French	G 1- 4 G 5- 8
No. 6	Design of raw water intakes (I. LARSEN and J. LUNDGREN) Translation in French	H 1- 7 H 8-12
No. 7	The laying of large diameter tubes and conduits by the system of hori- zontal boring or driving (C. JAMART and Ir. E. DE RAMMELAERE) Translation in English	J 1-15 J 16-20
No. 8	Special features of water supply structures in regions of high seismic activity (Y. KOBAYASHI, R. V. PHILLIPS and PROF. L. F. MOSHNIN) Translation in French	K 1-12 K 13-24
Sessions organised by IWSA International Standing Committees		
International Standing Committee on Water Quality and Treatment.		
Subject 1	The hardness of water supplies and cardiovascular disease (A. G. SHAPER, D. G. CLAYTON and J. N. MORRIS), Summary in French	L 1- 5 L 5
Subject 2	Deterioration of water quality in the distribution system (H. J. BOORSMA, C. H. J. ELZENGA and J. C. VAN DER VLUGT) Summary in French	L 7-11 L 12
Subject 3	Deterioration in the physical and chemical quality of water in the distribution system (DR. -ING. RICHARD HECK) Summary in French	L 13-18 L 18
International Standing Committee on Education and Training of Waterworks Personnel.		
Subject 1	Professional training of the water supply engineer—an examination of the current situation and of future prospects (B. DE VULPILLIERES) Translation in English	M 1- 3 M 11-13
Subject 2	The water technician (DR. K. E. SCHICKHARDT) Translation in English	M 4- 6 M 14-16
Subject 3	Training of waterworks personnel in developing countries (H. W. BARKER) Translation in English	M 7-10 M 17-20

Tables des Matières

Programme technique

Rapports généraux		Pages
No. 1	Clarification avant filtration ses progrès récents (C. GOMELLA) Résumé en anglais	A 1-36 A 37-44
No. 2	Progrès récents dans les méthodes de filtration (W. J. F. RAY) Résumé en français	B 1-29 B 30-36
Rapports spéciaux		
No. 1	Protection par réservoirs latéraux des alimentations en eau à partir d'eau de rivière (DR. J. E. RIDLEY) Traduction en français	C 1-6 C 7-12
No. 2	Les estuaires comme sites de réservoirs d'eau douce. (P. SANTEMA et Th. G. MARTIJN) Traduction en français	D 1-4 D 5-8
No. 3	L'emploi du charbon actif en traitement de l'eau et sa régénération. (PROF. Dr. HEINRICH SONTHEIMER) Traduction en français	E 1-6 E 7-11
No. 4	Coût et traitement: expériences réelles d'augmentation de la capacité d'une station de traitement existante (M. LASNIER, J. JEFFERY et R. J. LABURN) Traduction en anglais	F 1-9 F 10-19
No. 5	Comparaison entre les réservoirs hauts et les réservoirs bas (E. KAJOSAARI) Traduction en français	G 1-4 G 5-8
No. 6	La conception des prises d'eau brute (I. LARSEN et J. LUNDGREN) Traduction en français	H 1-7 H 8-12
No. 7	La pose des tubes et conduites de grands diamètres par le système de forage ou fonçage horizontal (C. JAMART et Ir. E. DE RAMMELAERE) Traduction en anglais	J 1-15 J 16-20
No. 8	Caractères spéciaux des structures d'alimentation en eau dans les régions à forte activité sismique (Y. KOBAYASHI, R. V. PHILLIPS et PROF. L. F. MOSHNIN) Traduction en français	K 1-12 K 13-24

Les sessions organisées par les comités Internationaux permanents de l'A.I.D.E.

Comité International Permanent de la Qualité et du Traitement de l'eau.

Sujet 1 - Le relation entre la dureté de l'eau potable et la mortalité cardio-vasculaire (A. G. SHAPER, D. G. CLAYTON et J. N. MORRIS) Résumé en français	L 1 -5 L 5
Sujet 2 - Détérioration de la qualité de l'eau dans le réseau de distribution (H. J. BOORSMA, C. H. J. ELZENGA et J. C. VAN DER VLUGT) Résumé en français	L 7-11 L 12
Sujet 3 - Détérioration de la qualité chemico-physique de l'eau dans le réseau de distribution (DR.-ING RICHARD HECK) Résumé en français	L 13-18 L 18

Comité International Permanent de l'Education et la Formation du Personnel des Services d'Eau.

Sujet 1 - Formation professionnelle de l'ingénieur de distribution d'eau. Un examen de la situation actuelle et quelques perspectives d'avenir (B. DE VULPILLIERES) Traduction en anglais	M 1 -3 M 11-13
Sujet 2 - Le technicien de l'eau (DR. K. E. SCHICKHARDT) Traduction en anglais	M 4 -6 M 14-16
Sujet 3 - Formation du personnel des distributions d'eau dans les pays en développement. (H. W. BARKER) Traduction en anglais	M 7-10 M 17-20

International Standing Committee on Problems of Water Supplies in Developing Countries.

- Water supply in developing countries. A program at national level – the Brazilian approach (JOSE ROBERTO A. P. DO REGO MONTEIRO) N 1- 6
Translation in French N 7-13
Training through co-operation – a case for the developed world (DRS. J. M. G. VAN DAMME) N 14-17
Summary in French N 17
The rural water supply problem in developing countries (WORLD HEALTH ORGANIZATION) N 18-22
Summary in French N 23

International Standing Committee on Corrosion and Protection of Underground Pipelines.

- Subject 1 – Corrosion of copper pipes in various types of drinking water (C. H. J. ELZENGA and H. J. BOORSMA) O 1- 7
Summary in French O 8
Subject 2 – Recent advances in the corrosion protection of buried cast iron pipes (E. N. ANDREWS and F. E. BROOKS) O 9-16
Summary in French O 17
Subject 3 – Corrosion and scale inhibitors for drinking water pipes (DR. ING. M. ARPAIA) O 18-23
Summary in English O 24

Special Commission on the Pollution and Protection of Water Sources.

- Subject 1 – Quality criteria for surface water to be treated to drinking water – Interim report (PROF. P. L. KNOPPERT and DR. P. DESCROIX) P 1-30
Summary in French P 31-32
Subject 2 – Multiple usage reservoirs: protection of the water quality as a potable water source (JAMES M. SYMONS) P 33-47
Summary in French P 48
Subject 3 – Protection zones for groundwater catchments (FRIEDRICH NORING) P 49-52
Summary in French P 52

International Standing Committee on Distribution Problems.

- Subject 1 – Demand for water in towns in the years 1969-1990 – actual situation. Tendency of changes, Prognoses (HENRYK JANCZEWSKI) Q 1- 8
Summary in French Q 9
Subject 2 – Economic and practical guide lines for designing and operating water distribution systems (MAURI PASANEN) Q 10-14
Summary in French Q 15
Subject 3 – Early experiences in monitoring peak loads (DR.-ING. H. TESSENDORFF) Q 16-17
Translation in French Q 18-19

International Standing Committee on Water Meters and Water Metering.

- Introduction R 1
Subject 1 – Influence of water metering on water consumption and the means to increase its efficiency (R. VERMERSCH) R 2- 7
Summary in English R 8- 9
Subject 2 – Metrological and technological characteristics of cold water meters (A. W. ACHTEN) R 10-17
Summary in English R 18
Subject 3 – Automatic systems of water metering (CHESTER A. RING III) R 19-22
Translation in English R 22-24

International Standing Committee on Public Relations.

- A study exercise on public relations programmes to prepare the public for a change from ground water to surface water as a main source of supply, and for an increase in water rates and charges. S 1- 3
Translation in French S 5- 7

Comité International Permanent pour les problèmes d'alimentation en eau dans les pays en développement.

L'approvisionnement en eau dans les pays en développement. Un programme au niveau national – la perspective brésilienne (JOSE ROBERTO A. P. DO REGO MONTEIRO)	N 1-6
Traduction en français	N 7-13
Formation par coopération – une cause pour les pays développés (DRS. J. M. G. VAN DAMME)	N 14-17
Résumé en français	N 17
Le problème d'alimentation en eau dans les régions rurales des pays en développement (ORGANISATION MONDIALE DE LA SANTÉ)	N 18-22
Résumé en français	N 23

Comité International Permanent pour l'étude de la Corrosion et la Protection des Conduites.

Sujet 1 – La corrosion des tubes en cuivre dans des eaux de diverses qualités (C. H. J. ELZENGA et H. J. BOORSMA)	O 1-7
Résumé en français	O 8
Sujet 2 – Progrès récents de protection contre corrosion des tuyaux en fonte (E. N. ANDREWS et F. E. BROOKS)	O 9-16
Résumé en français	O 17
Sujet 3 – Inhibiteurs de la corrosion et de l'entartrage des conduites d'eau potable	O 18-23
Résumé en anglais	O 24

Commission Spéciale sur la Pollution et la Protection des Ressources en eau.

Sujet 1 – Critères de qualité de l'eau de surface pour traitement à l'eau potable (PROF. P. L. KNOPPERT et DR. P. DESCROIX)	P 1-30
Résumé en français	P 31-32
Sujet 2 – Réservoirs à plusieurs usages – protection de la qualité de l'eau pour la boisson (JAMES M. SYMONS)	P 33-47
Résumé en français	P 48
Sujet 3 – Zones de protection contre les pollutions dans les bassins-versants de l'eau souterraine (FRIEDRICH NORING)	P 49-52
Résumé en français	P 52

Comité International Permanent pour les Problèmes de Distribution.

Sujet 1 – Consommation de l'eau pendant les années 1969-1990, situation réelle. Tendances de changements. Pronostics. (HENRYK JANCZEWSKI)	Q 1-8
Résumé en français	Q 9
Sujet 2 – Indications économiques et pratiques pour le dessin et l'opération des réseaux de distribution (MAURI PASANEN)	Q 10-14
Résumé en français	Q 15
Sujet 3 – Premières expériences sur la mesure des pointes de charge (DR.-ING H. TESSENDORFF)	Q 16-17
Traduction en français	Q 18-19

Comité International Permanent sur les Compteurs d'eau et Comptage.

Introduction	R 1
Sujet 1 – Influence du comptage sur la consommation d'eau et les moyens d'améliorer son efficacité (R. VERMERSCH)	R 2-7
Résumé en anglais	R 8-9
Sujet 2 – Caractéristiques technologiques et métrologiques des compteurs d'eau froide. (A. W. ACHTEN)	R 10-17
Résumé en anglais	R 18
Sujet 3 – Procédés de relevé automatique des compteurs (CHESTER A. RING III)	R 19-22
Traduction en anglais	R 22-24

Comité International pour les Relations Publiques.

La session sur les programmes de relations publiques nécessaires pour préparer le public à une augmentation des tarifs de vente de l'eau ou à un passage de l'eau souterraine à une eau de surface comme source principale d'alimentation.	S 1-3
Traduction en français	S 5-7

Rapport Général 1

Clarification avant filtration ses progrès récents

par Cyril Gomella

Ingénieur Conseil-Paris

1. Définition du sujet

1.1. Pour éviter une dispersion trop grande des questions à discuter et pour échapper à des exposés académiques développant des idées déjà largement débattues auparavant, un synopsis précis envoyé aux rapporteurs nationaux fixait les limites que le rapporteur général s'était fixées.

1.1.1. Il s'agissait d'une *séparation solides-liquides* intervenant avant une filtration de finition.

1.1.2. Il fallait se borner à des procédés *nouveaux* mis en application (en pilote ou à l'échelle industrielle) à partir des *années 1960*.

1.1.3. Les phases préparatoires de floculation-coagulation ne devaient être mentionnées que pour autant qu'elles étaient spécifiquement liées au procédé nouveau.

1.1.4. Les procédés préparatoires modifiant la qualité de la "ressource" (bassin de stockage, réalimentation de nappe, etc. . .) ne devaient pas être pris en considération.

1.1.5. Les procédés de séparation grossière préparatoire (dégrillage, tamisage, microtamisage) ne devaient pas être pris en considération.

1.1.6. Les filtrations sur lit fixe ou couche préformée étaient également hors sujet.

1.1.7. Par contre, comme il s'agit de procédés nouveaux, toute liberté était laissée pour le mode de présentation et de description. Il était cependant demandé de répondre à un questionnaire portant sur :

- les noms du procédé, de l'inventeur, du pays; la date de première mise en service et le lieu; la liste des installations en service ou en projet;
- le principe du procédé avec des schémas;
- les réalisations pratiques avec une description d'un ouvrage en service, la qualité des eaux brutes et des eaux traitées, un commentaire sur le comportement des filtres de finition associés;
- les avantages technico-économiques.

1.2 Les personnalités suivantes ont apporté un concours précieux en établissant des rapports nationaux :

Dr Heinz FRISCHHERZ
AUTRICHE
Dr A. GRAVELAND
PAYS-BAS
Dr Torsten HEDBERG
SUEDE
M. C. G. KOJOUCHKO
URSS
Dr Eino LEHTONEN
FINLANDE
M. LEO MOREL
BELGIQUE

Dr R. F. PACKHAM
GRANDE BRETAGNE
Dr LRS VAN VUUREN et
P. COOMBS
AFRIQUE DU SUD
Dr Gerhar WERNER
REP. FED. D'ALLEMAGNE
M. Mitsuhiro YAMAGUCHI
JAPON
M. ZUBELEWICZ
POLOGNE

Agissant également comme rapporteur national pour la FRANCE, le rapporteur général a reçu des rapports ou des communications de Messieurs DEFRECHÉVILLE, REVOL, RICHARD, VIGREUX, WERTHEIMER et a utilisé des données en possession de la SETUDE.

1.3. Les procédés nouveaux mentionnés dans les documents reçus peuvent être classés ainsi :

1.3.1. Procédés intéressants mais relativement hors sujet : (1)

- nouveaux réactifs coagulants;
- abattement NH_4 et DBO_5 ;
- préclarification sur lits granuleux fixes.

1.3.2. Amélioration du rendement de la sédimentation par *accroissement de la surface totale* de recueil :

- décanteurs à étages;
- décanteurs lamellaires.

1.3.3. *Modification du processus*

- lestage des flocons;
- accélération des réactions et filtration à travers un lit de microsable fluidisé;
- flottation.

(1) dont l'examen est reporté en fin de rapport.

2. La préclarification

2.1 Le rapport porte sur le processus d'élimination des solides dispersés dans l'eau avant la filtration définitive. Implicitement il est supposé qu'il s'agit de solides, sous forme de particules ou d'agglomérats déstabilisés, séparables. La façon dont ils ont été précipités au sein de l'eau, déstabilisés ou agglomérés ne fait pas l'objet du rapport sauf dans des cas particuliers liés directement au processus de séparation.

Le processus de séparation doit être le plus efficace possible mais il n'est pas exigé de lui qu'il soit parfait, total, puisque un stade de finition doit le suivre.

2.2

2.2.1. On considère qu'une particule ou un agglomérat se trouve séparé de l'eau à traiter au moment où il adhère, d'une façon *statistiquement irréversible*, à

une surface, ou encore lorsqu'il pénètre dans une zone de recueil.

La séparation doit par conséquent être examinée sous un aspect *dynamique*; quelles sont les forces qui agissent sur les particules et quels sont les lois de son mouvement au sein du liquide?

2.2.2. Un premier champ de forces provient de la gravitation. Pour que la particule puisse se mouvoir dans la direction créée par ce champ de force il faut que la résultante des forces de gravité (qui incluent la poussée d'Archimède du liquide) soit suffisamment élevée par rapport aux effets antagonistes: frottements, champ de turbulence, répulsion électrostatique, courants de convection etc.

Le déplacement d'une particule discrète au sein de l'eau provoque des résistances qui sont fonctions croissantes de la vitesse. Cette dernière se stabilise rapidement. Pour des particules sphériques de petite dimension, les forces de viscosité sont prépondérantes et la loi de STOKES fournit une bonne représentation de la réalité:

(*nota*: la liste des symboles utilisés figure in fine).

$$u = \frac{\partial^2}{18\mu} g(\rho_s - \rho_l)$$

u vitesse verticale de la particule (positive vers le bas, négative vers le haut)

μ viscosité absolue

$\rho_s - \rho_l$ = différence des masses spécifiques du solide et du liquide

∂ diamètre de la particule sphérique.

Pour des particules non sphériques on introduit un coefficient correctif γ et on utilise un diamètre "équivalent"

$$\partial^1 = \gamma \partial$$

Cette loi s'applique pour des nombres de Reynolds inférieurs à 1.

$$R^* = \frac{u\partial}{\nu} < 1$$

où ν est la viscosité cinématique

$$\nu = \frac{\mu}{\rho_l}$$

Pour des valeurs de Reynolds supérieures à 1, la loi change de forme mais on peut toujours écrire:

$$u = f[\partial^2(\rho_s - \rho_l)]$$

u restant une fonction croissante de ∂ et de $\rho_s - \rho_l$.

Quand la forme de la particule ou de l'agglomérat s'écarte par trop de la forme sphéroïdale, le déplacement de la particule conduit à l'apparition de résultantes non verticales et on observe des chutes en "feuille morte" voire des effets de "boomerang" qui annulent totalement ou en partie les déplacements dans la direction désirée.

Il faut retenir de tout cela que pour accélérer le déplacement dû aux forces de gravité, il faut agir dans les voies suivantes:

- celle de l'augmentation de la *dimension* de la particule;
- celle de l'accroissement de la *différence* de la masse spécifique de la particule ou de l'agglomérat et de celle de l'eau;
- celle de la recherche de *formes régulières* sphéroïdales.

2.2.3. Un autre champ de forces est celui qui est créé par le déplacement de l'eau elle-même.

Il faut considérer le nombre de Reynolds concernant l'écoulement du liquide:

$$R^* = \frac{vd}{\nu}$$

avec:

v = vitesse d'écoulement de l'eau dans le clarificateur, (vitesse moyenne équivalente supposée uniforme dans une section donnée)

d = dimension caractéristique de l'ouvrage de décantation, par exemple *le rayon hydraulique*: surface/périmètre mouillé.

ν = viscosité cinématique.

Lorsque ce nombre R^* est inférieur à 500 l'écoulement est dit laminaire et dans une certaine mesure on peut considérer que son effet sur la particule se ramène uniquement à une translation caractérisée par le vecteur vitesse d'écoulement. La détermination de la trajectoire de chute par rapport à un repère fixe se prête alors aisément à des calculs simples si on connaît la trajectoire par rapport à un repère lié à l'eau en mouvement. (1)

Si la valeur de R^* est supérieure à 500, l'écoulement est turbulent et la particule subit des impulsions aléatoires dans tous les sens, les impulsions situées au-dessus du plan horizontal s'opposant, dans une certaine mesure, à la sédimentation recherchée.

La mécanique des fluides turbulents donne des indications sur la valeur de la composante verticale de la turbulence w .

La vitesse v à prendre en considération dans une étude analytique est la vitesse réelle en un point donné de l'ouvrage de préclarification. Cependant, compte tenu de la forme généralement simple de ces ouvrages, on peut appliquer des formules synthétiques d'ailleurs confirmées par l'expérience.

Une simplification très, pratique résulte du fait que les vitesses dans un ouvrage donné s'accroissent si on se déplace du voisinage de la paroi vers la partie centrale, comme la composante verticale de la turbulence est à la fois proportionnelle à la vitesse d'écoulement mais inversement proportionnelle à la distance de la paroi, on peut, avec une approximation suffisante pour les applications technologiques, considérer qu'elle est constante en tous les points de l'ouvrage et proportionnelle à la *vitesse moyenne* du déplacement de l'eau dans l'ouvrage:

$$\vec{w} = \frac{v}{k}$$

(1) *nota*: en fait pour $1 < R^* < 500$ il existe une zone de transition et il est préférable de choisir $R^* \neq 200$ pour fixer la valeur au-dessous de laquelle l'écoulement peut être considéré comme laminaire; pour $200 < R^* < 500$ s'établit progressivement le régime turbulent.

Les valeurs données à k sont relativement concordantes entre les différents chercheurs:

$29 > k > 25$ (PISKOUNOV et TROUFANOV)

$k \neq 20$ (GOMELLA)

$k \neq 30$ (KARPENSKY)

2.2.4. Enfin, si on considère un ouvrage donné où se déplace l'eau à clarifier dans des conditions précises de vitesse et avec des particules à séparer dans un état donné, la séparation s'effectuera d'autant plus rapidement et plus complètement que la *distance* que doit parcourir une particule pour atteindre une surface d'adhésion ou une zone de recueil sera plus faible, comme corollaire cela implique que le rapport de l'aire totale de surface de dépôt ou des interfaces d'entrée dans les zones recueils au volume de l'ouvrage sera plus grande. On verra plus bas que l'augmentation de cette aire spécifique a également une influence sur les données dynamiques de la séparation.

2.2.5. Enfin, les conditions d'adhérence des particules aux surfaces de recueil ou des particules les unes aux autres jouent un rôle important dans l'économie générale d'un système de précipitation.

3. Les décanteurs horizontaux à étages

3.1. Depuis 1905, et les premières publications de HAZEN, on sait que le paramètre caractéristique d'un décanteur est le rapport du débit à la surface de radier (décanteur horizontal) ou de plan d'eau (décanteur vertical).

$$V = \frac{Q}{S} \text{ qui a la dimension d'une vitesse } LT^{-1}$$

A partir des considérations du §2.2.3. sur la composante verticale de la turbulence on établit que la particule arrêtée par un décanteur est celle qui a la vitesse de chute en eau immobile de:

$$u = \frac{Q}{S} \left(1 + \frac{L}{kh} \right) \text{ décanteur horizontal à radier horizontal de longueur } L \text{ et de hauteur } h$$

$$u = \frac{Q}{S} \left(\frac{h + L \left(\frac{1}{k} - \text{tg} \alpha \right)}{h - \frac{L}{2} \text{tg} \alpha} \right) \text{ décanteur horizontal à radier de pente } \alpha \text{ h hauteur initiale}$$

$$u = \frac{Q}{S} \left(\frac{h + R \left(\frac{1}{k} - \text{tg} \alpha \right)}{h - \frac{L}{2} R \text{tg} \alpha} \right) \text{ décanteur à écoulement radial de rayon } R \text{ et de hauteur initiale } h$$

où k est le paramètre reliant la w^* à la vitesse moyenne d'écoulement v de l'eau dans le décanteur.

3.2 Effet de l'introduction des radiers supplémentaires

3.2.1. Pour un décanteur donné, l'introduction d'un radier, ou de plusieurs radiers intermédiaires, c'est-à-dire la multiplication de S par 2, 3 etc. . . améliore directement le pouvoir de séparation qui peut être défini comme fonction inverse de la vitesse de chute de la particule arrêtée la plus défavorisée.

3.2.2. Cas du débit maintenu constant

L'application simple de la relation d'HAZEN:

$$u = v = \frac{Q}{S}$$

conduirait à supposer que l'efficacité serait multipliée proportionnellement au nombre de radiers; d'après cette relation il semblerait indifférent de faire fonctionner les différents compartiments partiels en série ou en parallèle.

Par contre, si on tient compte de la composante verticale de la turbulence, l'adjonction de radiers supplémentaires diminue proportionnellement la valeur de Q/S mais agit simultanément sur L/h qui s'accroît ce qui compense en partie le gain obtenu. Par ailleurs, il devient évident que les différents compartiments doivent être utilisés en parallèle et non en série sinon le facteur correctif L/kh varierait plus défavorablement, la longueur de parcours étant inutilement multipliée (ou en d'autres termes la vitesse d'écoulement, facteur de turbulence, étant accrue).

L'introduction de radiers intermédiaires avec des

compartiments utilisés en parallèle agira encore dans un sens favorable en diminuant la valeur du paramètre de Reynolds $\frac{vd}{\nu}$;

Pour un décanteur de hauteur h et de largeur l , l'introduction de radiers supplémentaires portant le nombre de compartiments à n conduira à un nouveau rayon hydraulique tel que:

$$\frac{d}{d_n} = n - (n-1) \frac{h}{l+h}$$

si les compartiments sont en parallèle, la vitesse v reste constante et d_n diminue.

en parallèle: $R^*_n < R^*$

par contre avec des compartiments en série, la vitesse v est multipliée par n , c'est-à-dire par un facteur supérieur à la valeur qui divise d et par conséquent en série: $R^*_n > R^*$

On peut remarquer que si on divise simultanément le décanteur par des radiers supplémentaires et des cloisons verticales de façon à constituer

$$n \times n = n^2 \text{ compartiment}$$

le calcul montre que:

$$\bar{d}_{nn} = n$$

dans l'utilisation en parallèle,

$$R^*_{nn} = \frac{1}{n} R^*$$

dans l'utilisation en série des n compartiments

$$R^*_{nn} = R^*$$

3.2.3. Accroissement du débit proportionnellement au nombre de radiers

Si on maintient constant le paramètre $\frac{Q}{S}$, la relation

de HAZEN permettrait d'affirmer, qu'à performances maintenues égales, on peut multiplier le débit proportionnellement au nombre de radiers:

$$\frac{Q}{S} = \frac{nQ}{nS}$$

Si on tient compte de la composante verticale de la turbulence l'effet perturbateur s'accroît puisque L/h s'accroît proportionnellement au nombre de radiers, par ailleurs le nombre de Reynolds s'accroît également.

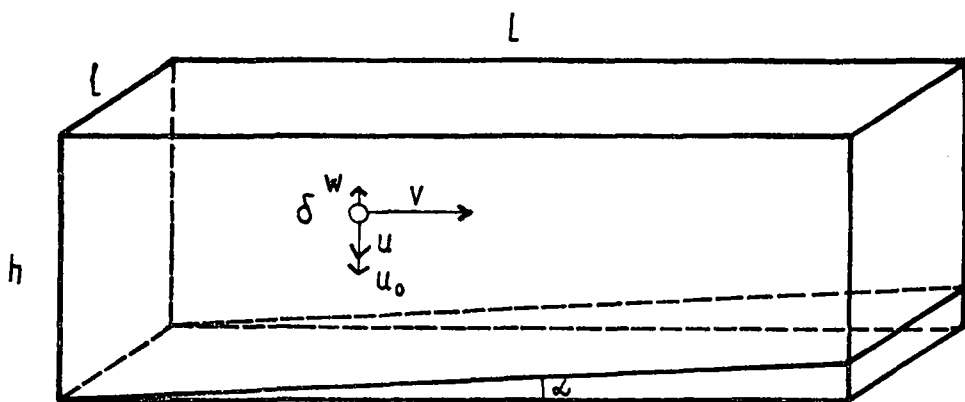
v , s'accroît proportionnellement à l'accroissement du débit et d diminuera suivant la relation:

$$\frac{d}{d_n} = n - (n-1) \frac{h}{l+h}$$

ce qui ne pourra compenser totalement l'augmentation de v , mais la compensation partielle sera d'autant meilleure que n sera plus grand; L/h et k varieront dans un sens défavorable.

Si on multiplie le débit par le nombre de radier, les performances seront donc légèrement moins bonnes que les initiales, pour les retrouver il faudra utiliser un facteur de multiplication de débit d'une valeur un peu inférieure à celle du nombre de radiers.

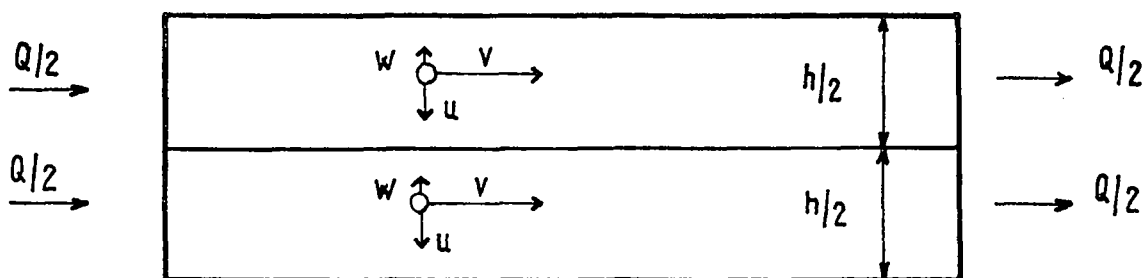
Comme dans le cas précédent, le maximum de gain sera obtenu en utilisant en parallèle les compartiments délimités par les radiers supplémentaires; l'utilisation en série ne ferait qu'aggraver la détérioration du nombre de Reynolds et du coefficient k .



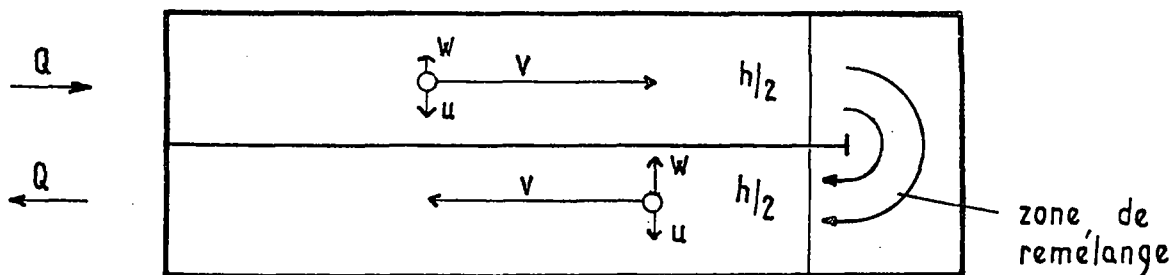
$$u = u_0 - w$$

$$w = \frac{v}{20}$$

u_0 vitesse de chute en eau immobile



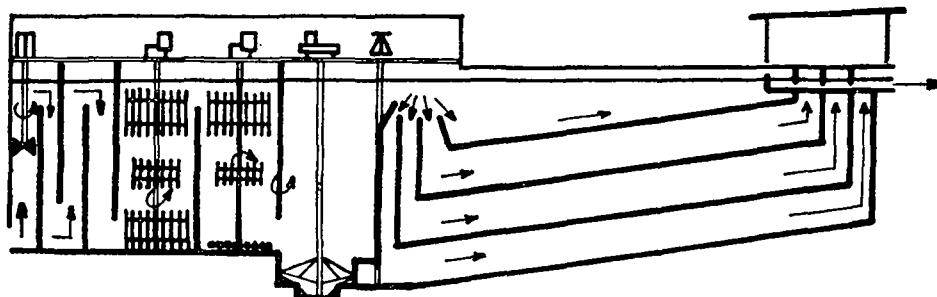
2 compartiments "parallèles"



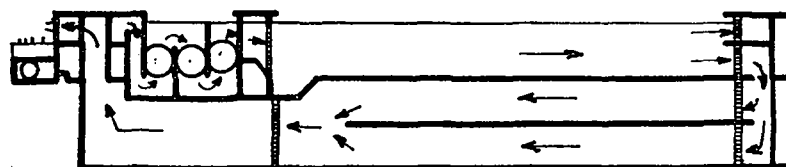
2 compartiments "série"

Fig. 1

Décantation horizontale
 Décanteur à étages



Décanteur 4 étages parallèles
type J. HALLOPEAU



Décanteur 3 étages série et parallèle
avec soufflage
type ASAKA

Fig. 2

Réalisation de décanteurs
à étages

3.3. Réalisations pratiques

3.3.1. L'intérêt présenté par la diminution de la turbulence de l'écoulement, de la diminution du trajet que devrait parcourir une particule pour être séparée, du fait de l'adjonction de radiers supplémentaires a été constatée expérimentalement (GOMELLA 1952, HALLOPEAU 1954, JAPON 1965) et a conduit à des réalisations pratiques à grande échelle.

3.3.2. En FRANCE, dans la région parisienne, trois grandes usines sont équipées de décanteurs à trois et à quatre étages:

CHOISY-LE-ROI : 800 000 m³/j;
 NEUILLY S/MARNE: 600 000 m³/j;
 MERY S/OISE : 270 000 m³/j.

La valeur du paramètre Q/S pour chaque étage de décanteur est de 1,2 m/h et les performances obtenues sont particulièrement remarquables. La disposition en étages a permis de réaliser une très grande économie de terrain et d'établir des usines modernes sur les surfaces relativement réduites d'anciennes usines, cela étant particulièrement appréciable du fait que les usines sont situées au sein même du tissu suburbain de la très grande agglomération parisienne. La valeur du paramètre Q/S par rapport à l'encombrement au sol est de 3,6 m pour le décanteur à 3 étages et de 4,8 m pour le décanteur à 4 étages. Chaque décanteur est également cloisonné de parois verticales, chaque ouvrage étant ainsi subdivisé en 12 ou 16 compartiments utilisés en parallèle.

3.3.3. Au JAPON plusieurs stations importantes sont équipées de décanteurs à multiétages:

NINAKUBO - OSAKA 200 000 m³/j;
 TOYONO - OSAKA 450 000 m³/j;
 NAGASAWA - KAWASAKI 150 000 m³/j;
 NAGASAWA - TOKYO 200 000 m³/j;
 ASAKA - TOKYO 1 700 000 m³/j.

Dans le cas où au JAPON on utilise la disposition en série des divers compartiments, la méthode japonaise consiste à soutirer une partie du débit dans la partie supérieure (la mieux clarifiée) du compartiment amont de façon à minimiser l'effet détériorant dû au renversement du flot au cours du passage d'un compartiment à l'autre.

Il existe également de très grandes installations de décanteurs à étages aux USA (par exemple, les différentes stations de CHICAGO).

4. Les décanteurs lamellaires

4.1. La théorie de HAZEN, qui date de 1904 aurait dû conduire à un développement rapide de systèmes multiplicateurs de surfaces de dépôts. De très nombreux brevets ont été pris dans ce domaine depuis cette époque mais il est remarquable que si on a vu apparaître des applications de ces idées dans le domaine des eaux industrielles et particulièrement dans celui des adoucisseurs pour eaux industrielles, dans le domaine des eaux potables ou dans celui des stations d'épuration des eaux résiduaires, l'emploi pratique de tels systèmes n'est que très récent.

Dans le domaine des eaux potables, les premières réalisations françaises ont été faites dans les années 50 en Afrique du Nord pour le dessablage (NEYRPIC) et le débouillage (GOMELLA) des eaux très chargées des oueds mais il a fallu attendre une décennie pour voir le procédé appliqué à des eaux de surface peu chargées aux U.S.A. (microfloc), en FRANCE (Fluorapid), en SUEDE (Lamella-Separator) etc. . . Maintenant les modules lamellaires ont conquis droit de cité et attirent l'attention soutenue des entrepreneurs et des usagers.

4.2. L'utilisation de modules lamellaires vise simultanément à multiplier les surfaces de dépôts et à obtenir un écoulement laminaire dont les avantages ont été mis en évidence dans la discussion du chapitre relatif aux décanteurs à étages.

La discussion portera principalement sur des modules lamellaires dont les dimensions sont adaptées à la vitesse de passage et à la viscosité de façon à ce que:

$$R^* = \frac{vd}{\nu} \text{ soit de préférence voisin de } 100 \text{ à } 200$$

et de toute façon toujours inférieur à 500.

$$(d - \text{rayon hydraulique} = \frac{\text{section de passage}}{\text{périmètre mouillé}})$$

Pour $\nu = 10^{-2}$ stokes (t⁰ eau—21°C) le tableau ci-après donne le rayon hydraulique et les dimensions pour une section carrée pour différente vitesse d'écoulement à l'intérieur d'un élément pour que soit respectée la condition $R = 200$.

m/h	50	25	10	5	2
cm/sec	1,39	0,69	0,28	0,14	0,05
d cm	1,43	2,9	7,1	14,2	40
coté du carré e cm	5,7	11,6	28	57	160

L'emploi de modules lamellaires ne se concevant que dans les cas de hautes performances, c'est-à-dire de grandes vitesse de passage, le tableau précédent met bien en évidence que les modules doivent être disposés suivant un cloisonnement très serré allant de 10 à quelques cm.

Les conditions d'écoulement laminaires étant respectées, la théorie de HAZEN s'applique et comme cela se vérifie d'ailleurs expérimentalement, des performances très élevées de séparation sont atteintes.

4.3. Décanteur à écoulement horizontal

4.3.1. Supposons que l'on veuille augmenter les performances d'un décanteur horizontal tout en maintenant horizontal l'écoulement de l'eau dans l'ouvrage.

Une première condition est d'obtenir au départ la condition laminaire pour le décanteur tel qu'il est exploité, c'est-à-dire pour une performance donnée, cloisonner le décanteur par des modules horizontaux d'une section adaptée à la vitesse moyenne d'écoulement telle qu'elle apparaît dans le tableau du §4.2.

Par exemple, si on considère un décanteur de section 3 x 12m dans lequel la vitesse moyenne de circulation est de 20 m/h, (débit admis $Q = 720$ m³/h), il faut cloisonner la section par des modules lamellaires de section carrée unitaire de 14,4 cm, c'est-à-dire disposer 21 radiers de dépôt sur la hauteur de 3 m. On atteindra alors la condition d'écoulement laminaire et si le décanteur avait été projeté avec un paramètre de Hazen de:

$$\frac{Q}{S} = 1,2 \text{ m}$$

ce pouvoir de séparation sera réellement observé.

Mais, si à l'origine, ce paramètre:

$$\frac{Q}{S} = 1,2$$

avait conduit à donner au décanteur une longueur L telle que:

$$\frac{720}{1,2} = L \times 12 \quad \underline{L = 50 \text{ m}}$$

on s'aperçoit que l'introduction de 21 radiers supplémentaires, la condition laminaire étant remplie, permet

Assemblage modulaire

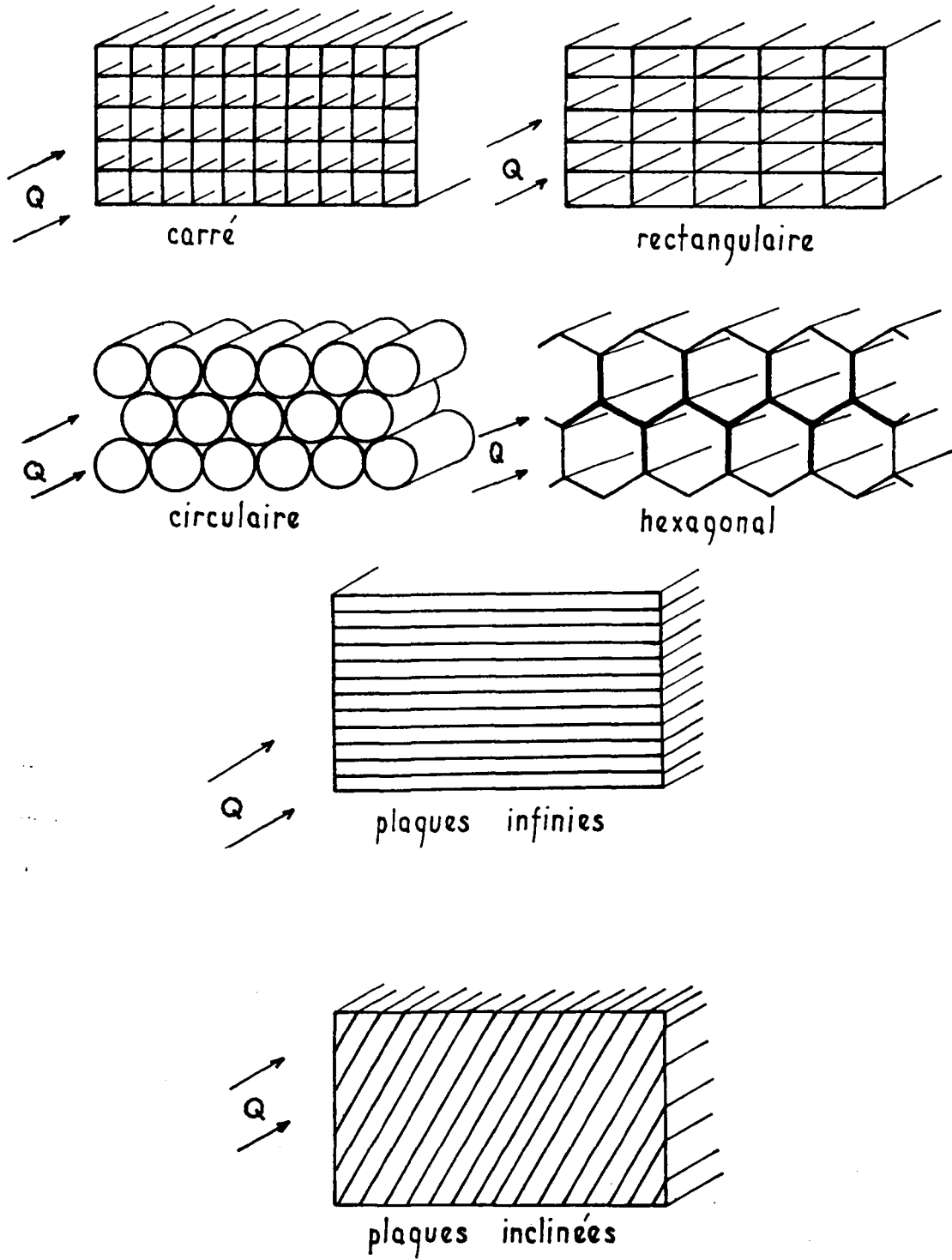
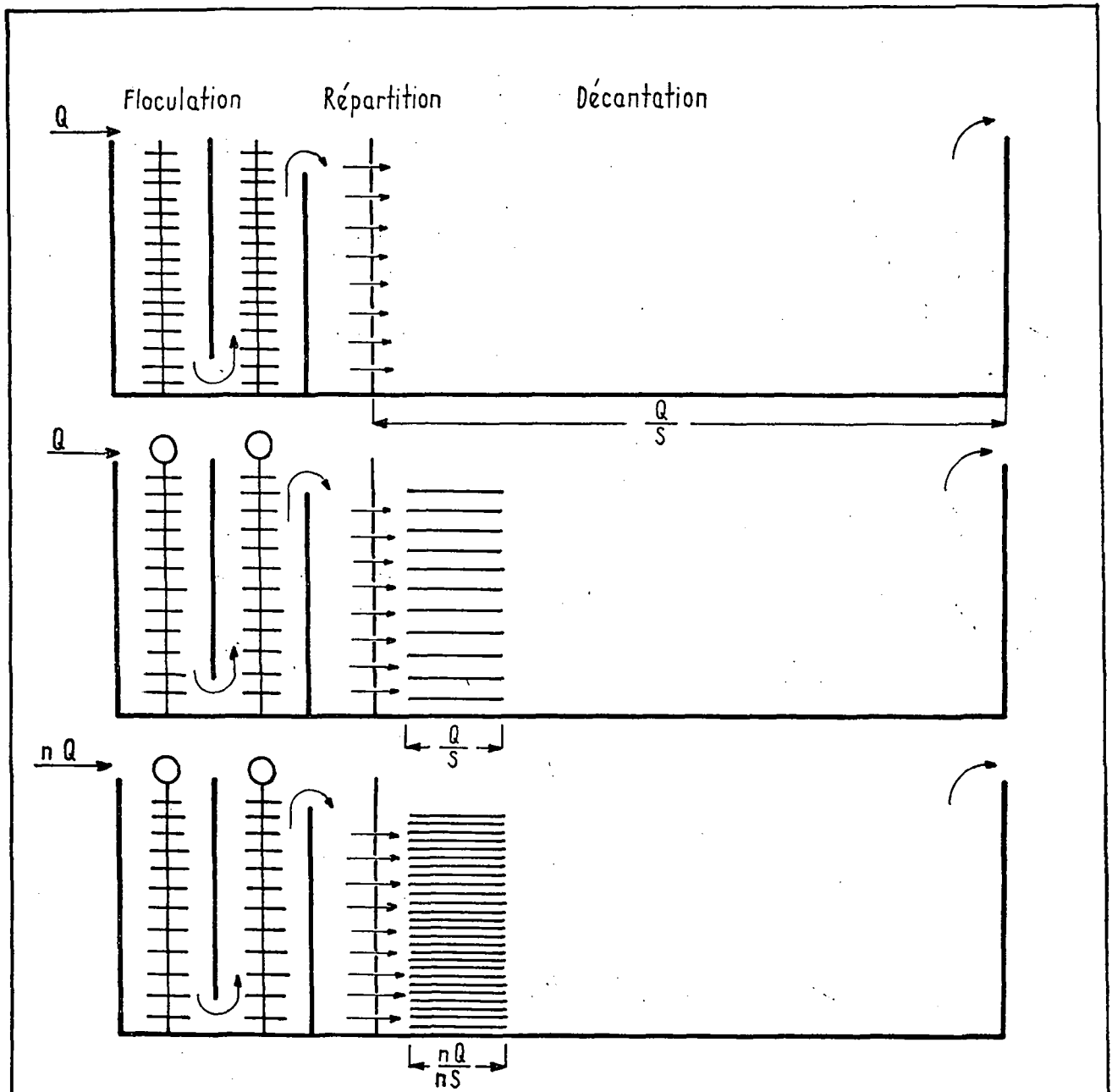


Fig. 3

C. GOMELLA A.I.O.E. 1974



Equipement d'un décanteur horizontal de modules lamellaires horizontaux

Les conditions laminaires sont obtenues sur une distance de parcours très faible qui reste constante si on augmente le débit traité, les plaques étant de plus en plus serrées et le temps de floculation devenant insuffisant

Fig. 4

d'obtenir la valeur $\frac{Q}{S} = 1,2$ dans les $\frac{50}{21} = 2,4$ premiers

mètres du décanteur et qu'il est inutile d'équiper les 47,6m restant de la longueur du décanteur sauf à rechercher un pouvoir de séparation meilleur que 1,2 m/h, par exemple l'équipement des 5 premiers mètres donnerait un pouvoir de séparation de 0,6 m/h etc.

Par contre, si on veut utiliser cette disposition pour améliorer la capacité de traitement de l'ouvrage primitif, il faudra augmenter d'autant la vitesse horizontale du décanteur et simultanément, pour maintenir la condition d'écoulement laminaire, réduire la dimension du cloisonnement dans les mêmes proportions.

Si on veut admettre dans l'ouvrage 1 440 m³/h, il faudra que:

$$v = 40 \text{ m/h}$$

$$e = 7,2 \text{ cm}$$

c'est-à-dire insérer 40 surfaces de dépôts et la condition:

$$\frac{Q}{S} = 1,2 \text{ m/h}$$

sera assurée pour une longueur L telle que:

$$L = \frac{1\,440}{1,2 \times 12 \times 42} = 2,4 \text{ m}$$

c'est-à-dire pour la même longueur que précédemment. Une fois atteinte la condition de Reynolds, la performance de séparation est obtenue pour une longueur donnée qui reste fixe quel que soit le débit admis dans le décanteur à condition d'adapter la dimension du cloisonnement à ce débit. On ne peut donc utiliser ce dispositif pour équiper la totalité d'un décanteur horizontal existant, le résultat étant obtenu dans la première partie très courte de l'ouvrage; la plus grande partie de ce dernier devient inutile et ne peut être utilisée pour augmenter la production.

L'emploi des modules lamellaires cloisonnés peut par contre se concevoir pour construire des ouvrages neufs, très courts et de haute performance.

4.3.2. Si nous considérons un conduit de section carrée de côté e. La condition de Reynolds sera assurée pour:

$$200 = \frac{vd}{\nu} \quad d = \frac{e}{4}$$

En unité CGS nous obtenons ainsi pour $\nu = 10^{-2}$

$$ve = 8$$

D'un autre côté, le paramètre de HAZEN:

$$\frac{Q}{S} = \frac{ve^2}{eL} = \frac{ve}{L} = \frac{8}{L} \text{ (cm et sec.)}$$

(L=longueur de conduit).

Donc pour un conduit carré, la longueur assurant un écoulement laminaire et un pouvoir de coupure recherchée est donnée par:

$$L = \frac{8}{Q/S} \text{ en unité CGS (cm et sec.)}$$

où

$$L = \frac{2,88}{Q/S} \text{ en m et heure.}$$

On obtient ainsi le tableau suivant:

Q/S m/h	2,5	1,2	1	0,5	0,25
L m	1,15	2,4	2,9	5,8	11,5

Pour un conduit rectangulaire de largeur horizontale égale à pe on obtient de même:

$$L = \frac{4(p+1)}{p Q/S}$$

Par exemple pour une section rectangulaire aplatie telle que p=3

$$L = \frac{5,33}{Q/S} \text{ en unité CGS}$$

$$L = \frac{1,92}{Q/S} \text{ en unité m et heure}$$

l'aplatissement du profil va raccourcir encore la longueur d'ouvrage:

Q/S m/h	2,5	1,2	1	0,5	0,25
L m	0,77	1,6	1,92	3,84	7,7

4.3.3. Les modules lamellaires mis en place horizontalement permettent donc de projeter des ouvrages étonnamment efficaces et des dimensions réduites en particulier en ce qui concerne leur longueur.

Néanmoins, leur mise en oeuvre va demander la résolution d'une série de problèmes technologiques.

4.3.3.1. L'efficacité même du dispositif conduit à un engorgement très rapide par les boues déposées. Le nombre considérable de conduits parallèles interdit de penser à un dispositif mécanique de raclage en cours de fonctionnement. Le fonctionnement de ce dispositif détruirait d'ailleurs le caractère laminaire recherché de l'écoulement, il ne reste alors que l'arrêt périodique du fonctionnement (comme pour un filtre colmaté) et l'évacuation des boues par un courant d'eau, obtenu par exemple par simple vidange de l'appareil.

C'est la solution adoptée par HANSEN et CULP dans leur "tube settler".

Chaque tube permettrait de stocker les boues déposées pendant 24 heures. Le nettoyage des tubes étant intégré dans le cycle de lavage du filtre (les tubes sont très légèrement inclinés de façon à faciliter l'évacuation des boues au moment du nettoyage).

4.3.3.2. Le plein effet des modules lamellaires ne peut être espéré que si le débit est parfaitement bien réparti entre chaque compartiment unitaire.

Dans le cas d'une réalisation avec des tubes de faible diamètre vis-à-vis de leur longueur, cette répartition serait assurée par la forme même des compartiments, le rapport indiqué par HANSEN et CULP étant de 2/100 entre le diamètre du tube et sa longueur (1 inch pour 4 pieds).

Mais ce problème de répartition est très important et doit être toujours examiné avec beaucoup de soin.

4.3.3.3. L'écoulement avant l'entrée dans les compartiments formés par les modules lamellaires est obligatoirement turbulent. L'établissement du régime laminaire n'est pas instantané et une zone de transition occupe la partie amont du compartiment. Pour K.M. YAO la longueur de cette zone est donnée par la relation:

$$\frac{L_T}{e} = 0,232R^*$$

e=hauteur du compartiment unitaire

soit pour $R^* = 100$

$$L_T = 23,2e$$

et pour $R^* = 200$

$$L_T = 46,4e$$

Pour GOMELLA cette relation conduit à des longueurs excessives et la relation:

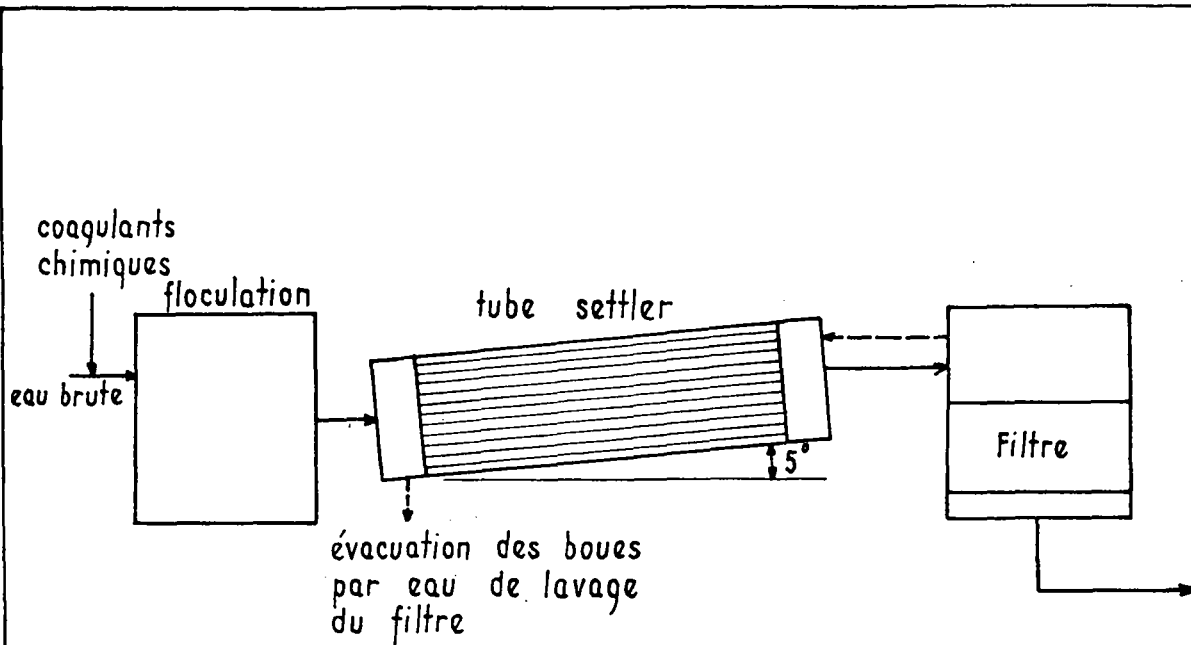
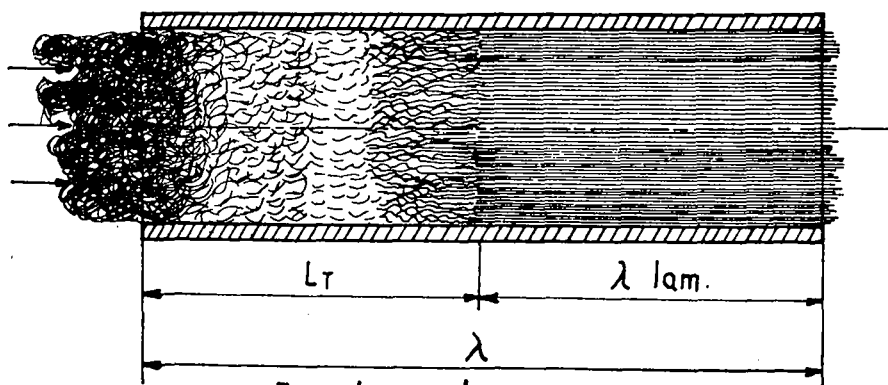


Schéma initial du "tube settler" de CULP et HANSEN

Fig. 5



Turbulent Ecoulement Transition Laminaire

$$L_T = e 0,1 R^*$$

$$L' = \frac{8p}{P+1} e \text{ pour } 20 < R^* < 50$$

Etablissement du régime laminaire dans un élément

Fig. 6

$$\frac{L_T}{e} = 0,10R^*$$

Peut être appliquée dans la pratique du fait que dans la deuxième partie de la zone de transition, les conditions sont très proches de celles de l'écoulement laminaire.

Cette longueur L_T doit être ajoutée à la longueur L dont il avait été question au § 4.3.2.

Si on utilise des vitesses telles que $R^* < 200$, on peut aussi appliquer la relation:

$$L_T = 2,5ve^2 \quad \text{pour les conduits carrés;}$$

$$L_T = \frac{5p}{p+1}ve^2 \quad \text{pour les conduits rectangulaires;}$$

$$\text{et } L_T = 5ve^2 \quad \text{pour les plaques infinies sans cloisonnement.}$$

Ces valeurs conduisant à des calculs numériques peu commodes on peut plus simplement utiliser la relation:

$$\frac{L_T}{e} = \frac{8p}{p+1} \quad \text{pour } 20 < R^* < 50$$

lorsqu'on est dans des zones de R^* relativement faibles (vitesses de l'ordre de 0,5 cm/sec, et espacement de quelques cm).

4.3.4. Ecoulement horizontal et surfaces de dépôt inclinées

4.3.4.1. Si on veut éviter l'accumulation des boues et obtenir leur évacuation continue, il faut donner aux surfaces de dépôt une inclinaison assurant l'auto-curage. L'inclinaison nécessaire pour les boues hydroxydes rencontrées communément dans le traitement des eaux potables est légèrement inférieure à 60° .

$52^\circ < \alpha < 60^\circ$ suivant les conditions.

Avec 60° on a un écoulement presque continu, avec 52° les boues déposées se détachent par plaques à partir du moment où une certaine épaisseur est atteinte.

4.3.4.2. Si on veut simultanément conserver un écoulement horizontal de l'eau, les surfaces de dépôts doivent être disposées, avec leur inclinaison, parallèlement à la direction générale de l'écoulement.

On peut d'abord examiner le problème sous l'aspect de l'augmentation du paramètre Q/S sans rechercher l'obtention d'un écoulement laminaire, c'est un problème analogue à celui qui a été examiné au chapitre 3: décanteur à étages.

Si z est la hauteur *verticale* entre les radiers inclinés et e leur espacement *orthogonal*, on peut écrire:

$$z = \frac{e}{\cos \alpha} \quad \frac{u}{z} = \frac{v}{l} = \frac{Q/S}{h}$$

$$\frac{u \cos \alpha}{e} = \frac{Q/S}{h}$$

Q/S étant le paramètre de HAZEN pour le décanteur *initial* et u la vitesse de chute de la particule arrêtée.

La surface totale de plaques nécessaires pour équiper le décanteur sera égale à:

$$\Sigma = \frac{l \sin \alpha}{e} \times L \times \lambda$$

$$\Sigma = \frac{lL \lambda \sin \alpha Q/S}{u \cos \alpha h} = L \cdot l \frac{Q/S}{u} \frac{1}{\cos \alpha}$$

La surface minimale correspond à l'angle α le plus faible, si $\alpha = 52^\circ$, $\cos 52 = 0,616$ et nous avons:

$$\Sigma = L \cdot l \frac{Q/S}{u} \times 1,62$$

$Q/S/u$ donne l'amélioration du paramètre de HAZEN recherché, mais nous savons cependant que si on tient compte de la composante verticale de la turbulence, la vitesse de chute effective des particules arrêtées ne serait:

ni Q/S pour le décanteur non équipé

ni u pour le décanteur équipé (voir chapitre 3: décanteur à étages).

Notons que l'espacement à assurer entre les plaques sera donné par:

$$e = \frac{u}{Q/S} h \cos \alpha$$

et pour un angle de $\alpha = 52^\circ$

$$e = \frac{u}{Q/S} h \times 0,616$$

Par exemple, si on veut faire passer le paramètre de HAZEN de 2 m/h à 0,5 m/h pour un décanteur de 6 m de hauteur

$$e = 0,25 \times 6 \times 0,616 = 0,92m$$

et s'il a 50 m de long pour 12 m de large, la surface totale de plaques inclinées à 54° à mettre en place serait:

$$50 \times 12 \times 4 \times 1,62 = 3890m^2$$

son radier horizontal initial étant de $600m^2$.

Comme dans le chapitre 2, on peut également augmenter la capacité de traitement par un facteur légèrement inférieur à 4 pour des performances de séparation analogues aux initiales.

4.3.4.3. Si on veut par contre obtenir un écoulement laminaire, il faudra que:

$$R^* = 200 = \frac{vd}{\nu} \quad (\text{d rayon hydraulique})$$

$(\nu = 10^{-2})$

$$d = \frac{\lambda e}{2 \left(\lambda + \frac{e}{\sin \alpha} \right)}$$

$$d = \frac{he}{2(h+e)}$$

d'où

$$e = \frac{4hl}{Q-4l}$$

Comme à l'alinéa précédent:

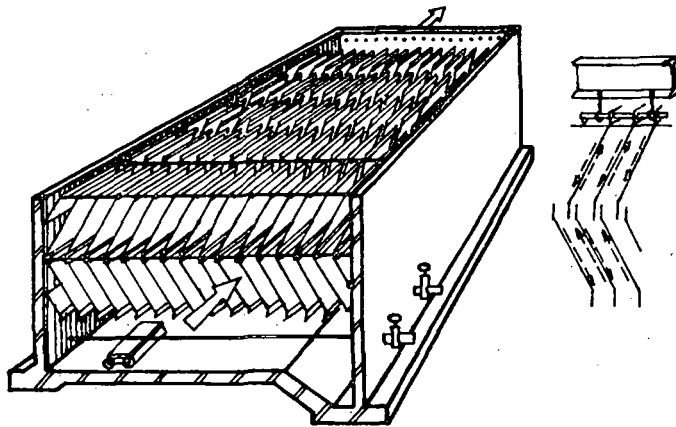
$$\frac{Q/S}{u} = \frac{h \times \cos \alpha}{e} = \frac{(Q-4l) \cos \alpha}{4l}$$

l'amélioration de Q/S ne dépendra que de la largeur du décanteur.

Pour un décanteur de 6 m de haut, 12 m de large et 50 m de long, recevant un débit de $720m^3/h$:

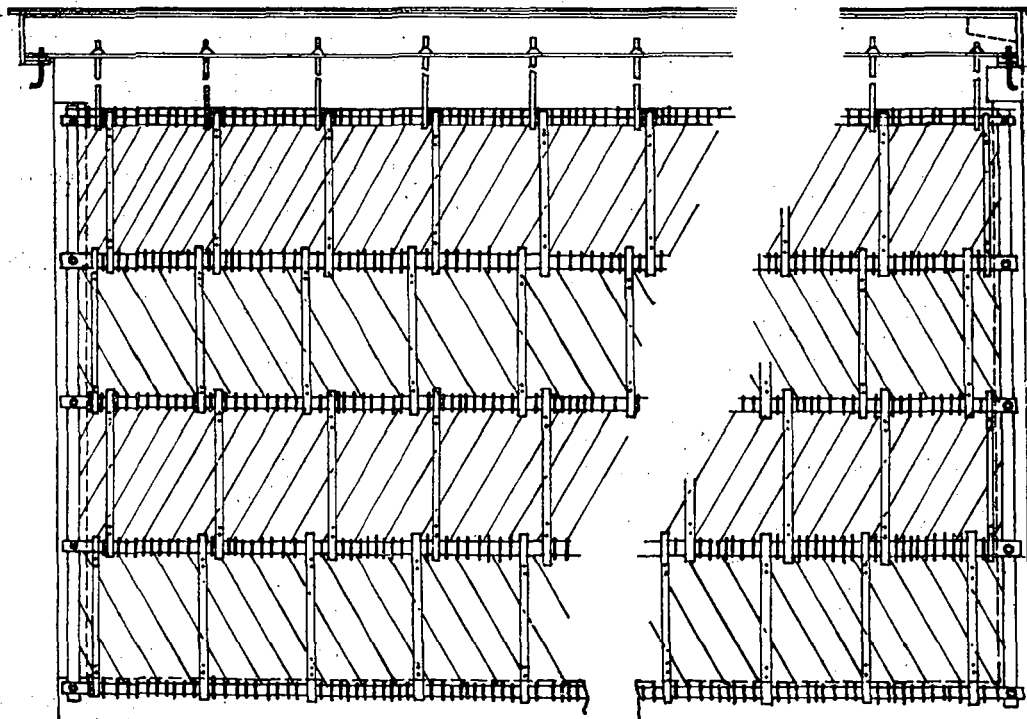
$$e_{em} = \frac{4 \times 600 \times 1200}{7200 \cdot 10^5 - 4800} = 14,75cm$$

$$\frac{Q/S}{u} = 25$$



Plaques parallèles au flot horizontal

Fig. 7



Plaques parallèles au flot horizontal

Section du décanteur d' OZAKU

Fig. 8

ce qui veut dire que le pouvoir séparateur initial de 1,2 m/h serait acquis dans les $50/25=2$ premiers mètres du décanteur et que l'équipement de la totalité du décanteur conduirait au pouvoir séparateur de :

$$\frac{1,2}{25} = 0,05 \text{ m/h} = \underline{5 \text{ cm/h}}$$

Là encore on voit l'inutilité d'équiper l'ensemble du décanteur du cloisonnement.

Par contre, la construction d'un *ouvrage neuf court et très efficace est possible.*

Pour un ouvrage existant il faudra raisonner en sens inverse et rechercher l'amélioration obtenue à partir de plaques espacées d'une façon technologiquement acceptables: 5 à 10 cm et déterminer le débit pour lequel l'écoulement laminaire est assuré

$$Q = \frac{4hl}{e} + 4l$$

soit dans l'exemple numérique précédent :

$$Q = 1\,054 \text{ m}^3/\text{h} \text{ pour } e = 10 \text{ cm}$$

$$Q = 2\,090 \text{ m}^3/\text{h} \text{ pour } e = 5 \text{ cm}$$

le pouvoir séparateur étant amélioré

$$Q/S/u = 36 \text{ fois pour } e = 10$$

$$Q/S/u = 73 \text{ fois pour } e = 5$$

le pouvoir séparateur initial de 1,2 m/h étant obtenu en 1,4 m de parcours pour $e=10$ cm et 0,7 m pour $e=5$ cm, l'équipement de quelques mètres de décanteur permettra donc d'augmenter le débit de 2 à 3 fois tout en améliorant considérablement le pouvoir séparateur.

Dans cet exemple numérique pour $Q=2\,090 \text{ m}^3/\text{h}$, $e=5$ cm, et un équipement sur 3 mètres par exemple, un pouvoir séparateur de 0,2 m/h serait obtenu au bout d'un temps de séjour actif de 6,5 mn environ alors que la floculation le précédant exige à elle seule 20 à 30 mn de séjour.

4.3.4.4. Ce type d'équipement à écoulement transverse des boues, dont un exemple de réalisation est le dessableur type NEYRPIIC qui remonte aux années 1950, s'il apporte une réponse à l'évacuation continue des boues déposées, reste soumis à la contrainte de la réalisation d'une excellente répartition du débit en tête de l'ouvrage; la disposition lamellaire pure, sans cloisonnement, étant par elle-même moins régulatrice de la répartition de débit que le type "tube-settler".

Il faut également ajouter à la longueur d'écoulement laminaire la longueur de la zone de transition.

4.3.4.5. Si la partie "utile" d'un tel dispositif peut être considérée comme très compacte, sa faible dimension longitudinale conduit à l'encadrer d'une chambre d'introduction et de répartition d'un côté et d'une chambre de reprise de dimensions au moins égales à l'autre; enfin, la mise en place de plans inclinés recevant des boues pose des problèmes certains si on recherche des dispositifs d'évacuation de boues pas trop sophistiqués.

4.4. Module lamellaire à écoulement oblique

4.4.1. Les conditions géométriques dans un flux vertical

4.4.1.1. Considérons un élément composé de 2 lamelles parallèles inclinées sur l'horizontale, supposons que l'écoulement est laminaire

soit λ longueur des plaques

e espacement interlamelle orthogonal

α inclinaison sur l'horizontale

u la vitesse de chute de la particule la moins favorisée

v la vitesse d'écoulement de l'eau *parallèlement* aux lamelles

z la hauteur maximale de chute

$V = \frac{Q}{S}$ la vitesse *verticale* de l'eau alimentant les lamelles.

$$u = \frac{zv}{\lambda} = \frac{ev}{\lambda \cos \alpha}$$

Pour un débit fixe entrant dans l'espace interlamellaire, l'angle α optimal (u minimal) serait :

$\alpha = 0$: plaques disposées horizontalement.

4.4.1.2. Si au lieu de considérer un espace interlamellaire séparé on considère les contraintes d'interposition dans un ouvrage à *écoulement vertical* on constate d'abord que le flux intercepté par une lamelle est proportionnel à $\frac{e}{\sin \alpha}$

par conséquent: $v = \frac{V}{\sin \alpha}$

et la relation donnant u se transforme et devient :

$$u = \frac{eV}{\lambda \sin \alpha \cos \alpha}$$

dont la *valeur minimale* s'obtient pour :

$$\alpha = 45^\circ$$

Pour cette inclinaison optimale (en faisant abstraction des conditions aux limites):

$$u_{opt} = \frac{eV}{\lambda \times 0,5} = \frac{2eV}{\lambda}$$

Pour toute autre inclinaison u est plus élevé et la décantation suivant HAZEN moins efficace.

On peut noter que pour l'inclinaison

$\alpha = 52^\circ$ qui est celle de l'autocourage des boues floconneuses

$$u_{52^\circ} = \frac{eV}{\lambda \times 0,485} = \frac{2,06 e V}{\lambda}$$

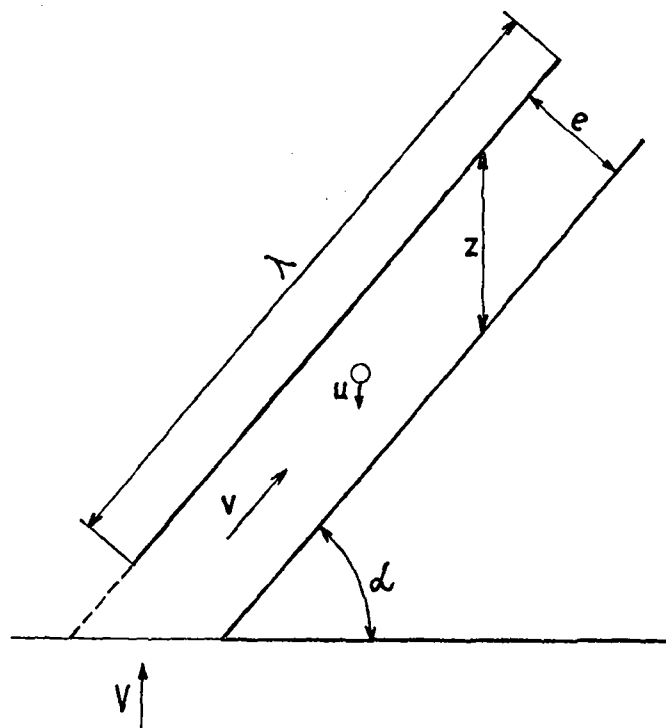
la diminution par rapport à u_{45° n'est que de 3%.

Il est intéressant de noter que pour 60° , angle qui est adopté par de nombreux chercheurs et constructeurs:

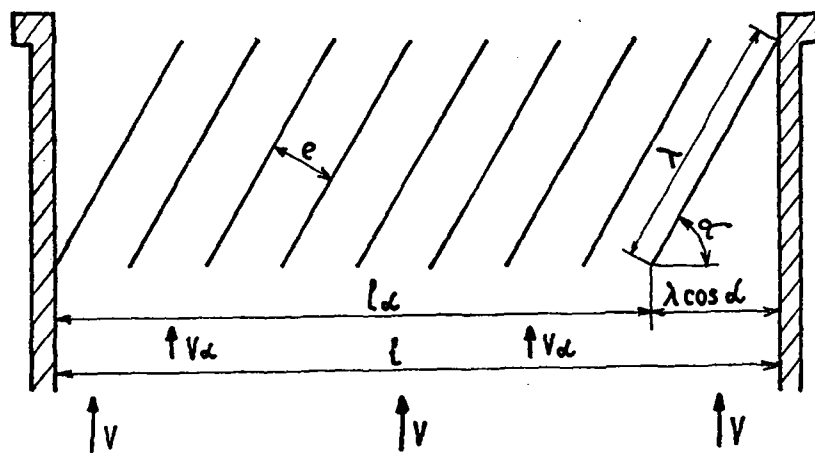
$$u_{60^\circ} = \frac{2,31 e V}{\lambda}$$

la diminution du pouvoir séparateur est plus sensible: 15%.

Il est intéressant de noter qu'une diminution de α par rapport à 45° donnerait des résultats symétriques:



Élément d'un module incliné
dans un flot vertical
Fig. 9



Contraintes géométriques d'adaptation d'un module
lamellaire dans un ouvrage à flux vertical
Fig. 10

$$u_{30^\circ} = u_{60^\circ} = 1,155 u_{45^\circ}$$

4.4.1.3. Si on examine la *contrainte* due aux dimensions géométriques de l'ouvrage équipé de lamelles et si on appelle l la dimension de l'ouvrage dans le sens de l'inclinaison des lamelles, l_α la longueur d'interception du débit par les lamelles, V la vitesse verticale dans l'ouvrage, V_α la vitesse verticale d'alimentation des lamelles, u_α la vitesse de HAZEN de la lamelle:

$$u_\alpha = \frac{eV_\alpha}{\lambda \sin \alpha \cos \alpha}$$

$$Vl = V_\alpha l_\alpha$$

$$l_\alpha = l - \lambda \cos \alpha$$

d'où

$$V_\alpha = \frac{V}{l - \lambda \cos \alpha}$$

et

$$u_\alpha = \frac{e}{\lambda \sin \alpha \cos \alpha} \frac{V}{l - \lambda \cos \alpha}$$

L'influence des conditions aux limites sera d'autant plus faible que α sera grand et λ petit par rapport à l , les ouvrages rectangulaires allongés se prêteront mieux à l'équipement au moyen de modules lamellaires, de même les modules à faible écartement permettront, pour des performances identiques, d'utiliser des modules à λ plus faible.

4.4.1.4. Si maintenant nous introduisons la condition d'écoulement laminaire ($R^* < 200$) et considérons l'emploi de modules lamellaires cloisonnés à section carrée ou rectangulaire, nous devons appliquer les considérations déjà vues au §4-2, la vitesse à prendre en compte étant celle du passage à l'intérieur du module, c'est-à-dire v qui est relié à la vitesse de HAZEN obtenue à l'intérieur du module par la relation:

$$u = \frac{e v}{\lambda_{lam} \cos \alpha}$$

où λ_{lam} est la longueur du module où régnent effectivement les conditions laminaires:

$$\lambda_{lam} = \lambda - L_T$$

voir §4.3.3.3.

$$u = \frac{e v}{(\lambda - L_T) \cos \alpha}$$

En réalité dans la partie non laminaire la vitesse de chute sera retardée par la composante verticale de la turbulence

$$w = \frac{v}{20}$$

et l'équation générale du mouvement s'écrira:

$$\left(u - \frac{v}{20}\right) \frac{8p}{p+1} \frac{e}{v} + u \frac{\lambda - \frac{8p}{p+1} e}{v} = \frac{e}{\cos \alpha}$$

d'où

$$u = \frac{e v}{\lambda} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)} \right)$$

$$\frac{8p}{20(p+1)} = 0,2 \text{ pour } p = 1 \text{ canaux à section carrée}$$

$$\frac{8p}{20(p+1)} = 0,4 \text{ pour } p = \infty \text{ plaques infinies non cloisonnées}$$

La condition de REYNOLDS $R^* = \frac{v d}{\nu}$

conduit à:

$$e v = \frac{2R^*(p+1)}{p}$$

En introduisant les paramètres d'un décanteur vertical réel par V et l , la condition de Reynolds permet de calculer la valeur de e pour des modules d'une longueur λ et pour une inclinaison α donnée qui assure cette valeur de R^* .

$$v = \frac{V}{\left(1 - \frac{\lambda}{l} \cos \alpha\right) \sin \alpha}$$

d'où:

$$e v = 2 \left(\frac{p+1}{p} \right) \frac{R^*}{100} \sin \alpha \left(1 - \frac{\lambda}{l} \cos \alpha \right)$$

Valeurs de $\frac{2(p+1)}{p}$ et de $\frac{4(p+1)}{p}$

p	1	3	30	60	100	∞
$\frac{2(p+1)}{p}$	4	2,68	2,07	2,04	2,02	2
$\frac{4(p+1)}{p}$	8	5,33	4,13	4,07	4,04	4

$$\frac{4(p+1)}{p} = \frac{2(p+1)}{p} \frac{R^*}{100}$$

Pour permettre une estimation rapide de l'ordre de grandeur de l'écartement e à choisir il est commode de disposer d'un tableau donnant la valeur de $e v$ pour $R^* = 200$ et pour différentes valeurs de λ par exemple:

$\frac{\lambda}{l} = 0,2$ décanteur très court par rapport aux modules

$\frac{\lambda}{l} = 0,1$ décanteur court

$\frac{\lambda}{l} = 0,033$ décanteur moyen

$\frac{\lambda}{l} = 0,01$ décanteur long

$$e v = 8 \sin \alpha \left(1 - \frac{\lambda}{l} \cos \alpha \right)$$

section rectangulaire, $R^* = 200$

λ/l α°	0,2	0,1	0,033	0,01
5	0,56	0,63	0,67	0,69
35	3,83	4,20	4,46	4,55
45	4,86	5,26	5,52	5,61
52	5,53	5,90	6,17	6,26
60	6,23	6,58	6,80	6,89

Pour des modules à section rectangulaire 3/1, ($p=3$), prendre les 2/3 des valeurs du tableau, pour des plaques indéfinies non cloisonnées prendre 1/2 des valeurs du tableau (unités cm et cm/sec).

Pour obtenir e pour une valeur de V(1) imposée on divisera par V (exprimé en cm/sec) les valeurs du tableau. On constate ainsi que l'obtention de la condition de Reynolds $R^* = 200$, conduira, pour une vitesse verticale imposée à des écartements d'autant plus faibles (modules plus serrés) que α sera plus faible. On constate également que les modules cloisonnés, pour un écartement donné permettront l'emploi de vitesses V plus élevées que les plaques infinies non cloisonnées, les modules à section carrée étant les plus performants (vitesse V verticale acceptée double de celle des plaques non cloisonnées de longueur infinie).

Par exemple, pour obtenir l'écoulement laminaire à partir d'une vitesse verticale de $V = 12 \text{ m/h}$ ($V = 0,33 \text{ cm/sec}$) l'espacement des modules pour un décanteur moyen $\lambda/l = 0,033$ devra être au plus égal aux valeurs du tableau:

	α	5	35	45	52	60
section carrée	e_{cm}	2	13,4	16,6	18,5	20,4
plaques non cloisonnées	e_{cm}	1	6,7	8,3	9,3	10,2

(1) Il est rappelé que la vitesse V verticale est celle qui règne dans l'ouvrage dans lequel sont disposés les modules qui est toujours inférieure à la vitesse réelle verticale à l'entrée de l'espace interlamellaire qui est

$$V_{\alpha} = V / \left(1 - \frac{\lambda \cos \alpha}{l}\right)$$

4.4.2. - La relation générale de l'efficacité des modules lamellaires

4.4.2.1. L'obtention de la condition laminaire n'est pas suffisante en soi pour obtenir des améliorations considérables de la performance de séparation si ce n'est avec des longueurs λ élevées.

$$u = \frac{2(p+1)}{p} \frac{R^*}{100} \frac{1}{\lambda} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)} \right)$$

Pour une section carrée et $R^* = 200$

$$u = \frac{8}{\lambda} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + 0,2 \right)$$

ce qui exige les longueurs λ ci-après pour différentes valeurs de u recherchées:

λ EN MÈTRES

α	5	35	45	52	60
$\frac{1}{\cos \alpha} + 0,2$	1,20	1,42	1,61	1,82	2,20
u	λ en mètres				
m/h	2,8	3,5	4,1	4,6	5,2
cm/sec 10^{-2}	1,4	6,9	8,2	9,3	10,5
0,25	0,7	13,9	16,5	18,7	21,2
0,5					
1					

Pour éviter des longueurs λ trop élevées, on sera donc généralement conduit à utiliser des modules plus serrés que ne l'exigerait le strict respect de la condition $R^* = 200$, en d'autres termes, les modules dans la pratique assureront des valeurs de R^* nettement plus faibles de celles déterminant la limite du régime laminaire.

4.4.2.2. On fera généralement le raisonnement inverse et on recherchera pour un module de longueur donnée, fixée par les impératifs de la réalisation industrielle, l'écartement à utiliser pour obtenir une amélioration de performance recherchée $\frac{V}{u}$.

Il est rappelé que dans ce rapport V est la vitesse verticale dans l'ouvrage équipé de modules.

Les considérations précédentes permettent d'établir la relation générale déterminant les performances des modules lamellaires:

$$\frac{e}{\lambda} \times \frac{V}{u} = \frac{\left(1 - \frac{\lambda}{l} \cos \alpha\right) \sin \alpha}{\left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)}\right)}$$

Dans les deux tableaux ci-après figurent la valeur numérique du 2ème membre respectivement pour des modules à section carrée $p = 1$ et pour des plaques infinies non cloisonnées $p = \infty$.

$\frac{1}{\cos \alpha} + 0,2$	α	Type λ/l			
		très court 0,2	court 0,1	moyen 0,033	long 0,01
		$p = 1$ section carrée			
0,831	5	0,058	0,065	0,070	0,072
0,704	35	0,337	0,369	0,392	0,400
0,619	45	0,377	0,406	0,427	0,433
0,548	52	0,378	0,404	0,422	0,428
0,455	60	0,328	0,347	0,358	0,363
		$p = \infty$ plaques infinies			
0,712	5	0,049	0,055	0,059	0,061
0,616	35	0,295	0,323	0,343	0,350
0,551	45	0,336	0,361	0,380	0,386
0,494	52	0,340	0,364	0,380	0,386
0,416	60	0,323	0,342	0,353	0,358

Ce qui veut dire à titre d'illustration que si on désire obtenir un gain de performance $V/u = 12$ avec des modules de 1 m de long, $\lambda = 100$, les espacements entre les surfaces de dépôt doivent avoir les dimensions données par le tableau ci-après:

VALEURS DE e

$$\frac{V}{u} = 12 \quad \lambda = 100$$

λ/l	0,2		0,1		0,033		0,01	
α	p		p		p		p	
	1	∞	1	∞	1	∞	1	∞
5	0,5	0,4	0,5	0,5	0,6	0,5	0,6	0,5
35	2,8	2,5	3,1	2,7	3,3	2,9	3,3	2,9
45	3,1	2,8	3,4	3,6	3,6	3,2	3,6	3,2
52	3,2	2,8	3,4	3,9	3,5	3,2	3,6	3,2
60	2,7	2,7	2,9	2,9	3,0	2,9	3,0	3,0

L'écartement le plus grand correspondrait à la région 45° à 52°.

En conclusion lorsqu'on est en présence d'un ouvrage à écoulement vertical donné (l et V donnés) et de modules de caractéristiques géométriques données (λ et e donnés) le gain de performance maximal (V/u max.) s'obtient pour une mise en place des modules (λ et e fixés) avec une inclinaison des canaux élémentaires se situant dans la région 45° à 52°.

4.4.2.3. Cette conclusion *technique* indubitable doit être tempérée par une remarque concernant certains aspects économiques.

Recherchons la surface totale de matériau à utiliser pour construire les modules. Pour les surfaces de dépôt proprement dites, par mètre de largeur et par mètre de longueur de l'ouvrage (par m² de surface libre de l'ouvrage).

$$S_d/l = \frac{(1 - \frac{\lambda}{l} \cos \alpha) \sin \alpha}{e} 100\lambda$$

$$S_d/l = \frac{V}{u} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)} \right) 100$$

De même, pour les modules cloisonnés, il faut considérer la surface des joues verticales

$$S_j/l = \frac{V}{u} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)} \right) \frac{100}{p}$$

la surface totale:

$$(S_j + S_d)/l = \frac{V}{u} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)} \right) 100 \frac{p+1}{p}$$

et exprimée en m²/m² (l en m²)

$$S_j + S_d/l = 2 \frac{V}{u} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + 0,2 \right) \text{ m}^2/\text{m}^2 \text{ pour section carrée}$$

$$(S_j + S_d)/l = \frac{V}{u} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + 0,4 \right) \text{ m}^2/\text{m}^2 \text{ pour plaques } \infty.$$

La surface totale, pour un *gain de performance* recherchée ne dépendra que de l'angle de calage α des modules et croîtra avec l'angle α . La disposition la plus avantageuse du point de vue de la quantité de matériau constitutif des modules utilisés sera celle où l'angle α sera le plus faible, mais, et cela est important, pour des modules de longueur λ donnée, on devra modifier l'espacement e qui devra être d'autant *plus faible* que α sera *petite*.

Une autre remarque intéressante vise le cloisonnement vertical, ce dernier est utile dans le cas d'un écoulement turbulent pour atteindre plus rapidement la valeur limite de $R^* = 200$ avec des longueurs λ plus courtes et des espacements e plus larges. La région laminaire une fois atteinte, le cloisonnement ne présente plus d'intérêt, il conduit à une dépense inutile de matériau constitutif.

Par exemple, si on recherche un gain de performance $V/u = 12$ il faudra utiliser les surfaces totales données par le tableau ci-après (m² de matériau par m² de plan d'eau).

SURFACE TOTALE DES MODULES

α	5	35	45	52	60
modules cloisonnés carrés	29	34	39	44	53
plaques ∞ non cloisonnées	17	20	22	24	29
gain plaques ∞ % modules carrés	41 %	40 %	44 %	45 %	45 %

Cependant ce gain de 40 à 45% en quantité de matériau n'est pas absolu. Le cloisonnement participe à la résistance et à la tenue mécanique des modules (il permet l'emploi de matériau plus mince), il remplace, tout au moins en partie, les supports et les cales d'épais-

seur. Par ailleurs, les modules cloisonnés sont plus auto-régulateurs de la répartition du débit que les plaques ∞ . Tous ces aspects doivent être pesés au moment de la recherche de la disposition la plus économique.

4.4.2.4. A la fin de cet examen on peut rappeler les conclusions générales qui ont été tirées:

- les modules lamellaires, pour conduire à un gain de performance important doivent assurer un régime laminaire avec un paramètre de Reynolds nettement inférieur à la valeur limite $R^* = 200$ si on veut éviter des longueurs de module trop grandes.
- la disposition des modules conduisant à un gain de performance maximal, pour des valeurs λ et e imposées, est celle pour laquelle l'inclinaison se situe dans la région 45° à 52°.
- la surface la plus faible de matériau constitutif, pour un gain de performance recherché, est celle des modules à plaques non cloisonnées faiblement inclinées, mais la performance recherchée conduit à *serrer* l'espacement des plaques par rapport à la disposition 45° à 52°;
- la conclusion précédente ne constitue qu'un élément, peut être non déterminant, du calcul du module assurant le ratio: performance/prix, le plus élevé.

4.5. Les réalisations pratiques

4.5.1. Evacuation des boues déposées

4.5.1.1. En dehors du cas du tube-settler à faible inclinaison (5°) la plupart des réalisations se sont orientées vers une évacuation continue des boues déposées.

4.5.1.2. Pour les *boues hydroxydes*, les angles choisis sont de:

60° considéré comme très efficace par le rapporteur belge, M. Léo MOREL et adopté par MICROFLOC; le rapporteur japonais M. YAMAGUCHI signale qu'un angle *voisin de 60°* est adopté à OZAKU et à HIROSHIMA (Ushida Plant);

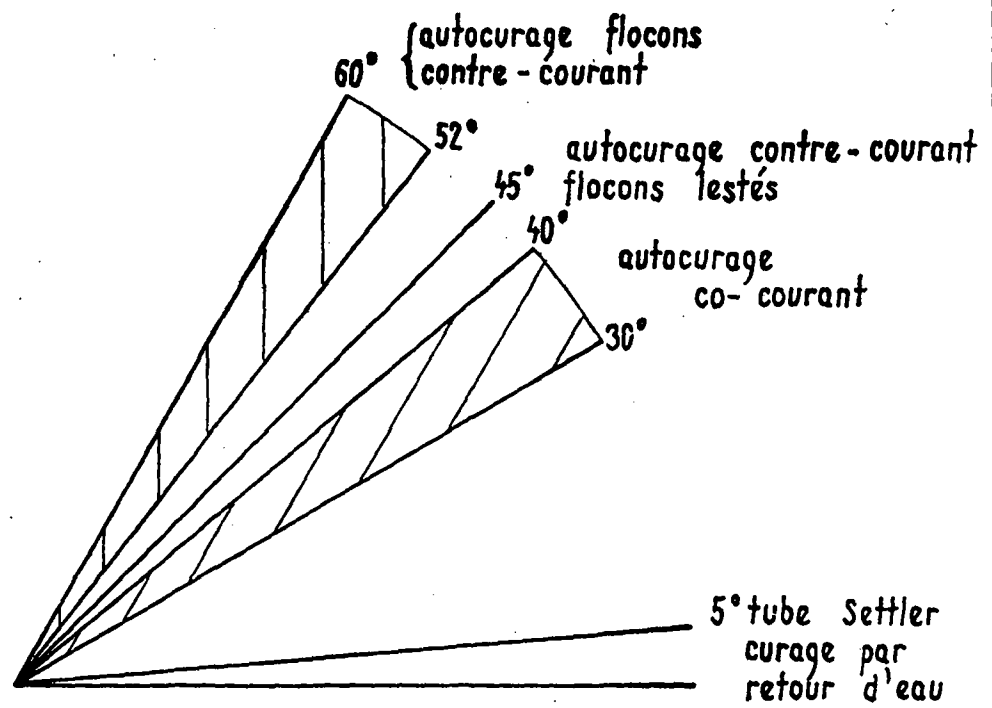
54° cité par le rapporteur hollandais M. A. GRAVELAND pour les réalisations hollandaises de SPANNENBURG, AMSTERDAM, ANDJIK, 55° cité par le rapporteur suédois M. TH. HEDBERG pour le "upflow lamella GEWE" et le VBB system; 55° à 60° est accepté par M. RICHARD.

52° adopté par Cyril GOMELLA comme angle d'autocurage des boues hydroxydes après une longue expérimentation (1952-54);

30° à 40° adopté pour le "downflow lamella" où en raison de l'effet de "co-courant" entre le mouvement de l'eau et celui des boues à évacuer, une inclinaison d'autocurage plus faible peut être utilisée, ces valeurs sont citées par le rapporteur suédois et acceptées par MM. WERTHEIMER et RICHARD.

4.5.1.3. Pour les *boues hydroxydes lestées d'un noyau de quartz*, l'autocurage commence pour un angle très voisin de 45° (la question sera examinée dans le chapitre traitant du clarificateur à lit granulé fluidisé).

4.5.1.4. Les boues évacuées glissent vers le bas de l'ouvrage et sont stockées sur le radier d'où elles sont évacuées par des dispositifs classiques. Tous les auteurs s'accordent pour ne trouver aucun inconvénient au passage des boues compactées, glissant en gros amas, à travers l'eau floculée d'alimentation pénétrant par le bas des modules (ce contact à contre-courant ne se produit



Pentes de curage

Fig. 11

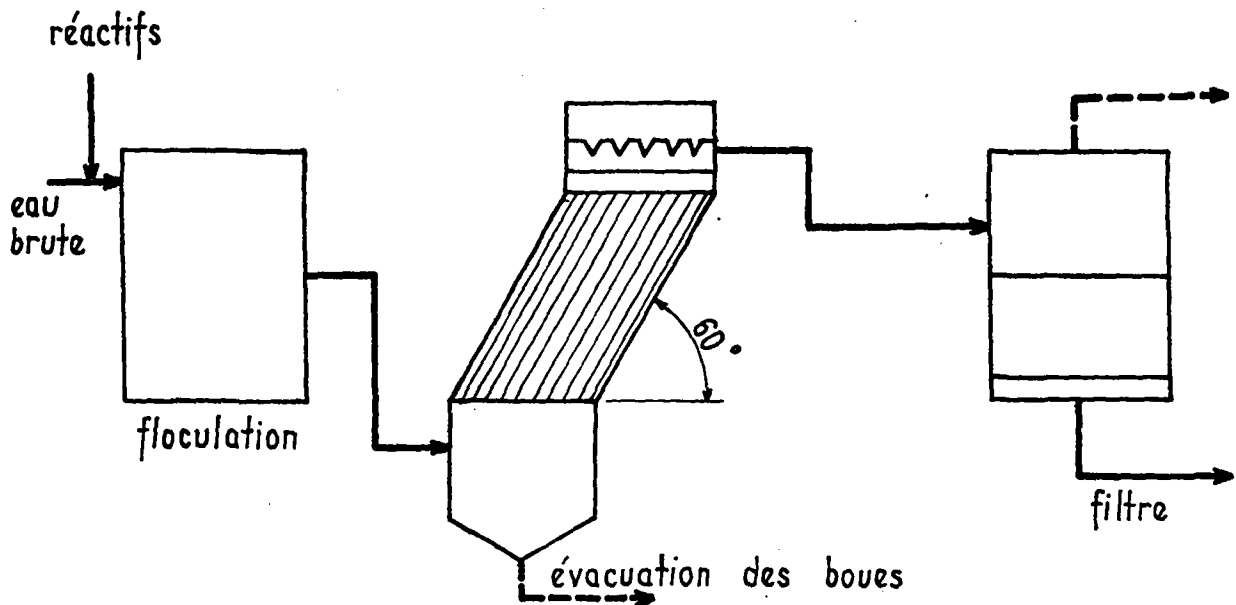


Schéma d'origine
TUBE SETTLER INCLINÉ

Fig. 12

C. GOMELLA A.I.D.E. 1974

pas dans le cas du "downflow-lamella"). Beaucoup d'auteurs considèrent au contraire que ce contact d'agglomérats de boues et d'eau franchement floculée a un effet bénéfique de coalescence.

4.5.2. L'introduction de l'eau et la répartition du débit

4.5.2.1. Une bonne répartition du débit est fondamentale. Tous les rapporteurs et auteurs s'accordent sur ce point. Les modules lamellaires les plus serrés assurant des nombres de Reynolds faibles ont tendance à être autorégulateurs tout au moins vis-à-vis de fortes différences de débit. Néanmoins, c'est cette nécessité de bonne équirépartition et l'absence de systèmes de répartition générateurs de turbulences antinomique avec le système, qui constitue le point faible des appareillages proposés.

4.5.2.2. L'équirépartition par l'amont peut s'obtenir dans les appareils à lit de boues équipés de modules lamellaires à condition que le lit de boue soit bien constitué. Dans une certaine mesure le lit de boue peut lui-même être équilibré et stabilisé par des modules lamellaires pénétrant par leur partie inférieure dans le lit de boue et jouant le rôle de finition dans leur partie supérieure. C'est la solution utilisée par M. RICHARD dans le Superpulsator où les plaques, largement espacées, permettent d'accroître la vitesse verticale par leur effet stabilisant du lit de boue. D'une façon paradoxale, M. RICHARD ne recherche pas les conditions laminaires mais au contraire augmente la turbulence de l'écoulement en utilisant les déflecteurs dans l'espace inter-lamellaire, il recherche finalement une accélération de la coalescence des flocons échappés au lit en négligeant l'amélioration du pouvoir de séparation par écoulement laminaire entre surfaces de dépôt rapprochées, et ceci, semble-t-il, pour des raisons de prix de revient.

L'équirépartition par l'amont est automatiquement obtenue d'une façon parfaite dans les lits granuleux fluidisés dont il sera question aux chapitres suivants.

4.5.2.3. L'équirépartition par soutirage à l'aval à l'aide de raquettes ou de caniveaux disposés sur l'ensemble de la surface libre de l'ouvrage est une bonne solution, simple, mais demandant un investissement accru. C'est une solution classique qui est déjà employée fréquemment dans les décanteurs et clarificateurs à écoulement vertical, en particulier dans les appareils à lit de boues.

Dans le système "downflow lamella" une solution originale est proposée qui consiste à soutirer par l'aval par un conduit séparé, dont la perte de charge peut être ajustée sans inconvénient à ce qui est nécessaire. La solution est hydrauliquement irréprochable (sous la réserve de ménager une perte de charge suffisante et d'éviter le bouchage de conduite), on peut se demander dans quelle mesure elle ne grève pas sensiblement le prix de revient, mais c'est là un problème qui relève de la compétence des constructeurs et de leur aptitude à résoudre à frais réduits des problèmes relativement complexes.

4.5.3. Références de réalisation

4.5.3.1. Les modules lamellaires sous leur différentes formes ont provoqué un grand intérêt dans de

nombreux pays où on peut relever de nombreux essais sur stations pilotes et des réalisations industrielles importantes.

4.5.3.2. Modules lamellaires tubulaires

Sous leur forme d'origine ils sont employés avec une faible inclinaison (5°) et nécessitent des arrêts fréquents pour l'évacuation des boues, le cycle de fonctionnement est alors généralement identique à celui du filtre associé. L'appareillage s'intègre difficilement à des installations existantes, il se prête bien à l'équipement de stations nouvelles compactes et efficaces. Le système demande à être précédé d'un *floculateur* classique et doit disposer d'une chambre d'admission d'eau brute et de stockage des boues et d'une chambre de reprise de l'eau clarifiée. La perte d'eau due au nettoyage du décanteur tubulaire n'est pas déterminante compte tenu du faible volume de l'ouvrage.

C'est aux USA que les "tube settlers" horizontaux ont reçu le plus grand développement. En 1970, E. GLOYNA relevait que 34 stations de traitement avait été équipées pour des capacités allant de 54 à 11 000 m³/j.

Les appareils à "tube settlers" fortement inclinés (52° à 60°) relèvent des mêmes remarques, mais leur adaptation à des ouvrages existants est aisée quand les ouvrages sont parallélépipédiques, mais il existe des adaptations à des ouvrages circulaires; ils ne sont pas soumis à la nécessité des vidanges périodiques pour évacuation des boues. De tels appareils ont servi pour les études en station pilote, par exemple, à OELEGEM (BELGIQUE) 80m³/j, à AMSTERDAM 20m³/j, à SCHUILENBURG 30m³/j, à ANDJIDK 8 m³/j.

Les "tube settlers" fortement inclinés sont surtout connus aux USA sous la forme de modules de conduits de section carrée de 5 cm (2 inches) de côté, le module lui-même se présente sous la forme d'un parallélépipède 3m x 0,76 m d'encombrement et de 0,5 à 1,0 de hauteur ($\lambda = 58$ à 116 cm).

En FRANCE (MM. DEFRECHEVILLE et WERTHEIMER) ont utilisé des plaques ondulées ou à profil polygonal dont la juxtaposition forme des conduits de section hexagonale ou de rectangle curviligne.

Aux USA de nombreuses réalisations ou projets portent simultanément sur des ouvrages neufs ou sur l'accroissement du débit d'ouvrages existants. Un décanteur traitant 30 240 m³/j équipé de modules du type précédent occupe au sol une surface de 148 m² ce qui conduit à une production spécifique de 8,52 m³/m²/h, soit pour un gain V/u correspondant au module utilisé (cf. § 4.4.2.2.).

$$\frac{V}{u} = \frac{\lambda}{e} \times 0,347 = \frac{58}{5} \times 0,347 = 4$$

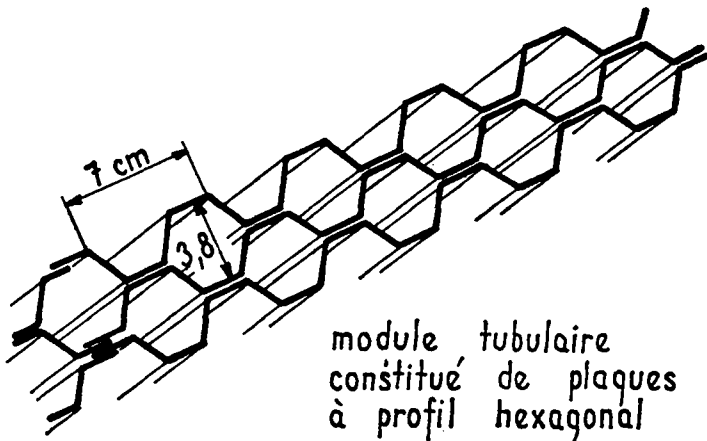
$$u = \frac{V}{4} = \frac{8,52}{4} = 2,13 \text{ m/h}$$

C'est là un exemple d'une utilisation de modules lamellaires avec une ambition modeste. Cela se retrouve dans de nombreux exemples américains où il a été recherché, dans des ouvrages existants, à accroître la capacité de 2 fois la capacité initiale.

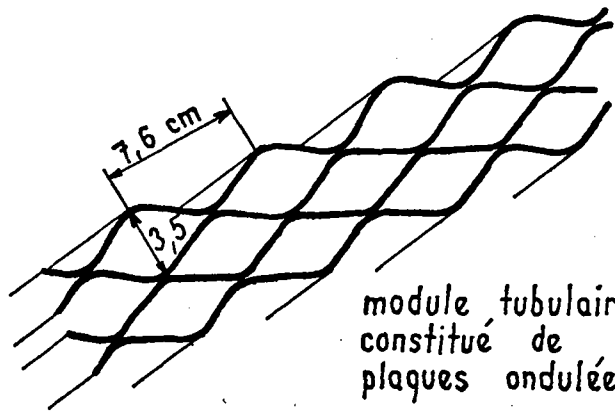
Il faut d'ailleurs remarquer qu'il est plus commode de projeter une installation à très haute performance qu'à transformer fortement la capacité d'une installation existante en raison de tous les problèmes annexes que cela peut poser et qui peuvent être très difficiles à résoudre:

—dimensions des cuves de floculation, des canalisations de liaison ou d'évacuation etc . . .

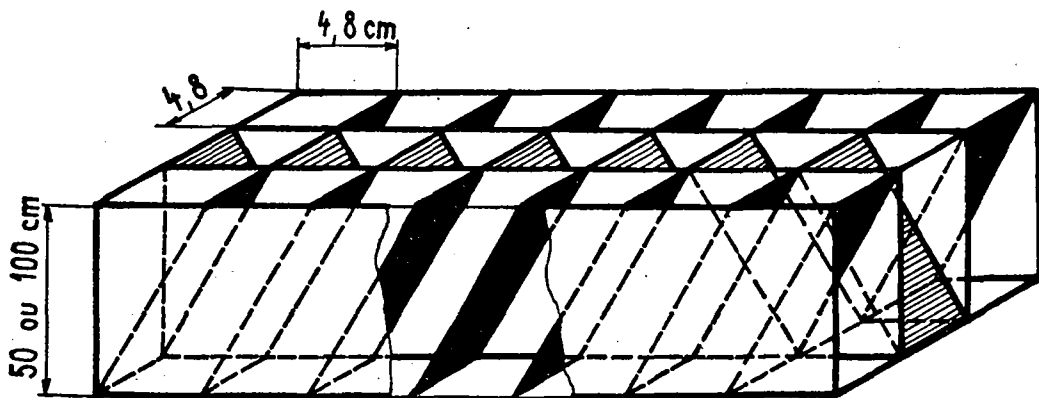
En FRANCE l'emploi de modules tubulaires est lié principalement avec la technique FLUORAPID dont il sera question au chapitre 6.



module tubulaire
constitué de plaques
à profil hexagonal

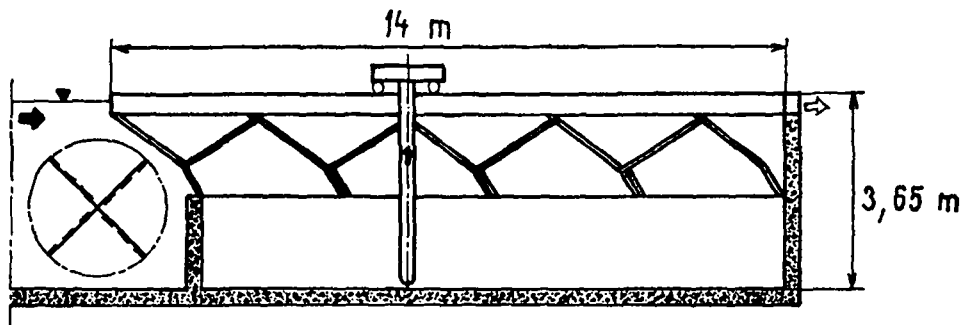


module tubulaire
constitué de
plaques ondulées



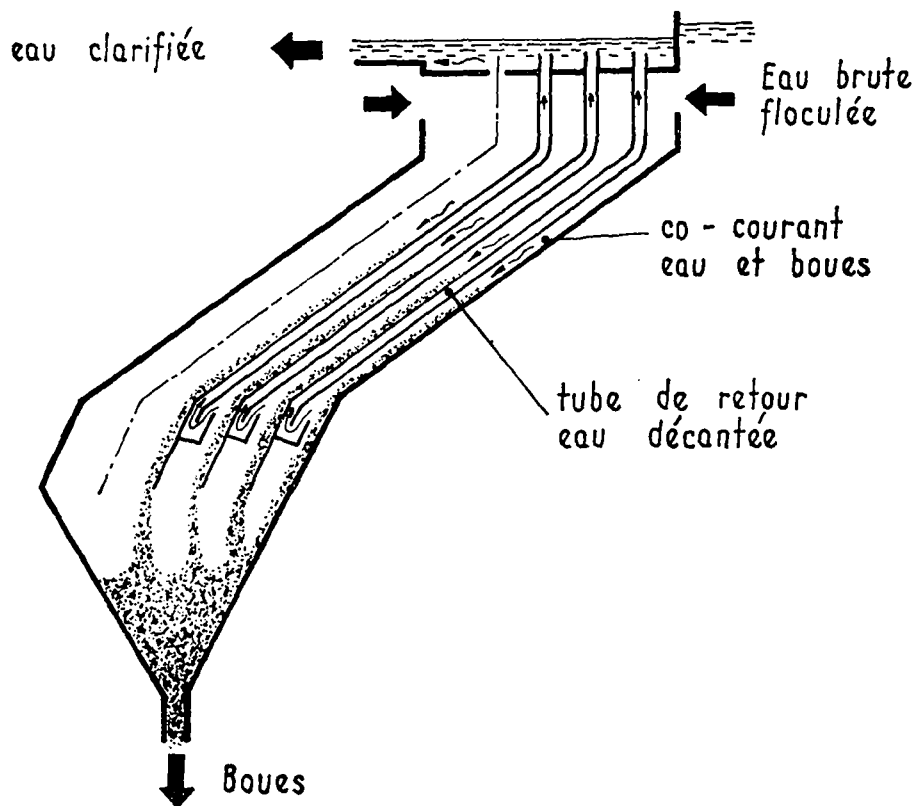
module type "microfloc"

Fig. 13



Ouvrage équipé de 2140 m² de plaques
d' "Inka separator"
(Axel Johnson)

Fig. 16



INKA - LAMELLA SEPARATOR

Schéma

Fig. 17

C.GOMFLLA A.I.D.E. 1974

former ainsi une suspension artificielle très aisément séparable par décantation, cette suspension artificielle ayant pour objet l'entraînement des matières en suspension se trouvant initialement dans l'eau brute après leur destabilisation par réactifs flocculants, l'adhésion des microflocs aux micrograins quartzeux étant facilitée par l'introduction préalable dans l'eau d'un adjuvant du type polyacrylamide d'un poids moléculaire élevé.

5.1.3. Les essais en station pilote et à grande échelle à l'usine KAPOSZTASMEGYER de BUDAPEST ont conduit à la filière de traitement ci-après :

- l'eau brute à traiter reçoit une dose de quartz sous forme de micrograins d'une granulométrie de quelques dizaines de microns et une dose de polymère à structure en chaîne tel que les polyacrylamides par exemple, on ajoute ensuite à l'eau chargée de microsable les réactifs nécessaires à la coagulation classique;
- l'ensemble est admis dans une chambre de flocculation de faibles dimensions;
- à la sortie le microsable entouré des flocons est séparé par décantation et repris à l'aide d'un racleur par une pompe à liquide chargé;
- l'eau préclarifiée sort du décanteur pour être filtrée;
- les boues sont séparées dans un hydrocyclone qui recycle le microsable dans l'eau brute et renvoie les boues hydroxydes séparées à l'égout.

Les quantités de microsable mises en recyclage sont de 3 à 4 kg par m³ d'eau traitée et les doses de polymère de l'ordre de quelques décigrammes par m³.

Les appareils de ce type ont reçu le nom de Cycloflocs.

5.2.

5.2.1. Le lestage des flocons est un procédé qui a souvent tenté les expérimentateurs, qui ont visé notamment l'emploi de la bentonite, du carbonate de calcium finement divisé etc. . . Mais le grand mérite des chercheurs hongrois a été le *recyclage* du matériau de lestage qui a permis l'application de doses de lest très élevées. Par exemple, à l'usine de BUDAPEST dont le débit a été ainsi porté de 10 000 à 30 000 m³/j, l'application de 3 kg/m³ de microsable en circuit ouvert aurait conduit à une consommation de 90 tonnes par jour de ce matériau ce qui, malgré son prix relativement bas aurait rendu son emploi économiquement impossible (en dehors de tous les problèmes techniques annexes posés par le dosage et l'élimination d'une telle quantité de matériau).

5.2.2. Le lestage conduit à une amélioration considérable de la vitesse de séparation qui est celle de la vitesse de chute des grains de quartz, qui compte tenu de leur forme régulière sphéroïdale échappent aux défauts de "forme" des flocons non lestés et évitent en particulier les effets de boomerang et de feuille morte; les formes ramassées, plus denses, des grains entourés de flocons collés augmente leur inertie propre et les rend beaucoup moins sensible aux sollicitations internes mais de très courte durée dues à la turbulence.

5.2.3. La méthode du flocon lesté permet d'améliorer d'une façon très importante les performances d'un ouvrage existant. Par exemple lors des premiers essais industriels à BUDAPEST (30 000 m³/j) un décanteur à lit de boues projeté initialement pour fonctionner à la vitesse d'ascension nominale de 1,76 m/h dans les conditions toujours un peu précaires habituelles pour ce type d'appareil lorsque son débit et la qualité des eaux varient (le Danube est réputé pour la brutalité de variation de son régime), a pu être utilisé à un débit triple, c'est-à-dire à une vitesse de 5,27 m/h, dans des

conditions de très grande stabilité de fonctionnement et une permanence totale de résultats satisfaisants, la seule modification essentielle a été la quasi-disparition du lit de boue du fait de la très grande vitesse de décantation des flocons lestés qui dès la sortie du flocculateur central s'amassent sur le radier pour être éliminées par raclage vers les hydrocyclones. Le temps de rétention a été réduit à 45 minutes.

5.3. Réalisations pratiques

5.3.1. Les qualités démontrées par l'appareillage en HONGRIE ont été amplement confirmées dans les réalisations industrielles subséquentes.

5.3.2. D'après les renseignements fournis par M. WERTHEIMER par exemple à VILLENEUVE SUR LOT, appareil Cyclofloc de 17 300 m³/j, la vitesse ascensionnelle atteint la valeur de 6,75 m/h, pour un temps de rétention total de 46 minutes, les résultats de traitement sont indiqués sur le tableau ci-après :

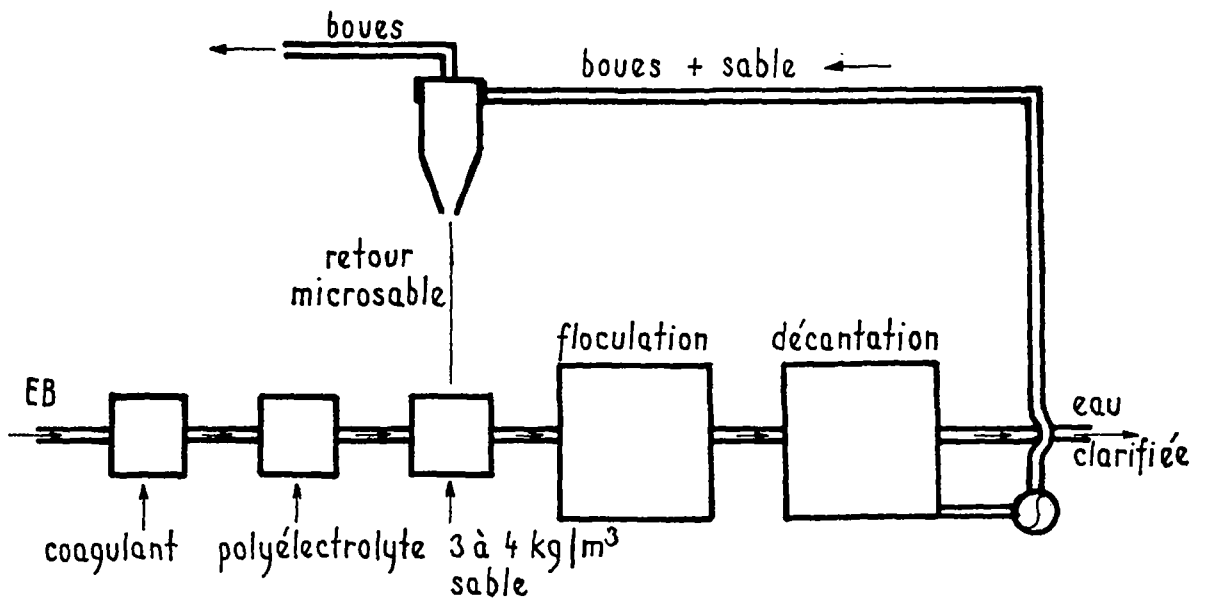
	Eau brute			sortie cyclofloc		
	max.	min.	moy.	max.	min.	moy.
turbidité (gouttes de mastic)	450	20	180	18	15	22
d° silice	56	2,5	23	2,3	0,3	3
O ₂ consommé du KMnO ₄	3,4	1	2	0,5	0,5	1
Couleur Hazen		20				0,4

Il est remarquable de constater la stabilité des résultats du traitement dont l'efficacité augmente quand la turbidité de l'eau s'élève. Par ailleurs les flocs lestés ont montré une indifférence considérable vis-à-vis des variations des débits et de la température de l'eau brute.

TABLEAU DES CARACTERISTIQUES COMPAREES DES SURFACES ACTIVES DE CONTACT

	Filtre à sable	modules lamellaires e = 5 cm λ = 100 cm α = 52°	Floc lesté cyclofloc	lit granuleux fluidisé Fluorapid
hauteur m	1	0,80	—	1 à 1,5
Vitesse de passage m/h	6	12,7	—	60 à 12
Vitesse de surverse Q/S m/h	6	10	6	10 à 12
granulométrie microns	1 000	—	50	50
Volume par m ² de surverse m ³ /m ²	1	0,80	—	0,3
poinds de sable par m ³ de lit ou d'eau traitée kg/m ³	1 380	—	3	100
Surface de contact par m ³ de lit ou d'eau traitée m ² /m ³	3 600	—	157	5 200
Surface de contact par m ² de surverse m ² /m ²	3 600	16	—	1 560

La qualité de l'eau préclarifiée par le cyclofloc a pour effet une très bonne tenue des filtres subséquents dont la durée de vie est de l'ordre de 48 heures pour une vitesse de filtration voisine de 6 m/h.



Méthode du "floc lesté"

Fig. 18

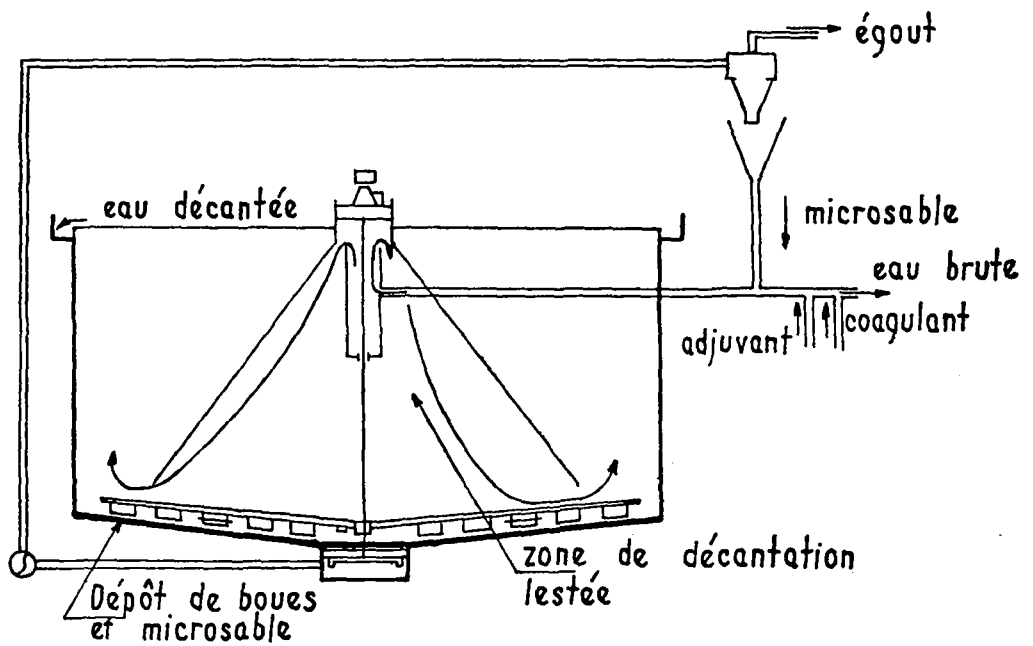


Schéma "cyclofloc"

Fig. 19

C. BONELLA A.I.D.E. 1974

L'introduction systématique de polyelectrolyte dans l'eau brute se traduit finalement par un accroissement de la "force" du floc et l'emploi de filtres d'une granulométrie légèrement supérieure est certainement possible, ce qui permettrait un accroissement de la durée de vie sans détérioration de la qualité du filtrat.

Parmi les autres réalisations signalées, on peut citer le SIMTAFIER, qui est le pendant britannique du CYCLOFLOC, en service à AMLAIRD (qui fonctionne avec une vitesse moyenne de 5 m/h et des pointes de 7,6 m/h) ainsi que les cycloflocs de TURIN traitant 260 000 m³/j en cinq unités. En FRANCE cinq installations sont en service pour une capacité totale de 66 000 m³/j.

6. Les clarificateurs a lit fluidisé granuleux

6.1 En FRANCE, il y a une dizaine d'années, l'étude approfondie des conditions d'adhésion de flocons chargés d'impuretés sur des grains minéraux en suspension a conduit à la mise au point d'un appareillage appelé FLUORAPID.

Le procédé est caractérisé par la mise en oeuvre d'un lit fluidisé préformé de microgranules activés. Les appareils qui l'utilisent sont très compacts, leur encombrement est de loin le plus faible de celui de tous les appareils de traitement actuels. Ces appareils assurent deux fonctions :

— celle d'un réacteur, très efficace permettant de développer le plein effet des réactifs préalablement appliqués à l'eau, dans un temps très court comme cela est d'ailleurs constaté dans d'autres domaines du Génie Chimique appliquant la fluidisation; ce rôle de réacteur est assuré dans la partie inférieure, bouillonnante, du lit;

— celle d'un clarificateur, utilisant l'effet de filtration à travers le lit de micrograins sur lequel adhèrent les matières que l'on cherche à séparer de l'eau à traiter; ce rôle est assuré à la partie supérieure, tranquillisée, du lit.

Un séparateur à modules lamellaires est disposé immédiatement au-dessus du niveau supérieur fixé au lit fluidisé pour des raisons de dessin d'appareil; le séparateur joue un double rôle :

— celui de limiteur d'expansion du lit fluidisé aux vitesses les plus élevées;

— celui de barrière de sécurité envers les parties les plus légères ou les plus fines qui auraient pu échapper à l'action filtrante du lit fluidisé.

On obtient ainsi un dispositif de prétraitement (réaction et clarification) très stable et très sûr dans toute la gamme des débits susceptibles d'être utilisés par l'exploitant.

6.2. La fluidisation de la couche granuleuse est provoquée par le mouvement même du liquide à clarifier. La vitesse d'injection est supérieure à la vitesse nécessaire à la fluidisation, de ce fait dans la partie basse de la couche granuleuse, les grains sont vivement brassés en tous sens et dispersent d'une façon homogène et très rapide au sein de l'eau à traiter les différents réactifs de coagulation introduits dans l'eau immédiatement avant le point d'entrée dans le FLUORAPID, les grains de microsable jouant le rôle de milliers de micro-agitateurs.

Dans la partie moyenne du lit fluidisé les mouvements deviennent beaucoup moins violents et l'agitation des micrograins favorise leur entrée en contact avec les particules par l'eau brute et les microflocs formés par la précipitation des colloïdes et l'hydrolyse des coagulants. Ces particules et ces microflocs adhèrent à la surface des micrograins. Dans la partie supérieure, à la limite de la vitesse de fluidisation, la séparation est complétée dans des conditions d'agitation très ménagée.

L'eau pratiquement débarrassée des matières en suspension qu'elle contenait à l'origine exsude à la partie supérieure de la couche granuleuse fluidisée et est dirigée vers la filtration de finition.

Dans la zone de granulométrie des micrograins, la vitesse limite de fluidisation s'établit aux environs de 12 à 14 m/h en fonction de la température de l'eau et de la concentration du lit. Cette vitesse verticale constitue une limite supérieure du procédé lorsque la surface du lit fluidisé est laissée libre. Pour pouvoir approcher et dépasser cette limite en évitant l'entraînement de micrograins et pour délimiter nettement le niveau de l'interface lit fluidisé/eau clarifiée, dans les appareils les plus performants on dispose des modules lamellaires à la partie supérieure de l'appareil.

L'inclinaison d'autocurage des micrograins chargés de floc coïncide avec la zone optimale de 45° à 52°.

6.3. Pour favoriser l'adhérence il est nécessaire d'activer la surface des micrograins au moyen de polymères; en FRANCE, pour des raisons de réglementation sanitaire on utilise pour cela des polyelectrolytes naturels tels que les *alginates*; les polyacrylamides donnent également des résultats très satisfaisants.

L'activation du sable se fait à l'extérieur de l'appareil, le lit est ainsi composé de sable activé et les réactifs activants ne sont pas introduits dans l'eau brute qui ne reçoit que les réactifs indispensables au traitement des impuretés à éliminer, il n'y a donc aucune interférence, au sein de l'eau, entre les réactifs de traitement proprement dits et les produits d'activation du sable, les doses à appliquer peuvent également être réduites; elles sont par ailleurs calculées par rapport aux quantités de sable soumis à l'activation et non par rapport au débit de l'eau brute.

6.4. L'accumulation des particules au sein de la couche granuleuse conduit à une saturation de la surface des micrograins qui ne peuvent accepter les microflocs que sur la partie de la surface de quartz restée libre. On peut ainsi déterminer la quantité de flocons de coagulant susceptible d'adhérer à une quantité donnée de microsable II en découle une règle pratique exprimée par la relation :

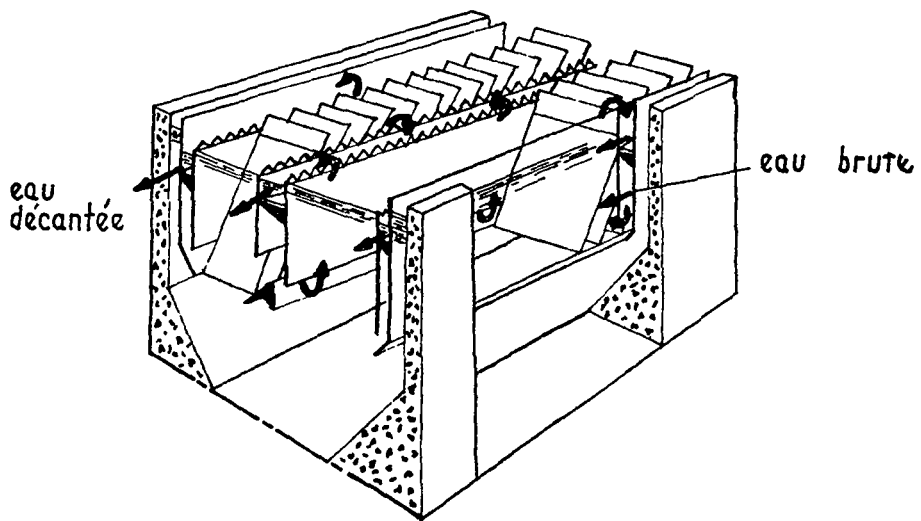
$$20 < \frac{T}{S} < 30$$

où T est le taux de coagulant appliqué, exprimé en grammes, de coagulant technique sulfate d'alumine ou chlorure ferrique saturant la surface de S kilogrammes de microsable activé vierge.

La quantité de microsable contenue au départ dans l'appareil est très largement supérieure à celle qui est nécessaire pour bloquer le coagulant dans les premières heures de fonctionnement, mais l'accumulation du coagulant et des impuretés conduit fatalement à une saturation et à une perte du pouvoir d'arrêt. Il est donc indispensable d'assurer une extraction périodique du microsable chargé d'impureté. Le rythme des extractions et leur importance sont déterminés par les conditions de fonctionnement (qualité des eaux brutes, taux de traitement, débit).

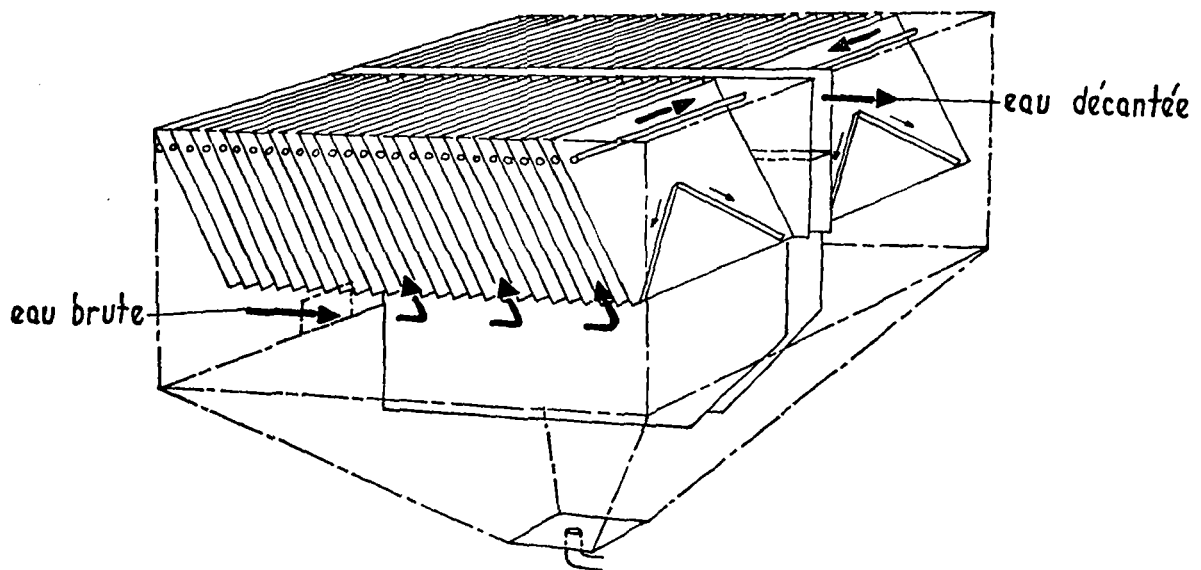
Les micrograins en se chargeant de flocons viennent se concentrer à la partie supérieure du lit fluidisé et s'écoulent naturellement dans des concentrateurs d'où ils sont repris pour être envoyés sur des séparateurs (qui peuvent être des hydrocyclones). Le microsable reçoit sa dose d'activant à la sortie des hydrocyclones et est renvoyé directement au sein du lit fluidisé dans la partie basse de ce dernier.

6.5. La concentration en microsable du lit granuleux est élevée 15 à 100 g/l (15 à 100 kg/m³), ce qui est sans commune mesure avec les charges solides contenues dans l'eau ni avec les quantités de flocons



Upflow lamella separator système GEWE

Fig. 14



Upflow lamella separator système VBB

Fig. 15

4.5.3.3. Modules a plaques

De très nombreuses réalisations sont citées par le rapporteur suédois et un exemple d'une grande station est donné par le rapporteur japonais.

Il s'agit pour ce dernier de l'usine d'OZAKU d'une capacité de 280 000 m³/j (actuellement 140 000 m³/j), chacun des 4 bassins de décantation ayant pour dimensions:

largeur	20,3 m	} 1 870 m ³
longueur	16,75 m	
profondeur	5,5 m	

Chaque bassin est équipé de 4 étages de plaques en PVC sur 7 rangées, l'espacement entre les plaques est de e = 6 cm, il s'agit de plaques disposées *parallèlement* à l'écoulement du flot.

L'écartement assurant l'écoulement laminaire (cf. § 4.3.4.3.) est:

$$e = 5,6 \text{ cm}$$

l'écoulement laminaire est juste assuré

l'amélioration du pouvoir séparateur:

$$\frac{V}{u} = \frac{h \cos \alpha}{l} = 45,8$$

comme V = 8,6, le pouvoir séparateur obtenu est:

$$u = 0,19 \text{ m/h}$$

Le décanteur d'OZAKU paraît calculé pour une très haute efficacité.

Les résultats pratiques comme le montre le tableau ci-après sont remarquables.

STATION DE OZAKU

	Eau brute			Eau décantée		
	max.	min.	moy.	max.	min.	moy.
t °C	20,6	5,0	12,5	20,2	6,4	13,2
turbidité ppm	500	2	14,0	8,0	0,2	1,9
couleur ppm	50	3	6,5	4	0	2,0
KMnO ₄ ppm	20	1,2	2,4	1,5	0,4	1,0
Fe ppm	1,8	0,08	0,43	0,14	0,02	0,08
Mn ppm	0,12	0,0	0,02	0,01	0,00	0,00
germes totaux/ml	98000	90	2 120	2	0	0

Performances des filtres

Vitesse de filtration m/h	Durée de vie (h)							
	été			hiver				
max.	min.	moy.	max.	min.	moy.	max.	min.	moy.
8	2,3	4	45	4	27	18	6	10,5

Le rapporteur suédois, Dr. T. HEDBERG, souligne tout le travail de recherche effectué en SUEDE sur différents types de modules lamellaires;

- upflow lamella GEWE
- upflow lamella VBB
- downflow INKA—Lamella (AXEL JOHNSON INKA)
- Crossflow lamella (LUND University).

Pour le GEWE type, il est indiqué que le coefficient d'amélioration de la performance de séparation est de l'ordre de 22 (par rapport à la vitesse superficielle d'entrée dans les modules) c'est-à-dire V/u = 18 à 20 suivant la définition adoptée dans ce rapport.

Le système GEWE a été adopté pour la réalisation d'une usine à HELSINGBORG de 125 000 m³/j.

Pour le système VBB qui utilise des plaques de 2,5 m de long sur 2,5 m de large (λ = 250) avec un écartement e = 20 cm et un angle de 55°, on obtiendrait des vitesses

V = 19 m/h par rapport à la surface totale du bassin de sédimentation. Deux stations ont utilisé à KARLSTAD (30 000 m³/j) et GAVLE (15 000 m³/j) pour le downflow INKA lamella le rapport suédois fournit 45 références (de 30 à 5 000 m³/h) en SUEDE et surtout à l'étranger dont 9 pour le traitement d'eaux potables ou industrielles, le procédé dans les autres cas étant utilisé à d'autres séparations solide-liquide.

Pour des Inka-lamella équipés de plaques de longueur 2m (λ = 200) séparées horizontalement de 9 cm (e = 6 cm) et avec un angle α = 40° on pourrait admettre des vitesses *verticales d'entrée dans le module* de 25 à 30 m/h, ce qui correspondrait à un pouvoir séparateur tel qu'il a été défini dans le présent rapport à:

$$u = e \frac{V}{\sin \alpha \lambda \cos \alpha} = 6 \times \frac{25}{\sin 40.200 \cos 40}$$

$$u = 1,52 \text{ à } 1,83 \text{ m/h}$$

M. A. GRAVELAND souligne la grande efficacité du lamella Separator INKA pour l'élimination de matières en suspension vérifiée en station pilote à AMSTERDAM, il considère que l'appareillage serait mal adapté à l'adoucissement calco-sodique en raison d'un entartrage possible des plaques et des tubes d'évacuation de l'eau adoucie; par ailleurs il considère que la floculation doit être parfaitement achevée avant admission dans l'appareil. Il indique que la future station d'AMSTERDAM (NEW LAKE Water Works) 125 000 m³/h ultérieurement portée à 250 000 m³/h sera équipée de séparateurs de ce type.

La très grande originalité du système INKA-Lamella réside dans l'écoulement à co-courant de l'eau à clarifier et des boues séparées.

M. WERTHEIMER donne l'exemple de résultats obtenus avec INKA-Lamella sur une eau de rivière, en attirant l'attention sur l'extrême importance pour le bon fonctionnement d'une excellente floculation préalable.

	Eau brute			Eau décantée		
	max.	min.	moy.	max.	min.	moy.
turbidité gouttes	700	90	150	30	20	25
de mastic	88	11	19	4	2	3
d° silice						

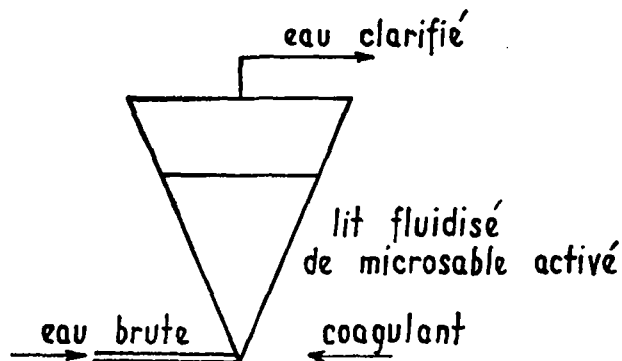
5. Décanteurs a floes lestés

5.1.

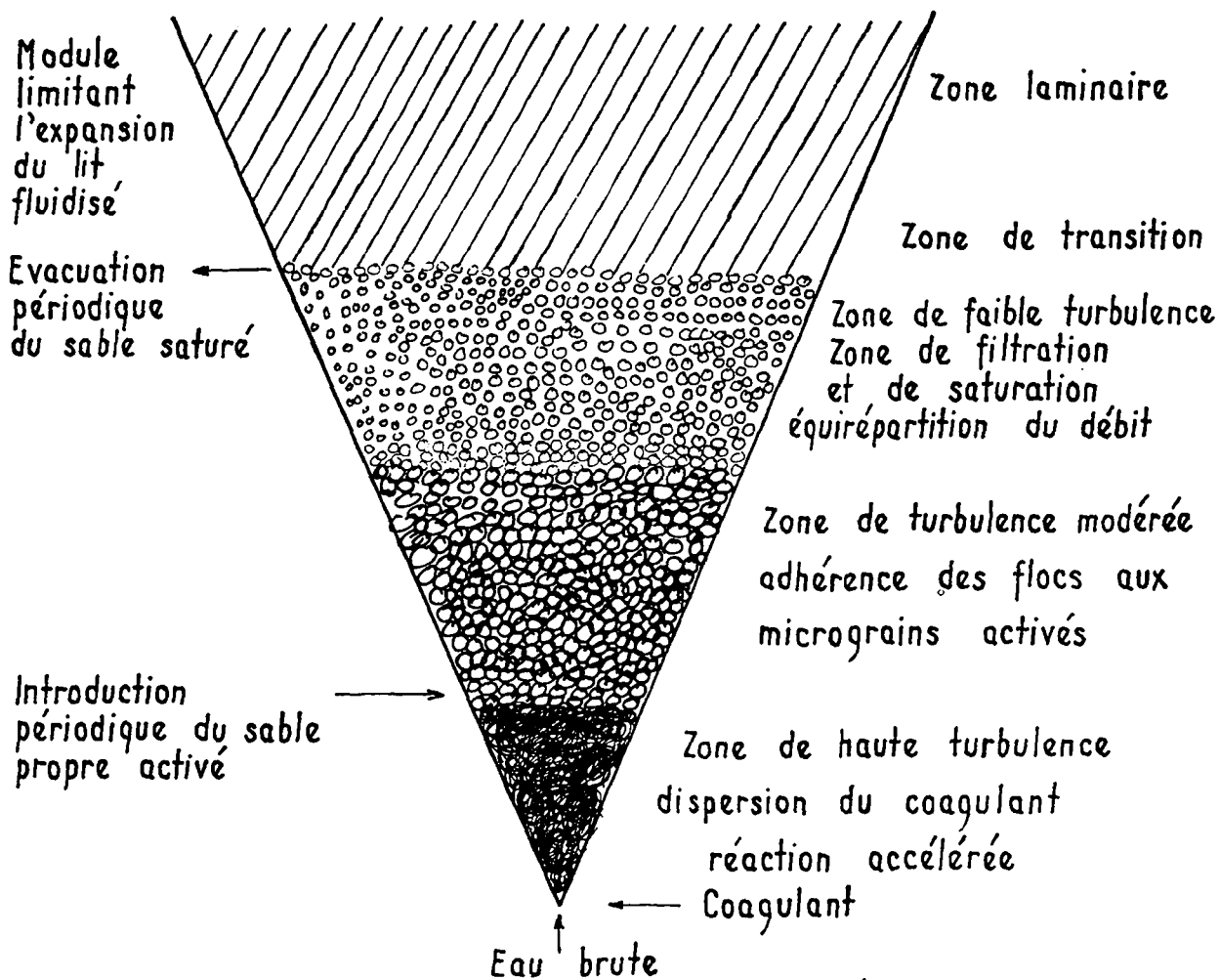
5.1.1. Une équipe de chercheurs hongrois, il y a une dizaine d'années, frappée par certaines ressemblances qui existent entre le traitement de minerais et celui des eaux chargées de matières en suspension, a cherché à étendre aux suspensions dispersées peu concentrées les résultats spectaculaires obtenus dans la sédimentation des gangues et autres minéraux dans l'industrie des mines avec l'aide de polyacrylamides. Cette équipe comprenait: MM. B. Galgoczi, Dr. J. Toth, I Zagyvai, Mme. J. Bozzay.

L'étude en laboratoire lui a montré que, dans le cas de certaines argiles, il existait une concentration optimale vis-à-vis de la vitesse de séparation, qui se situait aux environs de 3 g/l (3 000 ppm) à condition que les matériaux en suspension présentent une certaine surface spécifique, ce qui conduisait à fixer des limites de granulométrie du matériau en cause.

5.1.2. L'application industrielle développée à partir de cette observation initiale a conduit à ajouter à l'eau la charge minérale de 3 000 mg/l de matériau quartzique d'une surface spécifique de 200 cm²/g et de

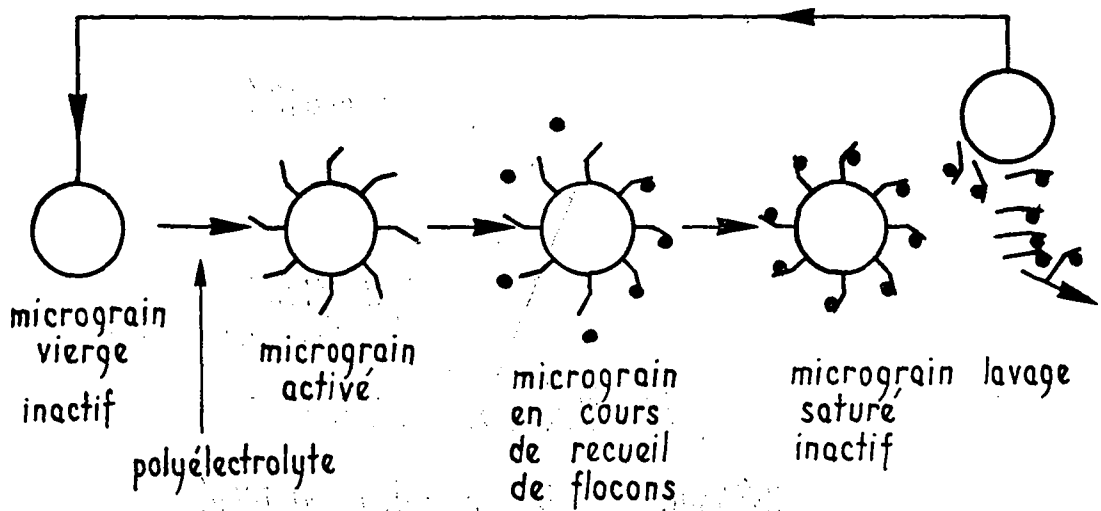


Méthode du lit granuleux fluidisé
Fig. 20



Détail des différentes zones du lit fluidisé granuleux
Fig. 21

C. GOMELLA A.I.D.E. 1974



Evolution de l'état d'un micrograin

Fig. 22

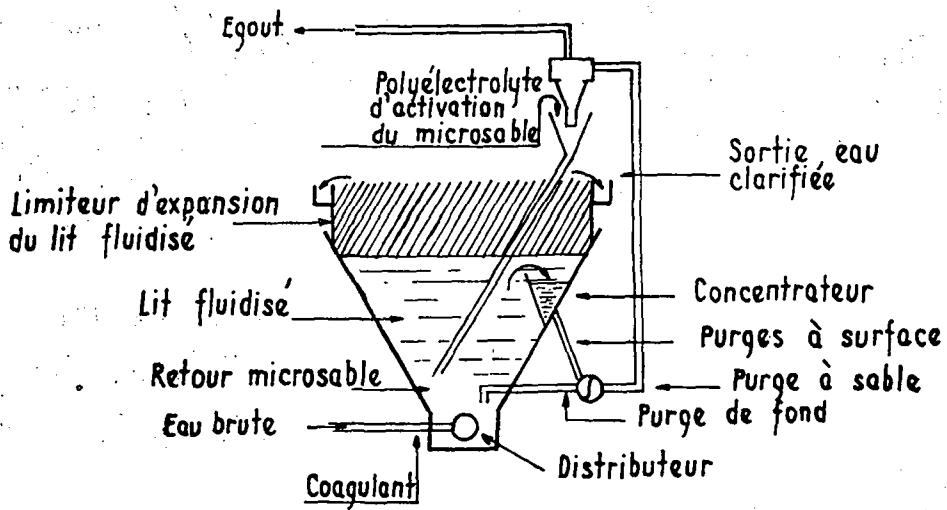


Schéma d'un fluorapid clarificateur

Fig. 23

obtenues par l'application de coagulants, le lit de microsable joue un rôle de stabilisateur très inerte vis-à-vis des variations de *qualité de l'eau brute* et des *variations de débit*.

Le procédé se caractérise par conséquent par la constance exceptionnelle des résultats obtenus.

Par ailleurs, le lit fluidisé joue le rôle d'un excellent équirépartiteur de débit, ce qui est fondamental pour un appareil à écoulement vertical, tous les problèmes posés par l'emploi de modules lamellaires se trouvent ainsi simultanément résolus. Les modèles les plus poussés actuellement construits fonctionnent avec une vitesse de marche de 12 m/h en donnant des résultats remarquables.

En résumé, les appareils FLUORAPID synthétisent tous les avantages des appareils à lit de boues et à module lamellaire en supprimant les inconvénients de l'instabilité des lits de boues et les difficultés d'équirépartition des appareils à modules lamellaires; ils présentent de surcroît le grand avantage d'accélérer et de rendre plus complètes les réactions en cause et tout cela dans des temps de rétention qui peuvent être aussi réduits qu'une douzaine de minutes.

6.6. Réalisations pratiques

Un exemple typique est celui de la station d'ANNET/MARNE qui doit alimenter la partie Nord et Est de la région parisienne et dont la capacité prévue est de 300 000 m³/j.

Une première tranche modulaire de 27 000 m³/j a été construite, elle assure en particulier l'alimentation en eau du nouvel aéroport de ROISSY-EN-FRANCE.

Elle comprend deux FLUORAPIDS fonctionnant à la vitesse nominale de 9 m/h. Les résultats observés sont remarquablement constants malgré les sautes brutales de qualité de l'eau de la Marne.

	Eau brute			Eau FLUORAPID		
	max.	min.	moy.	max.	min.	moy.
turbidité gouttes de mastic d° silice	980 75	30 4	150 19	30 4	6 <1	15 2
couleur HAZEN	20	5	10	7	2	5

Les autres références signalées par Messieurs WERTHEIMER et DEFRECHEVILLE portent sur:

ANGERS	41 000 m ³ /j	vitesse verticale	8 m/h
LA ROCHE	10 500 m ³ /j	vitesse verticale	10 m/h
TOUL	9 600 m ³ /j	vitesse verticale	8 m/h
GUERLESQUIN	2 400 m ³ /j	vitesse verticale	9 m/h
LANMEUR	2 400 m ³ /j	vitesse verticale	8 m/h
ROSPORDEN	2 400 m ³ /j	vitesse verticale	8 m/h
PENNE	1 300 m ³ /j	vitesse verticale	8,5 m/h

Les vitesses nominales sont calculées pour un débit inférieur de 20% au débit de pointe de l'installation.

Pour LA ROCHE, M. DEFRECHEVILLE a communiqué les résultats de fonctionnement ci-après:

	Eau brute			Eau FLUORAPID		
	max.	min.	moy.	max.	min.	moy.
turbidité gouttes de mastic d° silice	105 13	75 9	80 10	18 2,2	9 1,1	15 1,9
couleur HAZEN	60	45	55	12	4	6
O ₂ consommé permanganate	6,4	5,8	6,2	3,2	2,3	2,5

6.7. Perspectives d'avenir

Elles sont considérables.

Les performances peuvent être encore accrues par un meilleur ajustement des modules lamellaires utilisés jusqu'à présent qui ont des caractéristiques modestes:

$$\lambda = 1\text{m}$$

$$e = 5\text{cm}$$

Toutes les possibilités offertes par l'accélération très vive des réactions au sein du lit fluidisé ne sont pas encore totalement explorées. A titre d'exemple la totalité des opérations de précipitation, adhésion, séparation dans le clarificateur ont pu être réalisées en un contact de 5 minutes au sein du lit dans une station pilote de capacité déjà semi-industrielle de 2 000 m³/j, en atteignant des vitesses verticales supérieures à 12,5 m/h.

Le comportement des filtres subséquents est très sérieusement amélioré. Des vitesses de 10 m/h sur filtre à couche homogène de sable classique ont été soutenues pendant de longues périodes avec des résultats de filtration parfaits.

Le FLUORAPID a été utilisé avec les mêmes performances pour assurer l'adoucissement à la chaux, les réactions de précipitation ayant été obtenues d'une façon complète au cours d'un temps réduit de séjour dans l'appareil (12 minutes).

Enfin, son emploi comme nitrificateur a été couronné de succès (voir chapitres suivants).

7. La flottation

7.1. L'application de la flottation au traitement des eaux, comme le floc lesté, découle d'idées développées dans l'industrie minière. Le principe de la flottation s'appuie sur la propriété de certains corps (appelés quelquefois dépresseurs de gangue) de mouiller sélectivement une partie des corps en suspension alors que les autres particules non mouillées fixent des bulles d'air, remontent à la surface et peuvent être évacuées par écumage. Pour améliorer la répulsion à l'eau et favoriser la flottation on ajoute à l'eau des produits "collecteurs" hydrophobes.

Les lois de séparation sont similaires à celles de la décantation.

Dans le domaine de l'eau cette technique est relativement nouvelle, surtout pour le traitement des eaux potables.

7.2. Le principe de la technologie

7.2.1. Flottation avec insufflation d'air

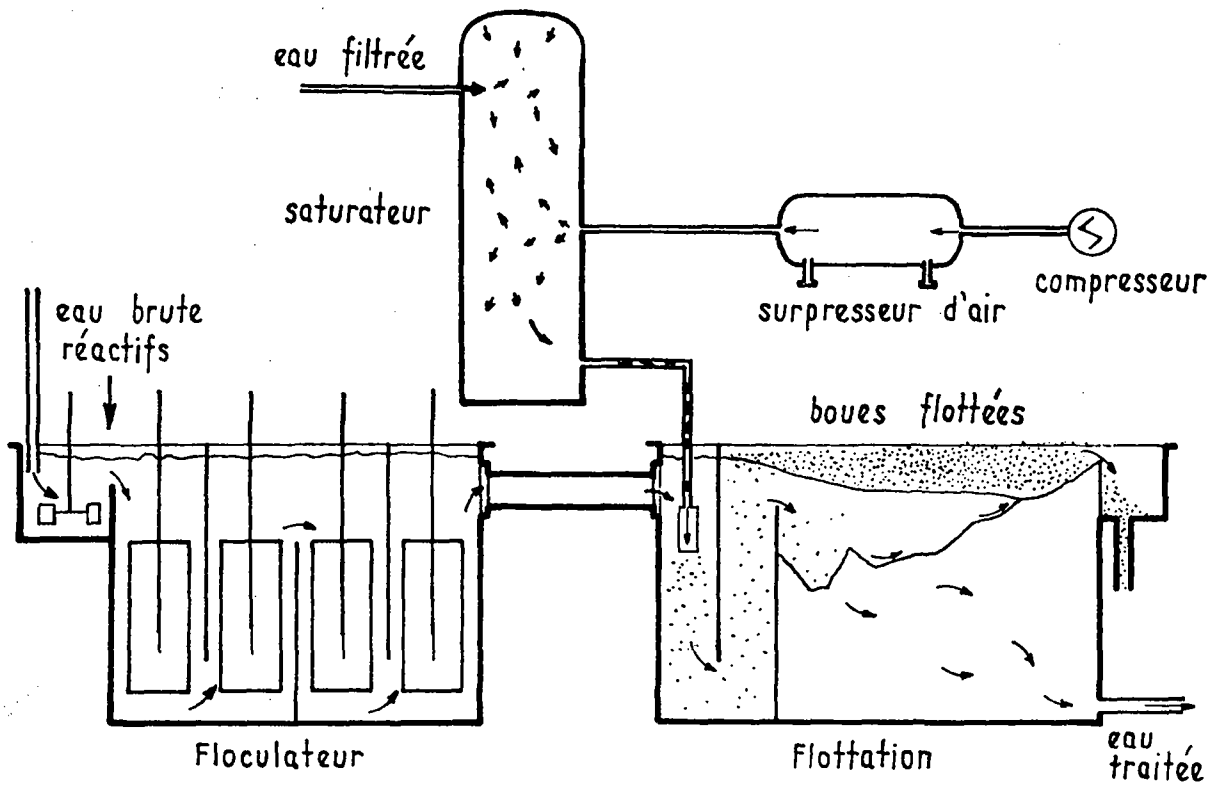
On introduit dans l'eau des bulles relativement grosses (quelques millimètres) par des appareillages dérivés de ceux utilisés pour l'aération des eaux résiduaires. Ce mode a trouvé son application dans le traitement d'eaux résiduaires industrielles chargées de matières volumineuses relativement peu denses (eaux de papeteries).

7.2.2. Flottation avec microbullage

Le débit total à traiter, (ou une fraction du débit qui est ensuite remélangée au flot général), est mis sous pression (3 à 4 kg/cm²) avec saturation d'air; après quelques minutes l'eau est remise à la pression atmosphérique ce qui provoque la formation de bulles d'air d'une dizaine de microns de diamètre.

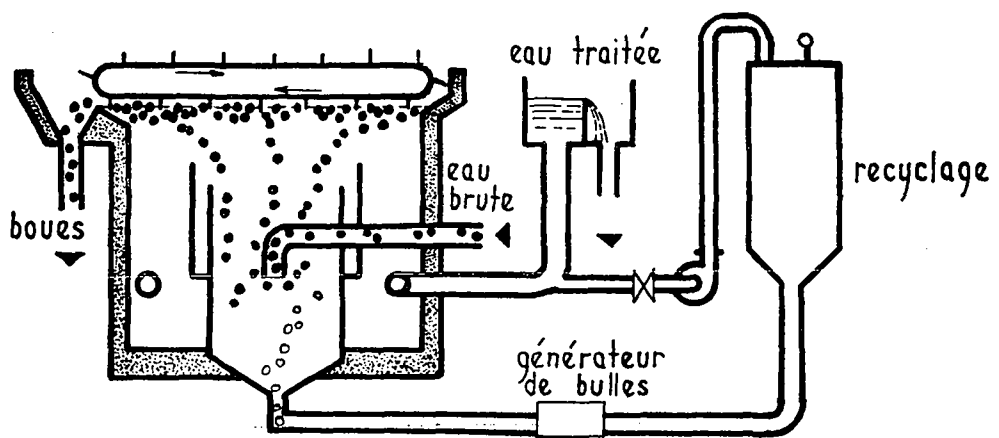
7.2.3. Electroflottation

Les bulles sont produites par électrolyse de l'eau sous basse tension (10 volts). Les bulles sont encore plus fines que précédemment ce qui leur permet d'agir sur des particules particulièrement divisées. L'électroflottation est conseillée par le constructeur lui-même pour le traitement de débits moyens inférieurs à 3 000 m³/j.



Flottation classique

Fig. 24



Electroflottation

Fig. 25

7.3. Application aux traitements d'eau potable

7.3.1. Comme dans tout procédé de traitement il faut au préalable flocculer l'eau et précipiter les colloïdes.

Les floccs entraînés par les bulles s'agglomèrent à la surface en une couche bien séparée et relativement structurée qui doit être extraite périodiquement par écumage. Le procédé, comme le font remarquer les rapporteurs SUD AFRICAÏNS, LRS VAN VUUREN et P. COOMBS, peut également être utilisé pour extraire des algues.

En FRANCE, C. GOMELLA a observé des effets notables de flottation après préozonation des eaux brutes; même si l'introduction de coagulants se fait après les bassins de préozonation les flocculateurs et la partie amont des décanteurs se recouvrent d'un tapis de floccs agglomérés qui intègre par ailleurs les micropellicules très fines de corps se situant à la surface des ouvrages (hydrocarbures, huiles etc. . .).

7.3.2. Une fois la bulle fixée à la particule de flocc à séparer, l'opération de séparation se fait très rapidement: 30 minutes pour le rapporteur suédois M. T. HEDBERG, 15 minutes pour le rapporteur britannique Dr. PACKHAM.

Par ailleurs, les écumes obtenues ont des teneurs beaucoup plus élevées en matières sèches 1,5 à 2%, contre 0,4 à 1% pour les boues décantées, ce qui facilite d'autant les opérations ultérieures d'épaississement et de déshydratation.

7.4 Applications pratiques

Il semblerait que, sauf en SUEDE, seules des études et des essais en pilote ont eu lieu. En GRANDE BRETAGNE, une unité est en fonctionnement à la WATER RESEARCH ASSOCIATION. En SUEDE à ARVIKA fonctionne une installation d'une capacité de 1 800 m³/j comprenant une flottation de 130 m² dont la vitesse superficielle est de l'ordre de 6 m/h. En FRANCE, où le procédé d'électroflottation a été mis au point et qui y est appliqué très largement dans le domaine des eaux industrielles, une station pilote existe qui a fourni des résultats intéressants.

Les différents rapporteurs-cités sont optimistes vis-à-vis des possibilités de développement dans le futur.

Le procédé demande certes de l'équipement d'une certaine complexité (compresseurs, pompes, appareillage électrique, électrodes) mais l'introduction d'un maillon flottation dans la chaîne toujours plus complexe du traitement des eaux potables doit alléger l'ensemble en visant spécifiquement les corps très fins, les matières de très faible densité et les émulsions dont la capture par les floccs rend ces derniers plus difficilement décantables.

C'est de toute façon un procédé dont il faut examiner dorénavant avec soin les possibilités d'application.

8. Amélioration dans le domaine des réactifs et de leur application

8.1. Bien que la question soit hors sujet, il est apparu utile de citer très brièvement les progrès signalés par les rapporteurs nationaux.

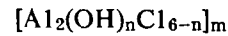
En raison de l'accroissement de la pollution des eaux brutes, une tendance générale se fait sentir vers la complication des combinaisons de réactifs et l'élévation des doses utilisées. Comme conséquence, se fait jour une préoccupation accrue d'éviter les *résiduels* de réactifs dans les eaux traitées et de corriger le *déséquilibre carbonique* d'autant plus marqué que les doses utilisées sont plus élevées. Parallèlement, apparaît la préoccupation d'améliorer le rendement du stade de la *floculation préalable* dont on cherche à réduire la durée.

8.2. Les réactifs et adjuvants

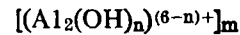
8.2.1. Polychlorure d'aluminium

(PAC ou WAC)

En FRANCE et au JAPON l'emploi de ce nouveau réactif est pris sérieusement en considération; c'est un composé complexe polynucléaire et polybasique dont la formule est:



qui introduit dans l'eau donne un polymère ionique:



Il peut être livré sous une forme plus pure que le sulfate d'aluminium habituel.

Son avantage majeur est de conduire, à dosage équivalent, à un abaissement de pH et d'alcalinité sensiblement plus faible que celui correspondant aux réactifs classique (sulfate d'alumine, sels ferriques), ce qui réduit les taux de traitement correctifs alcalins (chaux, soude) ou, même, dans certains cas, les supprime.

On signale de surcroît que:

—les taux de PAC à appliquer sont plus réduits;
—la précision du dosage n'est pas à rechercher avec autant de soins qu'avec le sulfate d'alumine pour lequel un super dosage peut conduire à l'apparition d'une post-turbidité;

—le PAC peut être utilisé à des pH plus élevés que le sulfate d'alumine;

—le PAC exige moins de temps de floculation, qu'il est moins sensible à l'abaissement de la température, qu'il est particulièrement efficace pour la décoloration des eaux chargées d'acides humiques aux pH voisins de la neutralité.

8.2.2. Coagulant dérivé de tannins

En AFRIQUE DU SUD a été mis au point un réactif coagulant dérivé du tannin qui, utilisé simultanément avec un adjuvant polyacrylamide, est très efficace à doses réduites et permet d'éviter l'emploi des traitements de stabilisation tout en réduisant les temps de rétention des ouvrages de clarification.

8.2.3. En République Fédérale d'Allemagne, on utilise du sulfate ferrique Fe₂(SO₄)₃ préparé par oxydation par l'air de sulfate ferreux FeSO₄·7 H₂O en présence d'un charbon actif spécial en milieu fortement acide; l'avantage principal de ce réactif serait économique, le gain sur le prix de revient serait de 20% vis-à-vis du sulfate d'alumine 10% vis-à-vis du chlorure ferrique et de 50% vis-à-vis du sulfate ferreux chloré.

Il est intéressant de noter que dans la même station, après une première coagulation au moyen de la chaux avec l'appoint d'un polyélectrolyte et de sels de fer, on procède à une *deuxième coagulation* (avant filtration) sous la forme d'une application simultanée d'Ozone et de sels de fer qui améliore très sensiblement le comportement des filtres.

8.2.4. Tous les rapporteurs signalent l'emploi d'adjuvants. Un clivage existe vis-à-vis de la signification sanitaire des *polyacrylamides* qui sont d'un emploi courant dans plusieurs pays (URSS, GRANDE BRETAGNE, USA, République Fédérale d'ALLEMAGNE etc. . .).

Dans toute une série d'autres pays leur emploi n'est pas autorisé. Dans ce cas les adjuvants les plus souvent mis en oeuvre sont la silice activée, l'amidon sous différentes formes, l'alginate de sodium. Pour ce dernier, en FRANCE, notamment, des alginates spécialement adaptés au traitement des eaux ont été mis au point.

Une attention particulière est portée dans de nombreux pays, et notamment en GRANDE

BRETAGNE et en FRANCE, à l'ordre d'introduction des coagulants et des adjuvants et aux *temps* optimaux devant séparer éventuellement les moments d'introduction.

8.3. Processus d'application

8.3.1. Un certain nombre de procédés nouveaux font intervenir des modifications profondes dans les procédés classiques (flottation, flocons lestés, lit granuleux fluidisé); ces procédés font partie intégrante de l'objet du rapport et ont été déjà examinés. Il reste néanmoins utile de citer quelques idées ou essais signalés par les rapporteurs nationaux.

8.3.2. Stabilité des lits de boues

En GRANDE BRETAGNE, des études et des mises au point ont porté sur l'hydraulique des ouvrages à lits de boues en vue d'améliorer la stabilité des boues en suspension qui est une condition absolument nécessaire au bon fonctionnement de ce type d'appareil.

Les conclusions de la WATER RESEARCH ASSOCIATION (WRA) conduisent à obtenir une forte vitesse d'injection indispensable au maintien de la fluidisation des boues sans nuire à une répartition homogène du débit à travers la section transversale. Toute une série de perfectionnement ont été étudiés visant l'emploi de déflecteurs et de trémies coniques ou pyramidales inversées. WRA a étudié l'effet bénéfique de déflecteurs verticaux (séparés de 1,35 m) disposés à l'interface lit de boue—eau surnageante, ce qui est une idée relativement similaire de celle proposée par M. RICHARD pour le superpulsator.

En URSS il est considéré que les lits de boues doivent être maintenus dans des domaines très étroits de concentration et d'épaisseur pour obtenir les effets clarificateurs recherchés. Les études y ont montré que le maintien d'une épaisseur minimale du lit de boues de 2 m est indispensable et que la vitesse verticale de passage de l'eau (vitesse de surverse) doit être adaptée à la composition de l'eau (matières en suspension) et à la température.

Les recommandations suivantes ont été établies:

Matières en suspension dans l'eau brute (mg/l)	Vitesse verticale (m/h)	
	Hiver	Été
10 — 100	2,5	3,2
100 — 400	2,9	3,6
400 — 1 000	3,6	4
1 000 — 2 500	4	4

Ces recommandations sont à rapprocher des résultats cités plus haut concernant les lits granuleux fluidisés qui donnent d'excellents résultats avec des hauteurs de lit de 0,50 à 1,0 m mais pour des charges de microsable se situant entre 15 000 et 100 000 mg/l; les vitesses verticales atteignent 10 à 12,5 m/h.

8.3.3. Effet bénéfique des hautes turbulences

En République Fédérale d'Allemagne à LANGENAU deux zones de haute turbulence ont été ajoutées à un appareil à lit de boues à recirculation. La première juste avant l'introduction de l'eau dans l'ouvrage l'autre juste avant l'introduction de l'eau dans la zone de floculation coalescence. Ces deux zones de haute turbulence comportent la première l'introduction du coagulant, la deuxième, celle du polyélectrolyte. Les améliorations obtenues vis-à-vis de l'appareillage d'origine portent sur:

- un accroissement du débit;
- une amélioration de la qualité de l'eau traitée;
- une stabilisation de la qualité de l'eau traitée vis-à-vis des variations du débit et de la qualité (turbidité, température) de l'eau brute.

8.3.4. Floculation de "contact"

En FRANCE, comme cela a déjà été indiqué, l'emploi comme *réacteur rapide* d'un lit fluidisé de microsable a été étudié et a conduit à des réalisations.

En URSS, l'effet bénéfique de l'accumulation de sable fin provenant des eaux superficielles, dans des floculateurs classiques à palette a été noté. On y recommande maintenant l'addition artificielle de suspensions fines dans ces floculateurs pour obtenir une "floculation de contact". On y a noté l'effet d'adhésion des particules colloïdales de l'eau sur la surface des grains de sable fin eux-mêmes recouverts de flocons de coagulants. En URSS, on considère que la floculation de contact améliore la stabilité de la floculation obtenue vis-à-vis des variations de la qualité de l'eau brute, cette floculation de contact est améliorée lorsqu'on utilise des adjuvants (polyélectrolytes).

9. Elimination de l'ammoniaque et des matières organiques au stade de la préclarification

9.1. Il est frappant de constater que la tendance qui conduit à multiplier des surfaces de contact au sein des ouvrages de préclarification, à l'aide soit de surfaces de formes diverses, soit de suspensions granuleuses, n'est pas simplement utilisée pour la clarification préalable proprement dite, mais encore pour mettre en oeuvre, dans les stations de traitement d'eau potable, des procédés d'épuration biologiques accélérés.

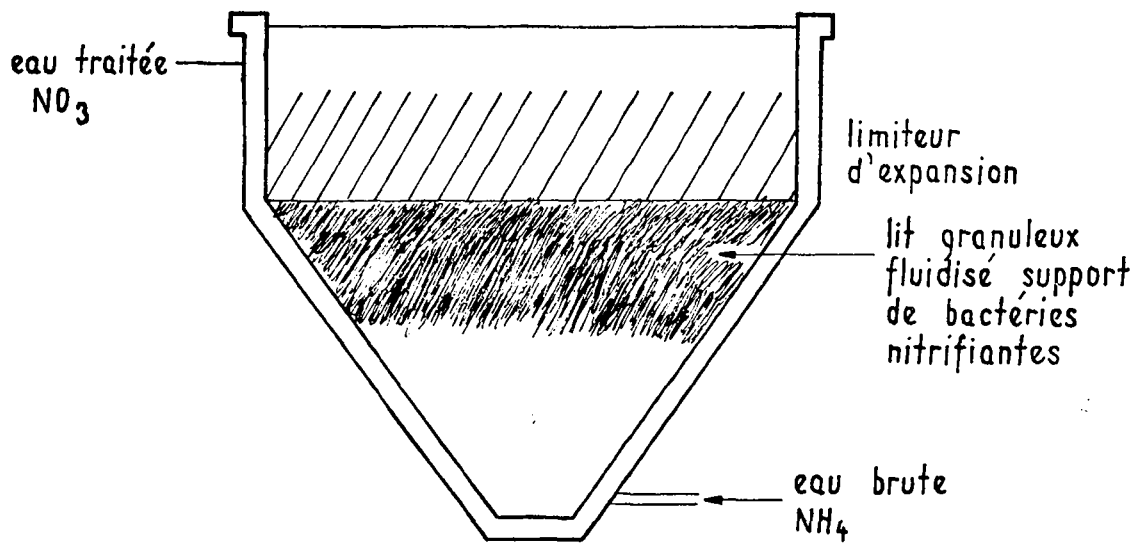
9.2. En GRANDE BRETAGNE, et plus récemment en FRANCE, sont étudiés et mis en oeuvre des procédés d'élimination de l'ammoniaque ou plus exactement de sa transformation en ion nitrate sous l'effet des formations biologiques fixées sur des grains minéraux de faible dimension. En GRANDE BRETAGNE, le procédé a été étudié en détail par le WRA et a conduit à des applications industrielles suivant une méthode qui présente une analogie avec l'application de la "floculation de contact" de l'URSS.

Dans des ouvrages de forme appropriée (cylindro-conique ou prismopyramidale), on laisse s'accumuler les matières en suspension fines (silt) provenant de l'eau de surface elle-même et on laisse s'y développer les colonies de germes nitreux et nitriques.

En-FRANCE, des études similaires ont été conduites suivant deux méthodes différentes, l'une qui reprenait le mode britannique et l'autre qui prévoyait l'utilisation d'une charge artificielle de microsable; c'est-à-dire la mise en oeuvre d'un réacteur biologique rapide à lit fluidisé de microsable. (FLUORAPID biologique).

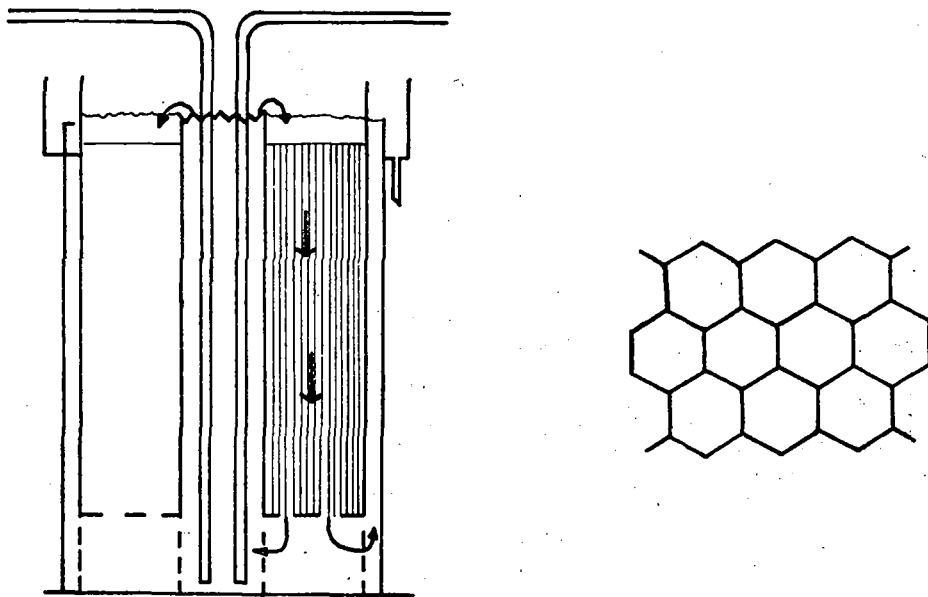
9.3. En République Fédérale d'ALLEMAGNE, au JAPON, comme en FRANCE, sont poursuivies des études sur des prétraitements destinés à favoriser des actions biologiques en garnissant les ouvrages de surfaces dont le développement total est considérable.

En ALLEMAGNE, et au JAPON, il s'agit de procédés présentant des analogies avec les lits biologiques, ruissellement sur garnissage (plaques verticales ondulées en ALLEMAGNE, tubes verticaux au JAPON); en FRANCE on emploie des plaques immergées supportant les amas biologiques en combinaison avec un réacteur biologique rapide à lit fluidisé.



Fluorapid biologique

Fig. 26



Oxydateur à contact tubulaire

Fig. 27

C. GOMELLA A.I.D.E. 1974

9.4. L'ensemble de ces procédés vise les polluants susceptibles d'être oxydés biologiquement et les résultats obtenus permettent de constater des abattements non seulement en ammoniacale mais encore en DBO₅. Il est bon de noter que le fer et le manganèse présents dans l'eau brute peuvent influencer très sensiblement sur les résultats obtenus.

10. Préclarification sur lit fixe granuleux

10.1 La clarification sur préfiltres est exclue du sujet du rapport. Mais plusieurs rapporteurs nationaux ont cité des développements récents concernant la préclarification sur lit *fixe* granuleux à *courant ascendant*. Bien que le procédé ait été mis au point avant 1960, il est indispensable d'en dire quelques mots.

10.2 L'idée n'est pas nouvelle. Le Dr. PACKHAM a trouvé des traces du procédé au 17^{ème} siècle et cite l'existence d'installations qui ont fonctionné en FRANCE et en GRANDE BRETAGNE au 18^{ème} siècle. Au début du 20^{ème} siècle des installations ont été utilisées à MOSCOU, TIFLIS, à PHILADELPHIE etc. . . Un brevet CANDY a été pris en 1918.

Un regain d'intérêt et la construction d'installations à l'échelle industrielle ont résulté des travaux du regretté Professeur D. MINTZ (vers 1955) et d'études néerlandaises (filtres IMMEDIUM 1958).

10.3 L'intérêt théorique du procédé s'appuie sur les remarques suivantes:

—l'efficacité d'arrêt d'un filtre granuleux est liée à la *surface totale* des grains constituant le lit filtrant, cette efficacité n'est donc pas fondamentalement modifiée quel que soit le sens de parcours du lit filtrant (de haut en bas comme dans les filtres classiques, ou de bas en haut);

—par contre, la vitesse de colmatage croît approximativement comme le carré de la granulométrie des grains, comme les grains se classent, en allant du haut vers le bas, dans un lit filtrant, par granulométrie croissante, avec une filtration classique, les couches supérieures offrent une résistance hydraulique importante et bloquent la plus grande partie des impuretés arrêtées, dans une filtration inversée par contre la pénétration des flocons est plus profonde, la durée de vie du filtre, à vitesse égale augmente; cette disposition permet également un accroissement sensible de la vitesse de filtration pour des durées de vie identiques.

C'est d'ailleurs sur ces principes que s'appuie la réalisation des filtres multicouches, mais alors que ces dernières ne servent qu'à soumettre à une clarification définitive des eaux déjà prétraitées (coagulées et préclarifiées) les préfiltres à filtration ascendante remplacent simultanément la *floculation* et le *décanteur*.

Dans les préfiltres à filtration ascendante on ne cherche pas à tirer la plus grande efficacité dans le domaine de la turbidité, on cherche simplement à *préparer* l'eau pour une filtration finale. C'est pourquoi c'est la possibilité d'accroissement de la vitesse qui est utilisée, cette vitesse atteint des valeurs voisines ou quelquefois légèrement supérieures à celle de la *fluidisation* du lit; cette dernière quand elle a tendance à se produire est bloquée par un dispositif mécanique (grille). Le point important dans les préfiltres à filtration ascendante est l'utilisation du milieu granuleux lui-même pour réaliser le *mélange rapide* et la *floculation* des réactifs coagulants et de l'eau, opérations qui se produisent dans les couches

inférieures de granulométrie grossière; l'effet de décantation est remplacé par l'adhésion des flocons sur les grains des couches supérieures. En URSS ils sont d'ailleurs appelés clarificateurs de contact.

10.4 Des schémas types sont donnés dans les figures ci-après.:

En raison de la succession des différents processus (mélange rapide, floculation, clarification) dans le lit filtrant, ce dernier doit être *épais*.

En URSS on recommande une épaisseur de 2 m. Dans les filtres IMMEDIUM, les épaisseurs totales varient de 1,5 m à 2,2 m.

En URSS on recommande l'emploi de sable de granulométrie allant de 0,5 à 2 mm (diamètre efficace 0,6, coefficient d'uniformité 2). Les vitesses de passage varient de 5 m/h à 10 m/h.

Pour le filtre IMMEDIUM, les granulométries utilisées sont plus élevées 0,7 à 1,2 mm pour le diamètre équivalent le plus faible jusqu'à 6 et 10 mm pour le diamètre le plus élevé, le tout supporté par du gravier 10-20 mm, les vitesses de passage varient de 5 à 10 m/h.

10.5 L'efficacité même des préfiltres à filtration ascendante conduit à leur arrêt périodique pour nettoyage et ceci d'autant plus fréquemment que les eaux sont plus chargées. C'est pourquoi ce type d'appareil ne peut être utilisé qu'avec des eaux dont les teneurs en matières en suspension sont faibles. En URSS, les clarificateurs de contact ne sont employés qu'avec des eaux peu chargées dont il s'agit de traiter éventuellement la coloration. On y considère en URSS que le teneur limite en matières en suspension, y compris les coagulants, ne doit pas dépasser 150 mg/l. Le professeur L. HUISMAN indique de son côté que le taux de coagulation ne doit pas dépasser 5 mg/l.

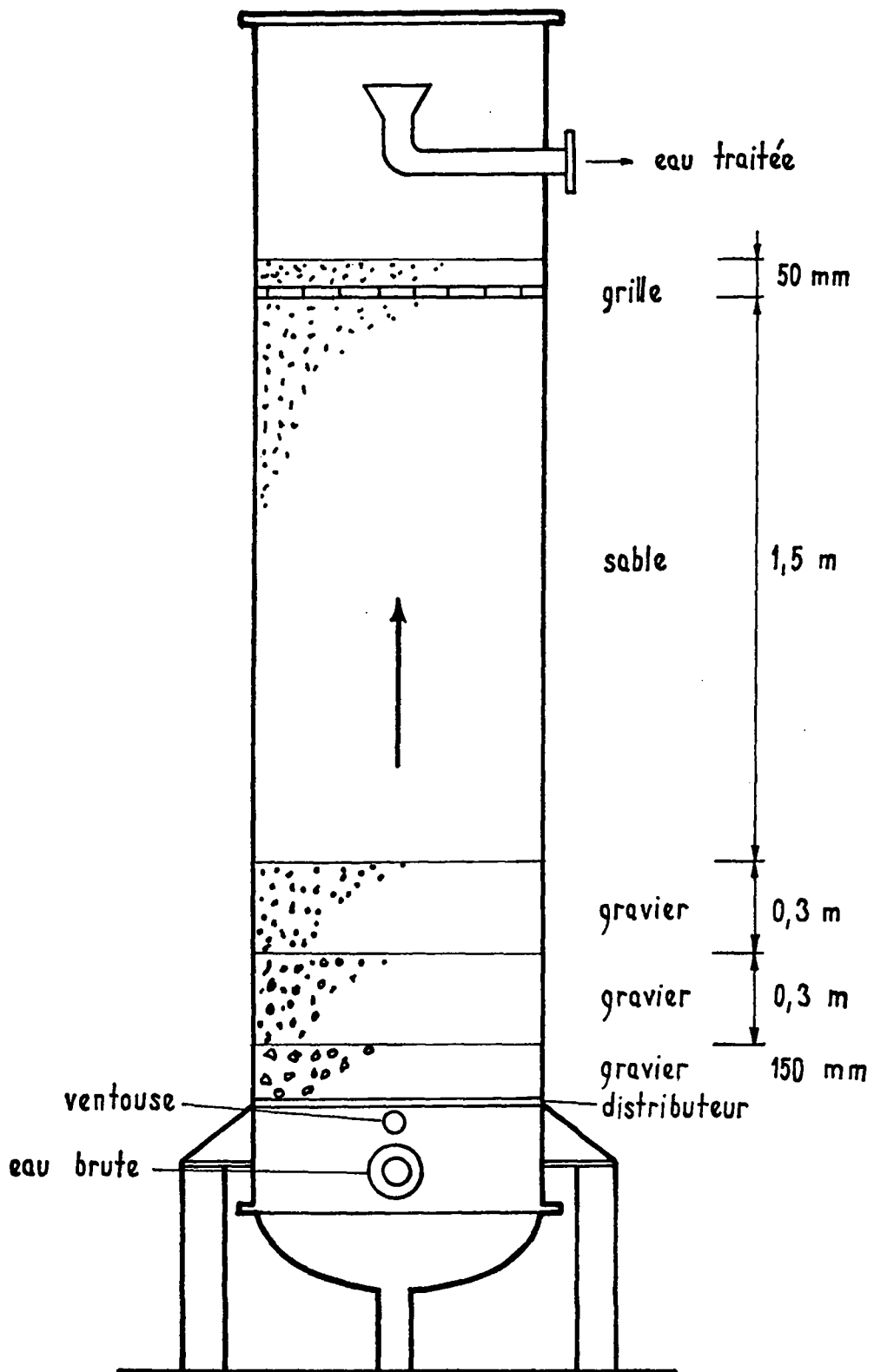
Les exemples néerlandais montrent que les filtres IMMEDIUM sont employés généralement pour des eaux de *retenues* ou des eaux déjà *préfiltrées*.

Les méthodes de lavage des préfiltres à filtration ascendante ne diffèrent pas dans leur principe de celles du lavage des filtres, on peut noter seulement des débits spécifiques d'eau de lavage plus élevés que dans le cas des filtres de finition (V 40 à 80 m/h contre 15 à 30 m/h).

Dans le tableau ci-après sont donnés quelques résultats communiqués par le Dr. A. GRAVELAND.

TABLEAU

	Eau brute	Eau préclarifiée
1er exemple		
. couleur	22	12
. Mat. Org. (KMnO ₄)	28	11
. Fe	0,45	0,20
. Mn	0,10	0,00
. O ₂	10,5	8,8
2ème exemple		
. Mat. Org (KMnO ₄)	20	12
. Turbidité JTU	7	0,15
. Fe	0,4	0,1
3ème exemple		
. couleur	30	23
. goût	19	18
. Fe	0,18	0,09
. Mat. Org. (KMnO ₄)	24	19
. Turbidité d° SiO ₂	8,54	1,24
. COD	22	18
. TOC	5,09	4,29



Filtre "Immedium upflow"
 (W. R. A. Packham)
 Fig. 28

C. GOMELLA A.I.D.E. 1974

Conclusion

Après avoir été marquées très fortement il y a une quarantaine d'années par l'introduction de méthodes de floculation, les méthodes de préclarification sont maintenant l'objet d'une révision approfondie.

La tendance générale conduit, sous une forme ou une autre, à rapprocher les processus de préclarification des processus de finition.

Au lieu d'accroître la vitesse de déplacement de la particule à séparer vers la surface de dépôt ou la zone de recueil, la plupart des techniques nouvelles recherchent à réduire la distance de parcours et à augmenter statistiquement les chances de contact avec une surface de recueil. Les méthodes du floc lesté (cyclofloc) et de la flottation, chacune dans un domaine qui leur est propre, restent rattachées à la tradition classique mais modifient radicalement les différences de densité.

Deux voies sont explorées pour augmenter les chances de contact. La première conduit à pousser à l'extrême la logique qui découle des observations de HAZEN en établissant un régime laminaire par des modules lamellaires dont les parois permettent simultanément d'agir sur le nombre de Reynolds de l'écoulement et de multiplier la surface de dépôt. L'adaptation de ces modules à des ouvrages existants est relativement aisée dans le cas des modules à écoulement incliné disposés à la surface d'ouvrages parallépipédiques de forme allongée. Ils peuvent servir à améliorer l'efficacité d'un décanteur ainsi que sa capacité de traitement. Les modules à écoulement horizontal ne peuvent être disposés que sur une partie réduite du trajet de l'eau dans l'ouvrage, ils améliorent la qualité de traitement mais se prêtent moins bien à une augmentation importante du débit traité.

Par contre, les deux sortes de modules permettent de projeter des ouvrages neufs de dimension réduite et de haute performance.

Deux problèmes importants doivent être soigneusement pris en considération lors de l'utilisation des modules lamellaires: l'évacuation des dépôts et l'équirépartition du débit entre les compartiments élémentaires.

Les modules lamellaires, lorsqu'ils sont correctement conçus et mis en oeuvre, sont susceptibles d'améliorer la "séparation" des particules mais ils n'agissent pas directement sur la nature des particules et des ouvrages de coagulation-floculation doivent obligatoirement les précéder, c'est une des raisons des difficultés de leur emploi dans des ouvrages existants dans le cas où on cherche à

augmenter la capacité de production, l'introduction des modules n'exclut pas la nécessité de modifier et d'accroître en conséquence les ouvrages de coagulation-floculation.

Les modules lamellaires peuvent apporter un moyen de lutte contre l'instabilité des lits de boues qui constitue un des points délicats des appareils basés sur leur formation et leur maintien en état.

Une méthode nouvelle, celle de la clarification dans un lit granuleux fluidisé a ouvert une voie fructueuse non seulement dans le domaine de la préclarification mais encore dans tous ceux où des phénomènes de contact interviennent en favorisant et en accélérant la réaction en cause (adoucissement, action biologique, etc. . .).

Cette méthode met en contact l'eau à traiter avec des surfaces multipliées, d'abord sous forme de micrograins, ensuite sous forme de modules lamellaires, la turbulence très vive à l'entrée de l'appareillage se transformant insensiblement en écoulement laminaire à sa sortie, le colmatage par les matières arrêtées étant supprimé du fait de la possibilité qu'apporte la fluidisation d'une évacuation périodique des boues.

La masse fluidisée tout en assurant une parfaite équirépartition en amont des modules, confère au système une très grande inertie vis à vis des variations de débit et de la charge solide des eaux brutes. La méthode conduit à des appareils très compacts qui intègrent toutes les phases de prétraitement (floculation-clarification). Ils fournissent des flocons résiduels se prêtant très bien à l'emploi de filtres à haute performance.

La spécificité des agencements et de la méthode, fait qu'en général il n'est pas commode de l'adapter à des ouvrages existants.

La méthode de floc lesté qui améliore d'une façon considérable la vitesse de décantation se prête par contre fort bien à un accroissement de performance d'un ouvrage existant, sous la seule réserve qu'il soit possible d'y adapter un dispositif de raclage.

La mise en contact avec des micrograins jouant un rôle bénéfique dans l'accélération des processus, l'augmentation de capacité d'un ouvrage avec le floc lesté supprime la nécessité d'accroître les ouvrages de prétraitement (floculateurs).

La méthode de flottation encore peu employée ouvre une voie prometteuse et donne une arme spécifique pour éliminer les matières de faible densité ou en émulsion.

A la fin du rapport sont brièvement décrits des méthodes ou des faits cités par les rapporteurs nationaux, qui méritent d'être portés à la connaissance des participants du congrès bien qu'étant, stricto sensu, hors sujet.

Liste des symboles utilisés

u : vitesse verticale d'une particule à séparer de l'eau
 \varnothing : diamètre de la particule
 $\varnothing' = \gamma \varnothing$ diamètre équivalent
 γ : coefficient de forme d'une particule non sphérique
 μ : viscosité absolue d'une particule
 ν : viscosité cinématique
 $\rho_s - \rho_l$: différence des masses spécifiques de la particule et de l'eau
d : rayon hydraulique d'un ouvrage
dn : rayon hydraulique avec n compartiments
v : vitesse d'écoulement dans le clarificateur parallèlement à la surface de dépôt
 R^* : nombre de Reynolds
w : composante verticale de la turbulence
k : rapport de v à w, $w = v/k$
 $V = Q/S$, paramètre de HAZEN, ou vitesse de "surverse"
Q : débit traité dans l'ouvrage

S : surface projetée sur l'horizontale de l'encombrement intérieur total d'un ouvrage de préclarification (encombrement au sol)
L : longueur d'un ouvrage ou d'une fraction
l : largeur d'un ouvrage
h : hauteur totale d'un ouvrage
 α : angle de pente (d'un radier, d'un module)
e : espacement orthogonal de deux surfaces de dépôt d'un module
p : rapport de la largeur à la hauteur d'un élément
z : hauteur verticale de chute maximale dans un compartiment
 λ : longueur d'un compartiment élémentaire d'un module
 l_α : dimension totale occupée par les surfaces d'entrée des modules lamellaires inclinés de l'angle α dans un ouvrage de dimension l
 V_α : vitesse maximale de l'eau à l'entrée dans les modules
 L_T : longueur du parcours où règnent les conditions turbulentes
 λ_{lam} : longueur d'un compartiment où règnent effectivement les conditions laminaires.

General Report 1

SUMMARY

Recent developments related to preclarification

by Cyril GOMELLA

Consultant Engineer, Paris

1 Scope

The subject of this survey was fixed by the general rapporteur and stated in a detailed synopsis sent to the national rapporteurs to limit the number of matters to be discussed and avoid repeated comments on already well known points:

- The subject is limited to *solid-liquid separation* before final filtration,
- Only new procedures in use *since* 1960, in pilot or full scale plants, are considered,
- Flocculation-coagulation stages are to be mentioned only when pertaining to the new procedures,
- Preparatory procedures for the purpose of modifying the characteristics of the "Source" (storage reservoirs, ground-water table, etc . . .) are not to be examined,
- Rough separation procedures (grating, screening, microstraining) are not to be examined,
- Fixed filtration beds in preformed layers are not to be examined,
- But new procedures can be described in any appropriate way, with the following data supplied,
 - Designation of the procedure; name of the inventor; country;
 - Initial operating date; site;
 - List of working installations or projects;
 - Operating principle, with attached drawing;
 - Actual references, and specification of a working plant;
 - Raw water and treated water quality;
 - Comments on the performance of the associated final filters;
 - Technical and economical advantages.

Valuable national reports were produced by the following individuals

—Dr. H. Frishherz	Austria
—Dr. A. Graveland	Netherlands
—Dr. T. Hedberg	Sweden
—Mr. C. G. Kojouchko	USSR
—Dr. E. Lehtonen	Finland
—Mr. L. Morel	Belgium
—Dr. R. F. Packham	Great Britain
—Dr. Les Van Vuuren & Mr. P. Coombs	South Africa
—Dr. G. Werner	Germany
—Mr. Mitsuhiro Yamaguchi	Japan
—Mr. Zubelewicz	Poland

Acting as national rapporteur for FRANCE, the general rapporteur has received statements and information from Messrs. DEFRECHEVILLE, REVOL, RICHARD, VIGREUX, WERTHEIMER. Documents possessed by S.E.T.U.D.E. have also been used.

New procedures described in the above documents may be classified as follows:

Procedures associated with but not directly related to our subject (they are examined at the end of the report):

- New coagulation agents,
- NH₄ and DBO₅ reduction,
- Preclarification using granular fixed beds.

Improved settling by the increase of the total collecting area:

- Multi-storey settling basin,
- Lamellar settling basin.

Changes in the procedure:

- Ballasted flocs,
- Acceleration of reactions and clarification through fluidized bed of microsand,
- Flotation.

2 Preclarification

A particle or conglomerate can be regarded as separated from the water to be treated when it adheres to a surface under a statically irreversible condition, or alternatively when entering a collecting zone.

Therefore, separation must be considered under *dynamic* conditions: what are the forces driving the particles? what are the laws governing the travel through the liquid medium?

A first field of forces is due to gravity. A given particle can only move in the direction of this field if the resultant of the gravitational forces (including buoyancy force) is sufficiently high compared to opposing forces: friction, turbulence, electrostatic repellent force, convection, etc . . .

When particles are spheres of small size, viscosity is a predominant factor, and STOKES law can be legitimately applied: (NOTE—See the meaning of the symbols at the end of the report).

$$u = \frac{\partial^2}{18\mu} g(\rho_s - \rho_l)$$

When particles are not spherical, a rectifying coefficient must be used to give the "equivalent diameter":

$$\partial' = \gamma \partial$$

This law can only be applied if the Reynolds number is less than 1.

$$Re = \frac{u \partial}{\nu} < 1$$

When the Reynolds number is greater than 1, the law is no longer valid, but it is always correct to write:

$$u = f[\partial_1(\rho_s - \rho_1)]$$

u being an increasing function of ∂ and $\rho_s - \rho_1$.

If the particles or conglomerates are not spherical, the resultant forces are not vertical and particles may fall in the manner of dead leaves, sometimes as boomerangs, diverging either partially or wholly from the desired direction

Consequently, the following points should be examined to accelerate settling in the direction of the gravitational forces:

- Increasing the particle size,
- Increasing the specific gravity of particles,
- Having spherical shaped particles of regular dimensions.

—Another field of forces is generated by the motion of the water itself.

Reynolds number for the flow of liquid is given by:

$$R^* = \frac{vd}{\nu}$$

When R is less than 500, the flow is said to be laminar.

When R is greater than 500, the flow is turbulent and particles are submitted to random pulses in every direction.

On average, pulses over the horizontal plane are more or less opposed to the desired settlement.

The value of the vertical component w of the turbulence can be calculated using the mechanics of turbulent flow of fluids:

$$w = \frac{v}{k}$$

Various values found for k agree fairly well:

29 < k < 25	PISKOUNOV
$k = 20$	GOMELLA
$k = 30$	KARPENSKY

3 Horizontal multi-story settling basin

Since 1905, and through papers issued by HAZEN, it is well known that the typical parameter of a settling basin is the ratio "flow/floor surface" (for horizontal settling basin) and the ratio "flow/water surface" (for vertical settling basin).

$$V = \frac{Q}{S} \text{ expressed as a velocity } LT^{-1}$$

It has been found that the settling velocity of particles arrested in a settling basin is given by:

$$u = \frac{Q}{S} \left(1 + \frac{L}{kh} \right) \quad \begin{array}{l} \text{horizontal settling basin,} \\ \text{horizontal floor, } L \text{ long,} \\ \text{h high} \end{array}$$

$$u = \frac{Q}{S} \left(\frac{h+L \left(\frac{1}{k} - \text{tg } \alpha \right)}{h - \frac{L}{2} \text{tg } \alpha} \right) \quad \begin{array}{l} \text{horizontal settling basin} \\ \text{sloping floor, with angle} \\ \alpha \end{array}$$

$$u = \frac{Q}{S} \left(\frac{h+R \left(\frac{1}{k} - \text{tg } \alpha \right)}{h - \frac{L}{2} R \text{tg } \alpha} \right) \quad \begin{array}{l} \text{settling basin with radial} \\ \text{flow of radius } R \text{ and} \\ \text{initial height } h \end{array}$$

where k is the factor linking w to the mean velocity v of the flow through the settling basin.

Case of a maintained capacity

Taking into account the vertical component of turbulence, the addition of supplementary floors proportionately lowers the value of $\frac{Q}{S^2}$ but at the same time

it affects the value of $\frac{L}{h}$ which is increased, so that the gain is reduced, partially at least. The different compartments should be parallel-connected but not series-connected, since the rectifying L/kh would become smaller as the travel is unnecessarily increased; in other terms, the higher the flow velocity, the higher the turbulence.

Considering now a settling basin H high and I wide, the addition of supplementary floors bringing the number of compartments up to n modifies the hydraulic radius, so that:

$$\frac{d}{d_n} = n - (n-1) \frac{h}{h+I}$$

—If the compartments are parallel-connected, velocity v remains constant and d_n decreases; thus,

$$Rh^*_n < R^*$$

—If the compartments are series-connected, velocity v is multiplied by n while d is divided by a smaller factor; thus,

$$R^*_n > R^*$$

It may be noted that if the settling basin is divided by supplementary floors and vertical partitions, so that the number of compartments is $n \times n = n^2$, the calculation gives

$$\frac{d}{d_{nn}} = n$$

When the compartments are parallel-connected,

$$R^*_{nn} = \frac{1}{n} R^*$$

and when the compartments are series-connected,

$$R^*_{nn} = R^*$$

—Increasing the number of floors to increase the capacity

Taking into account the vertical component of turbulence, the disturbing effect is more important because L/h increases in proportion to the number of floors and Reynolds number increases also.

v increases in proportion to the flow and d decreases according to the relationship

$$\frac{d}{d_n} = n - (n-1) \frac{h}{I+h}$$

But the balance is not positive. The higher the value of n , the better the balance, whereas L/h and k vary unfavourably.

Therefore, the increase of flow obtained by adding extra floors results in a slightly lower performance. To maintain the desired performance it is necessary to multiply the flow by a figure slightly less than the number of floors.

As in the preceding case, maximum gain can be obtained by parallel-connected compartments delimited by extra floors. Series-connecting would lower the Reynolds number and factor k .

—Examples

In FRANCE, in the Paris area, three large water treatment plants are equipped with three-storey and four-storey settling basins:

Choisy-Le-Roi	800 000 m ³ /day
Neuilly-Sur-Marne	600 000 "
Mery-Sur-Oise	270 000 "

The value of Q/S per storey is 1, 2 m/h. Performance is particularly satisfying.

In JAPAN, several important water treatment plants are equipped with multi-storey settling basins:

Ninakubo—Osaka	200 000 m ³ /day
Toyono—Osaka	450 000 "
Nagasawa—Kawasaki	150 000 "
Nagasawa—Tokyo	200 000 "
Asaka—Tokyo	1 700 000 "

In one plant, the compartments are series-connected, and to reduce damage caused by flow reversals from one compartment to another, a part of the flow is drawn-off from upstream compartments, at the top where there is optimum clarification.

Multi-storey settling basins are also used in the U.S.A., in the district of Chicago for example.

4 Lamellar settling basins

Lamellar modules are operated for two purposes, i.e. to extend the total settling area and to obtain a laminar flow yielding all the advantages mentioned in the Section dealing with multi-storey settling basins.

Under conditions of laminar flow, the theory of HAZEN is fully justified, and experience has confirmed that very high separation performance can be achieved.

Horizontal flow settling basin

The main requirement is that this type of settling basin must operate under laminar conditions i.e. at the desired performance the basin must be divided by horizontal modules of appropriate cross-section corresponding to the mean velocity of the flow. Once the Reynolds condition is met, separation is achieved over a fixed travel at any flow velocity, provided that partitions are adequately adapted to the flow. Therefore, it is not suitable to equip a horizontal basin completely, because the desired result is obtained after a short travel from the beginning of treatment. Thus, the major part of the works becomes useless as it cannot be operated to increase production.

Partitioned lamellar modules are advantageously used in new plants designed for high performance, and are very compact.

The length of square tubes controlling a laminar flow and ensuring a given Q/S value is indicated in the table below:

Q/S (m/h)	2,5	1,2	1	0,5	0,25
L (m)	1,15	2,4	2,9	5,8	11,5

The length of flat rectangular tubes, with p=3, is given below:

Q/s (m/h)	2,5	1,2	1	0,5	0,25
L (m)	0,77	1,6	1,92	3,84	7,7

The system is so highly efficient that the tubes clog very quickly. As a great number of the tubes are parallel-connected, remedy cannot be sought by mechanically scraping the tubes during operation. The presence of the device would destroy the laminar characteristics of the flow. Consequently, it is necessary to stop the basin periodically for removing the sludge by water flushing, and this can very easily be carried out by draining the basin. This solution has been selected by HANSEN and CULP in their "Tube Settler".

Correct operation of lamellar modules requires also

that the flow is evenly distributed between all the compartments

Before entering the compartment formed by lamellar modules, the flow is visibly turbulent and does not become laminar immediately. A transient zone can be seen at the entry of the compartment. A relationship given the length of the transient zone has been proposed by Mr. K. M. YAO:

$$\frac{L_T}{e} = 0,232 R^*, \text{ where } e \text{ is the height of the compartment.}$$

Thus, if $R = 100$, $L_T = 23,2e$,

and if $R = 200$, $L_T = 46,4e$.

Mr. GOMELLA thinks that this formula gives too high values for the length of the transient zone, and prefers the following as more practical:

$$\frac{L_T}{e} = 0,10R^*$$

With regard to partitions, the following relationship can be used:

$$\frac{L'}{e} = \frac{8p}{p+1} \text{ for } 20 < R^* < 50, \text{ which is a rather low value of Reynolds number (about 0.5 cm/sec and spacing of a few centimeters only).}$$

Horizontal flow and inclined settling plates

To avoid the accumulation of the settled sludges by removing them in a continuous cycle, the settling plates should be inclined, ensuring automatic removal. The optimum slope α , for hydroxide sludges currently collected in water treatment plants is slightly less than 60° .

$52^\circ < \alpha < 60^\circ$, depending on local conditions

At a 60° slope, sludges are removed almost continuously, and at a 52° slope the deposits become loose and scale off at a limited thickness. Settling plates should be inclined parallel to the direction of the flow in order to maintain the flow horizontally.

If z is the vertical height between inclined plates, and e the orthogonal spacing, we have

$$z = \frac{e}{\cos \alpha} \quad \frac{u}{z} = \frac{v}{L} = \frac{Q/S}{h}$$

$$\frac{u \cdot \cos \alpha}{e} = \frac{Q/S}{h}$$

The total surface area of plates required in a settling basin is given by

$$\Sigma = L \cdot l \frac{Q/S}{u} \frac{1}{\cos \alpha}$$

Minimum surface corresponds to the minimum value of angle α . Thus, if α is 52° , $\cos 52^\circ$ is 0,616, and

$$\Sigma = L \cdot l \frac{Q/S}{u} \cdot 1,62$$

A laminar flow will be obtained if $R^* = 200 = \frac{Vd}{\nu}$ and

$$\frac{Q/S}{u} = \frac{(Q-4l)}{4l} \cdot \cos \alpha$$

showing that, to improve Q/S, the sole factor to be considered is the width of the settling basin.

A new plant can always be designed, very compact and efficient, with such settling basins, but the modification of an existing plant is quite a different problem which must be solved in a reversed way, starting from the settling plates, spaced as near as they can be technologically set (5 to 10 cm) and then working out the flow obtained under laminar conditions:

$$Q = \frac{4hl}{e} + 4l$$

Lamellar modules with inclined flow

—Geometrical requirements when the flow is vertical:

Considering a module composed of the two parallel lamellas inclined on a horizontal plane, and assuming that the flow is laminar:

$$u = \frac{zv}{v} = \frac{ev}{\lambda \cos \alpha}$$

For a given flow entering the lamellar space, the optimum angle is $\alpha = 0$, with horizontal plates.

Considering now the conditions originating inside a structure with vertical flow with no walls, it can be seen that the flux intercepted by a lamella is proportional to $\frac{e}{\sin \alpha}$ so that the relationship giving u becomes

$$u = \frac{eV}{\lambda \sin \alpha \cos \alpha}$$

with a minimum value corresponding to $\alpha = 45^\circ$

$$u_{opt} = \frac{eV}{\lambda \times 0,5} = \frac{2eV}{\lambda}$$

Considering the influence of lateral walls in a structure equipped with lamellas:

$$u_{lam} = \frac{e}{\lambda \sin \alpha \cos \alpha} \frac{V}{1 - \frac{\lambda}{l} \cos \alpha}$$

The influence of the conditions is small when α is large and λ small compared to l , and thus, long rectangular units can be recommended to equip lamellar modules; similarly, modules having a low λ can be used if they are closely spaced.

Under laminar condition ($R^* < 200$)

$$u = \frac{eV}{\lambda_{lam} \cos \alpha} \quad \text{where } \lambda_{lam} \text{ is the length of the actual laminar flow.}$$

$$\lambda_{lam} = \lambda - L_T$$

$$u = \frac{eV}{(\lambda - L_T) \cos \alpha}$$

In the zone of non laminar flow, the settling velocity is actually retarded by the vertical component of the turbulence $w = \frac{v}{20}$ and the general equation for the travel is

$$u = \frac{ev}{\lambda} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)} \right)$$

The general relationship giving the performance of a lamellar module is

$$\frac{e}{\lambda} + \frac{v}{u} = \frac{\left(1 - \frac{\lambda}{l} \cos \alpha\right) \sin \alpha}{\left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)}\right)}$$

The following tables indicate the values of the second member, respectively for square modules ($p = 1$) and for infinite plates, not partitioned ($p = \infty$) with a maximum slope within the range 45° and 52° .

	Q	very short 0,2	short 0,1	medium 0,033	long 0,01
$\frac{1}{\cos \alpha} + 0,2$	α	Square section $p = 1$			
0,831	5	0,058	0,065	0,070	0,072
0,704	3,5	0,337	0,369	0,392	0,400
0,619	45	0,377	0,406	0,427	0,433
0,548	52	0,378	0,404	0,422	0,428
0,455	60	0,328	0,347	0,358	0,363
$\frac{1}{\cos \alpha} + 0,4$	α	Infinite plates $p = \infty$			
0,712	5	0,049	0,055	0,059	0,061
0,616	35	0,295	0,323	0,343	0,350
0,551	45	0,336	0,361	0,380	0,386
0,494	52	0,340	0,364	0,380	0,386
0,416	60	0,323	0,342	0,353	0,358

Considering a structure with vertical flow (l and V being known) and modules with given geometric dimensions (λ and e being known), the maximum gain of performance is obtained with modules made of tubes having a slope lying between 45° and 52° .

This *technical conclusion* is positive but must be moderated for economic reasons.

The total surface of the material needed to make these modules is given by the relationship:

$$(S_j + S_d)/l = \frac{V}{u} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{8p}{20(p+1)} \right) 100 \frac{P+1}{P}$$

Therefore, the total surface necessary to obtain the desired gain in performance depends only on the setting angle of the module, and increases when the angle increases. As far as the quantity of material used in the module is concerned, the most advantageous arrangement corresponds to the smallest angle α , but, and this fact is essential, for a fixed length of the modules the spacing will have to be modified, and be brought closer if α is small.

5 Ballasted flocs settling basin

Tests were carried on pilot and full scale plants, and sequential steps were fixed as follows:

Quartz in the shape of micrograins of a few tens of microns was added to the raw water with polymer material (polyacrilamides for example). Further, coagulating agents were added to the water loaded with microsand,

The mixture was admitted to a coagulation chamber of small size,

At the outlet, the microsand embedded in flocs was separated by a settling procedure and removed by scraping and pumping,

Sludges were separated in a hydrocyclone, recirculating the microsand into the raw water, and the residual sludges were sent to waste.

The quantity of recirculating sand amounts to about 4 kg per m^3 of treated water, and the dose of polymer to about a few decigrams per m^3 .

Equipment of this type is called a "CYCLOFLOC".

The procedure of ballasted flocs can be applied to improve the performance of existing plants substantially. For example, in BUDAPEST, when operating for the first time on an industrial scale, a sludge bed settling basin designed to run at 1,76 m/h flow velocity under precarious working conditions which are generally encountered with widely changing raw waters (flow and

quality of River Danube water are well known for sharp variations) has performed at trebled output, with a flow velocity of 5,27 m/h which is highly satisfying. The sole major modification was a significant decrease of the sludge bed resulting from the fast settling velocity of the ballasted flocs which accumulated on the floor on coming out from the central element. Sludge was scraped out through hydrocyclones. Retention time was brought down to 45 minutes.

According to information received from Mr. WERTHEIMER about a CYCLOFLOC of 17 300 m³/day operating at VILLENEUVE-SUR-LOT, flow velocity reaches 6,75 m/h with a total retention time of 46 minutes. Related data are shown in the table below:

	Raw water			CYCLOFLOC output		
	max.	min.	mean	max.	min.	mean
turbidity (mastic drops)	450	20	180	18	15	22
d°, silica	56	2,5	23	2,3	0,3	3
O ₂ consumed from KMnO ₄	3,4	1	2	0,5	0,5	1
HAZEN colour		20				0,4

Outstanding stability is evidenced by the above data, showing an increased effectiveness when the turbidity of the water is a maximum. On the other hand, ballasted flocs are not significantly affected by the variations in the flow, nor by the temperature of the water.

6 Granular fluidized bed settling basin

About 10 years ago, in FRANCE, an extended study was carried out on flocs loaded with particles of foreign matter and adhering to inorganic grains in suspension. Subsequently, a special procedure using the equipment described as FLUORAPID has been implemented.

The procedure consists of using a preformed fluidized bed of activated microgranules, with very compact equipment, far less cumbersome than any other plant operating at present. Two functions are carried out by this unit:

- that of a very efficient reactor, increasing the action of the additives at maximum in a short time—as is evidenced in other chemical fields applying fluidization procedures. The reaction takes place at the bottom of the bed, in a highly turbulent medium.
- That of a clarifier, due to the filter action across the bed of micrograins onto which adhere the matters to be separated. The action takes place at the top of the bed, in a still medium.

A separator composed of lamellar modules is located at the top of the fluidized bed for design purposes. This device has two functions:

- to limit a possible expansion of the fluidized bed at the highest velocities of the flow,
- to provide a barrier against the very light and fine particles escaping from the fluidized bed.

Such an arrangement offers the advantage of stable and reliable pretreatment (reaction together with clarification) throughout the full range of flows.

The fluidization of the granular layer is controlled by the movements of the liquid itself. As injection velocity is higher than required for fluidization, the grains are thoroughly stirred in all directions at the bottom of the granular bed, and consequently they mix up the various coagulating agents added to the water immediately before

entering the FLUORAPID. Action is homogeneous and fast, since microsand grains are acting as millions of individual micro-stirrers.

In the middle part of the fluidized bed, movements are not so easily disturbed, but still, stirring amplifies the contacts of micrograins with particles in the raw water and microflocules formed by colloidal precipitation and coagulant hydrolysis. Particles and microflocules adhere to micrograin surfaces.

At the top, the fluidization rate reaches a limit and separation is completed inside a medium subjected to moderate stirring.

Water, practically free of suspended matters, exudes at the top of the granular fluidized layer and goes to final filters.

Inside the zone of continuous micrograin grading, fluidization velocity is maintained between 12 to 14 m/h, depending on the temperature of the water and the concentration of the bed.

Some lamellar modules are provided at the top of the most advanced equipment.

For removing the micrograins loaded with floccules, inclined settling plates are fitted at an angle ranging from 45° to 52°.

To improve the adherence on the surface of micrograins, polymers must be added to activate the surface. In FRANCE where polyacrylamides are prohibited by Health Regulations, natural polyelectrolytes as alginates are recommended.

Sand is activated externally to the equipment, so that the bed is composed of activated sand, and the activating agents are not introduced in the raw water, which receives only the agents required for treating the foreign matter. In consequence, no interference can occur between the additives used for water treatment and the products used to activate the sand. The doses of the latter products are not a function of the raw water flow and, therefore, they are limited according to the quantity of activated sand.

In a granular bed, the concentration of microsand lies between 15 and 100 kg/m³ and bears no relationship to the content of solid matters in the raw water, nor to the quantity of flocs produced by the coagulating agents. A bed finished with microsand acts as an efficient and neutral stabiliser, whatever the composition of water and velocity of the flow.

The procedure is typically characterized by its outstandingly steady output.

Moreover, the distribution of flow is perfectly controlled by the fluidized bed; this point is essential because the water flows in a vertical direction. Thus, all the problems met with lamellar module operation are solved at the same time. Advanced plants are presently running at a standard flow velocity of 12 m/h with remarkable results.

In short, all the advantages of sludge bed procedure using lamellar modules are obtained with FLUORAPID equipments, not troubled by sludge bed instability nor by uneven flow distribution between modules. In addition, fully completed reactions are greatly accelerated and retention time is reduced to a dozen minutes.

Examples

A typical example is given by ANNET-SUR-MARNE water treatment plant supplying North and East zones of the PARIS area, with a capacity expected to reach 300 000 m³/day.

A first phase of 27 000 m³/day is presently in use at the New Airport at ROISSY-EN-FRANCE.

Two FLUORAPID installations are running at a flow velocity of 9 m/h, and performance is remarkably steady despite sharp changes in the quality of Marne River water:

	Raw water			FLUORAPID water		
	Max.	Min.	Mean	Max.	Min.	Mean
Turbidity (mastic drops)	980	30	150	30	6	15
d° silica	75	4	19	4	<1	2
HAZEN colour	20	5	10	7	2	5

Other references are quoted by Messrs. WERTHEIMER and DEFRECHEVILLE:

ANGERS	41 000 m ³ /d mean up-flow rate	8 m/h
LA ROCHE	10 500 m ³ /d mean up-flow rate	10 m/h
TOUL	9 600 m ³ /d mean up-flow rate	8 m/h
GUERLESQUIN	2 400 m ³ /d mean up-flow rate	9 m/h
LANMEUR	2 400 m ³ /d mean up-flow rate	8 m/h
ROSPORDEN	2 400 m ³ /d mean up-flow rate	8 m/h
PENNE	1 300 m ³ /d mean up-flow rate	8,5 m/h

Rated flow velocities have been estimated 20% less than the peak values.

7 Flotation

Technological principles:

Microbubble flotation

The total flow of the raw water (or a fraction, further remixed with the main effluent) is saturated with air under a pressure of 3 to 4 kg/cm², for several minutes, to generate bubbles of about 10 micron diameter.

Electroflotation

Bubbles are created inside the water by electrolysis at low voltage (10V). Diameter is smaller than above, so that their action on microparticles is improved. Such systems are recommended by the manufacturer when the specified capacity is less than 3 000 m³/day.

Examples

National rapporteurs believe in the future of these installations.

Apparently, the procedure requires several complex pieces of auxiliary equipment (compressors, pumps, electric appliances, electrodes), but the introduction of this step in water treatments may be beneficial eventually especially when very light and fine particles of emulsified material must be separated or captured by flocules.

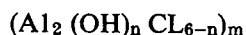
As a matter of fact, the procedure could be further investigated to develop all potential capabilities.

8 Improvements related to additives and use of additives

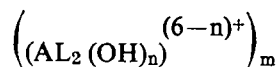
Agents and additives

Aluminium polychloride (PAC or WAC)

In FRANCE and in JAPAN, the use of this new agent is being very seriously examined. It is a polynuclear and polybasic complex compound, of the following formula:



which brings into the water an ionic polymer of the formula:



The product is commercially available in a purer form than common aluminium sulphate.

Its great interest lies in that, at equivalent dose, alkalinity is reduced to a lower pH than with any other conventional agent (as aluminium sulphate, ferric salts, . . .) allowing a substantial reduction of complementary alkali additives (lime, soda), even excluding them in some cases.

Tannin by-product, as a coagulating agent

In South Africa, a tannin by-product has been promoted as a coagulating agent to be used together with polyacrylamide. Small doses are quite adequate and avoid the use of other stabilizing material; simultaneously, retention time for clarification is reduced.

In GERMANY, ferric sulphate Fe₂(SO₄)₃ is frequently used, produced by the oxidation of ferrous sulphate FeSO₄·7H₂O by air in the presence of activated carbon, in a strong acid medium.

It is interesting to note that, in this water treatment plant, a first coagulation step using lime, polyelectrolyte and iron salts is followed by a second coagulation step (before final filtration) using *ozone* together with iron salts. This brings a significant improvement in the behaviour of the final filters.

The user of additives is mentioned by all the rapporteurs, but polyacrylamide is not accepted in some countries because of Health regulations, although it is commonly used in USSR, GREAT BRITAIN, U.S.A., GERMANY, etc. . .

When polyacrylamide is prohibited, the additives mostly used are activated silica, starch (in various forms) and sodium alginate. In FRANCE, a special grade of alginate has been developed for water treatment. In many countries, notably in GREAT BRITAIN and in FRANCE, special attention is given to the sequence of the introduction of additives and to optimum intervals between subsequent additions.

—Stability of sludge beds

In GREAT BRITAIN, investigations and developments were carried out in the field of sludge bed hydraulics to improve the stability of suspended sludges, which is a critical point of the procedure.

The WATER RESEARCH ASSOCIATION (WRA) reports that a high injection velocity is necessary to hold a fluidized bed and maintain an even distribution of the flow across the layer.

Many improved devices have been designed for this purpose, as deflectors and conical or pyramidal reversed hoppers. WRA work was directed to estimate the gain obtained by the use of vertical deflectors (at 1,35 m intervals) located at the interface 'sludge bed : natant water'. The same approach has been proposed by Mr. RICHARD for the Superpulsator.

In the USSR, it is recognized that clarification procedures can be satisfactory when sludge beds are maintained within a very narrow range of concentration and thickness. Studies have shown that sludge beds should be 2 m thick at least and that the vertical velocity of the water (overflow rate) is a function of the composition of the water (suspended matter) and temperature.

The following suggestions were given:

Suspended matter in the raw water mg/l	overflow rate m/h	
	in winter	in summer
10 - 100	2,5	3,2
100 - 400	2,9	3,6
400 - 1 000	3,6	4
1 000 - 2 500	4	4

These data are to be compared with the results indicated for granular fluidized beds, especially satisfactory with bed thickness ranging from 0,50 to 0,15 m, with a load of microsands between 15 000 and 100 000 mg/l. Vertical velocity is about 10 to 12,5 m/h.

—Improvement due to high turbulence

In GERMANY, at LANGENAU, two highly turbulent zones were added to the equipment using a recirculating sludge bed. The coagulating agent is introduced in the first zone, and the polyelectrolyte in the second zone. The following improvements were noted:

- Increased flow,
- Improved quality of the water,
- Stabilized quality of the water treated, with regard to variations in raw water flow and quality (turbidity, temperature).

—'Contact' flocculation

In FRANCE, as mentioned above, studies were carried out on the action of microsand fluidized bed as a fast reactor, and practical applications were achieved.

In the USSR, good results were obtained with flocculating equipment fitted with conventional blades when fine sand (coming from surface water) was allowed to build-up. At present, the recommendation is to add fine particles artificially for 'contact' flocculation.

9 Removing ammonia and organic matters, at the preclarification stage

In GREAT BRITAIN and more recently in FRANCE, studies followed by application were carried out on procedures for removing ammonia, more precisely for converting ammonia into nitrate ions, through the action of biologic formations adhering to inorganic grains of small size. Thorough studies made by WRA resulted in industrial developments using a method similar to 'contact flocculation' promoted in the USSR.

In FRANCE, similar studies were carried out using two methods, one copying the English procedure and the other using an artificial load of microsand, i.e. implementing a fast biologic reactor associated with a microsand fluidized bed (FLUORAPID biologic system).

In GERMANY, JAPAN and also in FRANCE, studies are being pursued in the field of pretreatment to assist biological action on considerably extended surface areas.

In GERMANY and JAPAN, procedures are also based on biological beds, with water dripping down along supporting structures (vertical corrugated plates in GERMANY, or vertical tubes in JAPAN); in FRANCE, immersed plates supporting biologic formations are combined with a fast biologic reactor and a fluidized bed.

10 Preclarification using granular fixed beds

Several national rapporteurs have mentioned recent developments related to preclarification with fixed granular bed and rising vertical flow.

To ensure all sequential steps (fast mixing, flocculation, clarification), the filtering bed must be sufficiently thick.

In the USSR, a 2m thickness is recommended. Total thickness varies from 1,5 to 2,2 m in IMMEDIUM filters.

Recommended sand grading is between 0,5 and 2 mm (optimum diameter 0,6, uniformity factor 2). Flow velocity varies from 5 m/h to 10 m/h.

With regard to IMMEDIUM filters, grading is fixed at a level higher by 0,7 to 1,2 mm for the smallest

optimum diameter, and by 6 to 10 mm for the largest equivalent diameter, with a supporting base made of 10–20 mm gravel. Flow velocity ranges from 5 m/h to 10 m/h.

Because of their high efficiency, prefilters with rising flow must be periodically stopped for cleaning, more frequently if the water is heavily loaded with suspended matters. This is the reason why equipment of this type is only suitable when the content of foreign matters is low.

Dutch references confirm that IMMEDIUM filters are generally used on stored water from a reservoir or after a first filtration.

Conclusion

For about 40 years, preclarification procedures were strongly influenced by flocculation methods, but they are at present under examination for major revision.

The general trend now brings together the preclarification process and the final clarification process, in one way or another.

Instead of increasing the velocity of the particles of suspended matter in the direction of a settling surface or collecting area, new methods are generally directed to reducing the travel and statistically increasing the probability of contacts with collecting surfaces. Though ballasted flocs (CYCLOFLOC) and flotation methods, both applied in their own particular field, really belong to the traditional techniques, they alter specific gravity deviation radically.

Two approaches are under development to increase the probability of the contacts : the first consists of extrapolating at the limit the observation made by HAZEN, in order to establish a laminar operating mode by means of lamellar modules of which the walls are designed to control the Reynolds number of the flow and to multiply the settling surface.

These modules are easily adapted to existing plants, with an arrangement of inclined flow modules located at the surface of parallelepipedic structures. Clarification efficiency is greatly improved, as well as the capacity.

Horizontal flow modules can only be fitted on a restricted section of the flow across the plant, for the main purpose of improving the quality of the water; significant increase of the capacity is more difficult to reach.

Both types of modules can be easily integrated into the design of very effective and compact new plants.

Two major problems are met with in lamellar modules : the removal of the sludges and the even distribution of the flow between the modules.

When correctly designed and implemented, lamellar modules are quite suitable to improve particle separation, but evidently they have no influence on the nature of the particles, so that supplementary coagulation-flocculation systems have to be added upstream. This is the kind of problem encountered when integrating modules into an existing plant, whenever the main objective is an increase of the capacity. In fact, the introduction of lamellar modules implies the need for more coagulation-flocculation works.

Lamellar modules can also be considered as an effective means of limiting the instability of sludge beds, a critical point in systems depending on the reliable operation of such beds.

The method of clarification through granular fluidized beds offers many possibilities in the field of preclarification, as experienced in other fields where a reaction (softening, biologic action, . . .) is accelerated by multiplying the contacts.

Indeed, this method puts the water into contact with multiple surfaces of micrograins and with lamellar modules wherein the high turbulence at the entry is progressively converted into a laminar flow at the exit, while no clogging due to stopped matter can occur since fluidization allows a continuous or periodic removal of the sludges.

The fluidized bulk creates the condition of an excellent distribution of the flow upstream of the modules, and confers a great inertia with regard to flow variations or particle concentrations. Since the equipment used integrates all the steps of pretreatment procedure (flocculation-clarification) it can be very compact.

However, because of its high technical specification the FLUORAPID system is sometimes difficult to adapt to existing works.

On the other hand, ballasted flocs can be very

readily adapted to increase the capacity of an existing plant, owing to a substantial improvement of settling velocity, provided only that a scraping device can be fitted as required.

Because of the acceleration of the operating conditions through micrograin contact, extra capacity results from the use of ballasted flocs, and no other extension of pretreatment equipment is necessary (flocculators).

The flotation method is still rarely employed, although the procedure remains attractive, more particularly for removing particles of small specific gravity or emulsified.

At the end of the report, several methods or facts quoted by national rapporteurs are briefly described: they are not directly related to the subject but show a certain interest, as it appears to us, for the participants of the Congress.

LIST OF SYMBOLS

u	= vertical velocity of a particle at separation from the water	S	= horizontal projection of the total floor surface of a preclarification plant
∂	= particle diameter	L	= length of a plant or part of a plant
∂'	= $\gamma\partial$ equivalent diameter	l	= width of a plant
γ	= shape coefficient of non spherical particle	h	= height of a plant
μ	= absolute viscosity of a particle	α	= slope angle (of floor, of a module)
ν	= kinematic viscosity	e	= spacing at right angles of two sediment surfaces of modules
$\rho_s - \rho_t$	= difference between density of particle and of water	p	= ratio of width to height of an element
d	= hydraulic radius of equipment	z	= vertical height of maximum drop in a compartment
d_n	= hydraulic radius after introduction of n compartments	λ	= length of a basic compartment of a module
v	= velocity of flow in the settling basin parallel to the surface of the sediment	l_α	= total dimension occupied by surfaces between lamellar modules inclined at angle α in a plant of length l
R^*	= Reynolds Number	V_α	= maximum velocity of water at entry to the modules
w	= vertical component of turbulence	L_T	= length of turbulent flow conditions
k	= relationship of v and w , $w=v/k$	λ_{lam}	= length of laminar flow in a compartment
V	= $\frac{Q}{S}$, Hazen's Parameter		
Q	= flow treated in the works		

General Report 2

Recent advances in Methods of Filtration

by W. J. F. Ray

Assistant Director of Operations, Thames Water Authority.

1. Preface

1.1. This General Report has been drawn up following a review and analysis of the information supplied in the National Reports from the following countries:—

Belgium	Mr. A. W. Achten
Finland	Mr. R. Piippo
France	Mr. Y. Richard
Germany	Dr. Eberhardt
Great Britain	Mr. W. J. F. Ray
Holland	Mr. A. de Lathouder
Japan	Mr. S. Okazaki
South Africa	Mr. R. M. Butler
Spain	Mr. J. R. Sanchez de la Nieta
Sweden	Mr. Tore Burtus
U.S.A.	Mr. Richard Hazen
	Mr. E. A. Bryant
U.S.S.R.	Mr. V. I. Filippov

1.2. In addition the General Reporter, Mr. W. J. F. Ray, who also acted as National Reporter for Great Britain, acknowledges the valuable help received from a large number of water undertakings, research organisations and individuals, listed in the Appendix; their knowledge and experience was drawn upon in the drafting of the British National Report and again, in some cases in greater detail, in this General Report.

2. Introduction

2.1. Application of Filtration to Potable Water Supply

2.1.1. The treatment of raw water in order to provide a supply of wholesome water to the public will, in the great majority of situations, require the use of filtration techniques of some kind. In general, only where raw water supplies are derived from underground or exceptionally clean upland sources may filtration processes be safely omitted and reliance placed upon disinfection alone. Nowadays few surface waters can meet current turbidity standards without filtration. In many instances it has been found necessary, or at least economical, to introduce chemical coagulation and sedimentation into the treatment process as aids to effective purification based on filtration techniques. For example in the United States many cities and communities, long dependent upon chlorinated upland supplies have undertaken investigations to explore cost-saving modifications of earlier conventional designs.

2.1.2. The definition of acceptable quality of water for public supply is a task of great complexity and magnitude which it may never be possible to complete in its entirety. Four separate aspects of water quality examination may be identified: chemical, biological, bacteriological, and virological; in addition the water must be aesthetically acceptable in terms of physical appearance, taste and odour. The selection of a water treatment process must be carried out with all these aspects in mind, as well as the quality of the source water, and in particular the choice of filtration method will have an important influence on the quality of the final product.

2.1.3. As an example water authorities in Britain are obliged by law to produce a wholesome water. The term wholesome has no rigorous legal definition but the relevant Oxford English Dictionary definition is 'promoting or conducive to health, health giving or health preserving'. No specific standards for individual chemical substances in drinking water are laid down in Britain, but current practice is to accept the limits prescribed in the WHO European Drinking Water Standards unless there is some powerful overriding reason to the contrary. There are many other drinking water standards including those of the U.S. Public Health Service, a revised version of which is scheduled to go into effect by 1974. The U.S. National Reporter comments that the new raw water standards are directed chiefly towards the elimination of pathogens, and reduction of toxic substances and trace metals to harmless concentrations. The permissible colour will be reduced from 15 to 5 Hazen units (0.5 where filtration is provided). Water quality goals adopted in 1969 by the American Waterworks Association call for a finished water turbidity not exceeding 0.1 J.U. A very comprehensive document listing maximum permissible concentrations of some 300 harmful substances has been produced by the Ministry of Health of the U.S.S.R. Similar documents have been prepared elsewhere, for example in Germany with reference to toxic substances present in the River Rhine.

2.1.4. Generally the importance of filtration, as a technique in the production of potable water to modern exacting quality standards from raw water sources of declining quality or from new sources of poor quality, is increasing. Filtration has application to all the aspects of water quality mentioned above. For example during filtration chemical improvement of raw water is achieved by oxidation of ammonia to nitrate; slow sand filtration has been shown to be effective in the removal of phenols, and further investigations are required in order to ascertain its effectiveness in the removal of other biodegradable organic compounds of industrial and agricultural origin by oxidation to simpler compounds or eventually to simple salts, water and carbon dioxide. The removal of algae is an important biological effect of filtration; slow sand filtration is particularly effective in the removal of bacteria and, at conventional filtration rates, in the inactivation of virus. As a last line of defence disinfection is almost always used to ensure 100% removal of bacteria and the U.S. National Reporter comments that while filtration alone will not remove virus, research has shown that in waters having turbidity of less than 1 J.U., reasonable residuals of free chlorine and adequate contact times can effectively inactivate virus. Slow sand filtration has all but disappeared in the United States.

2.1.5. The operational efficiency of a filter depends on a large number of independent factors, the most important of which are mentioned in a list drawn up by the German National Reporter. Each of the following parameters, some of which are inter-dependent, merits consideration at the design stage of a treatment process,

and in any assessment of the efficiency of a filtration technique:—

- (a) average grain size,
- (b) uniformity co-efficient of grains,
- (c) filtration rate,
- (d) depth of media,
- (e) rate of head loss development,
- (f) specific capacity of filter bed,
- (g) influent and effluent suspended solids,
- (h) degree of penetration of arrested material,
- (i) run length,
- (j) overall throughput capacity,
- (k) backwash consumption as a percentage of throughput.

2.1.6. Methods of filtration may be divided conveniently into three categories based on the duty which the filter is required to perform. Where only partial removal of suspended matter is necessary the requirement is for a roughing filter. In filtration for potable water supply roughing filters are used only for pretreatment. Terminal filters receive water from some form of pretreatment such as a roughing filter or a clarification process and produce final quality water. A filter which is required to produce a final quality water from a direct supply of raw or stored water without prior sedimentation or a roughing filter stage, with or without the aid of coagulants, is termed a direct filter.

2.2. Scope of Report

2.2.1. The French National Reporter comments that recent advances in filtration have been directed towards the solution of two types of problem. These are the construction of new treatment works, utilizing the most economical method of treatment available without any constraint derived from the form or pattern of existing units, and the uprating of existing works making use of improved techniques within the constraints of conventional plant. Most of the National Reporters imply their general agreement with the division of recent advances in filtration into these two categories and this approach has been adopted in the General Report.

2.2.2. Existing conventional methods of filtration in general use in the countries covered by national reports are briefly summarised and discussed in section 3 of this general report. Recent advances are dealt with in the categories described above in sections 4 and 6 under the titles 'Developments of Existing Methods' and 'New Techniques'. In addition a separate section on recent advances in methods of cleaning has been included as section 5. Attention is confined mainly to developments which have been introduced operationally within the water supply industry. However innovations which are currently at the research or pilot stage, and the

TABLE I.
Recent Filtration Developments in Great Britain—Summary.

Under-taking	Source Type	Original Filtration Sequence			Recent Developments in Filtration			Filtration Developments Proposed/Contemplated			Remarks
		Roughing	Direct	Terminal	Roughing	Direct	Terminal	Roughing	Direct	Terminal	
1.	Stored, lowland, river			R.G.S.(1972)			R.G.S/A(1972)	M			Provision for five micro-strainers (10-15 microns)
2.	Upland		S.S.(1870 & 80) M.1951-53-68		—	—	—	—	—	—	
3.	Lowland, lake Stored	Pr.S.(1968) M.(1969) Pr.S.(1969)		S.S.(1968) R.G.S.(1970) S.S.(1969)	—	—	—	—	—	—	
	Canal						R.G.S/A (1964-73) R.G.S/A (1963-73)				
	Groundwater			R.G.S.(1971)		U.F.(1973)					Upward flow filters for iron removal
4.	Upland, stored Lowland, stored	M	R.G.S.	R.G.S.	—	—	—	—	—	—	Pilot upward flow filter experiments discontinued.
5.	Upland raw/stored Pumped storage, river			R.G.S.(1925-37) R.G.S.(1964)						U.F.	Declining rate experiments also in hand. Tender accepted for upward flow filters (15 mgd).
6.	Upland raw/stored			R.G.S.(1955)		R.G.A.(1973)					
7.	Impounded, moorland Upland, lake Lowland, river	M(1890)	S.S.(1856)	S.S.(1890) R.G.S.(1963-73)			R.G.S/A (1973)				
8.	Stored, river			R.G.S.(1971)						R.G.S/A	Terminal R.G.S/A filters considered for removal of activated carbon but carbon filters now to be installed.
9.	Groundwater		R.G.S.(1938-62)							R.G.S/A	Rapid gravity sand filtration introduced 1970 for iron removal.
10.	Stored/raw, moorland, river			R.G.S.(1958) R.G.S.(1962)		R.G.S/A (1970) (R.G.S/A (1972)	* R.G.S/A(1973)			R.G.S.	Rapid gravity mono-graded sand filtration may be considered at pilot stage of new plant.
11.	Upland										Filtration for iron removal only.
12.	River Groundwater		P.S.(1909)	R.G.S.(1965)		R.G.S/A R.G.S/A(1972) R.G.S/A(1972)					
13.	Upland, lake	M.	R.G.S.,P.S. R.G.S.	S.S.,R.G.S.						U.F.	
14.	Upland, lake										
15.	Stored, lowland, river	M.(1947-56) Pr.S.(1927, -38,-72)		S.S.(1855-79, 1906,-38,-72)							Mechanisation of slow sand bed cleaning introduced including large capacity rubber tyred skimmers.
16.	Groundwater Impounded upland Lowland, river		S.S.(1892)	R.G.S.(1960) P.S.(1924,-40,-58) R.G.S.(1956,-62)		R.S.					
17.	Stored, lowland, river			R.G.S.(1959)			R.G.S/A*				
18.	Raw, lowland, river	R.G.S.(1953)		S.S.(1890)			R.G.S/A*				
19.	Lowland river	R.G.S.(1951)		S.S.(1858)		R.G.S/A	R.G.S/A*				Mechanisation of slow sand bed cleaning introduced, including mobile sand washer. Investigations currently being undertaken on high rate R.G.S. filtration using a deep coarse bed and are contemplated in respect of polyelectrolyte dosing and turbidity metering.
20.	Stored, lowland, river raw lowland river raw lowland river	M.		R.G.S. R.G.S. P.S.			R.G.S/A*				

*Conversion of existing plant.
Dates quoted indicate approximate date of introduction.

Key: M. Microstrainers
P.S. Pressure sand filters
S.S. Slow sand filters
R.G.S. Rapid gravity sand filters
R.G.S/A. Rapid gravity sand/anthracite filters
Pr.S. Primary sand filters
R.S. Radial sand filter
U.F. Upward flow filters

introduction of which is contemplated in the industry, are also referred to briefly.

3. Conventional Techniques

3.1. General

3.1.1. Before proceeding into a more detailed analysis of recent advances in filtration it is appropriate to summarise briefly those methods and techniques which may at present be regarded as conventional. A summary of data concerning current filtration practice, derived from a number of water undertakings throughout Britain, constituting together a significant but not necessarily fully representative proportion of the British water supply industry, is included in Table I. The table also gives an indication of the historical development of filtration practice in Britain and, in some cases, of the likely course of future developments. The following paragraphs summarise conventional filtration practice and serve as a basis from which recent advances are considered in later sections of the report.

3.1.2. The mechanism of filtration is complex but its simplest aspect is that of straining whereby particles which are large enough to span the pores in the filter are removed from the flow. This mechanism is inappropriate in ordinary filters, which would quickly clog, but is the basis of 'Micro-straining' which has application at the roughing stage of water treatment processes. Micro-strainers remove microscopic plankton and other discrete suspended matter by straining through finely woven metallic fabric (about 100 micron mesh) supported on a rotating drum. As the drum rotates the fabric is continuously cleansed by fixed jets whose washwater is directed to waste. No reduction in colour, colloidal turbidity or ammonia content is achieved, but many of the larger species of algae are removed. Micro-strainers were developed in Britain and have been widely used there. The Metropolitan Water Board, London, for example, installed Micro-strainers passing some 400 Ml/d., as a roughing stage prior to slow sand filtration at Ashford Common works in 1956.

3.1.3. Rapid filters are commonly used at the roughing stage of filtration processes. Typically the process comprises passage through open gravity type sand filters at 6—8 m/hr, but closed pressure filters may be used. A total depth of 0.6 to 0.9m of sand, uniformity coefficient 1.2, effective size 0.7mm., supported on 0.3 to 0.5m of graded gravel, is commonly used. Slight bacterial improvements result, together with a reduction in suspended matter, a little reduction in colour and a measure of oxidation including almost complete removal of normal levels of ammonia. Washing is generally by an upward flow of water preceded by compressed air agitation. Rapid gravity sand roughing filters may be used as alternatives to Micro-strainers and factors affecting the choice are discussed further in the next section of this Report. Typical results taken from Metropolitan Water Board Reports 1966-67 for a rapid gravity roughing filter are included in Table II.

TABLE II.

Bacteriological and chemical results for a typical rapid and slow sand filtering sequence

	Inflow to rapid sand filters	Stage 1, rapid sand filtrate	Stage 2, slow sand filtrate*
Agar colony count per ml, 20-24 h at 37°C	409	218	18
E. coli: percentage samples negative 100 ml	5.8	17.3	65.4

Ammoniacal nitrogen (mg/l)	0.120	0.028	0.019
Albuminoid nitrogen (mg/l)	0.165	0.135	0.090
Oxygen abs. from KMnO ₄ , 4 h at 27°C (mg/l)	1.84	1.62	1.10
Turbidity units	2.0	0.6	0.1
Colour (Burgess)	27	24	11

*To be followed by chlorination, contact tank, etc., before pumping into the distribution system. After this treatment, 100 per cent. of samples negative in 100 ml. (E.coli).

3.1.4. Non-submerged, or 'dry' filtration is applied as a roughing stage for waters of doubtful quality, especially those containing high concentrations of ammonia and phenols. The principle of non-submerged filtration is that the filter influent is sprayed onto a fairly coarse sand bed so as to entrain as much atmospheric oxygen as possible. The flow through the bed, which is usually deeper than a conventional rapid gravity filter bed, is turbulent in nature because the air in the voids reduces the area of flow. The turbulence within the pores enables oxygen to be ingested for oxidation purposes. In conventional rapid or slow sand filtration there is insufficient dissolved oxygen in the water to adequately oxidise substantial quantities of ammonia, phenolic or other organic constituents, such as may be present in poor quality lowland river waters. Insoluble oxidation products of ferrous and manganous salts are also retained in non-submerged filters. A non-submerged filter is capable of dealing with an influent containing up to 10 mg/l of ammonia, particularly if the influent is introduced through rotating nozzles.

3.1.5. Non-submerged filters have been applied for many years to the removal of oxidisable pollutants from poor quality raw water, for example at Ryton Water Treatment Works, Britain, and also in France. Non-submerged filters are currently in use at Scheveningen, Holland, in the treatment of Rhine water. Non-submerged filters commonly have bed depths ranging between 1.5 to 2m of sand of size 1.2—1.7mm. The pore velocity is about 3 times that in a conventional filter. In Germany the principle of falling spray filtration has been used in combination with a conventional downflow system, for the removal of iron. Typical arrangements are discussed in Section 4.8.

3.1.6. Passage through a roughing filter is commonly followed by slow sand filtration. This is essentially a biological process and gives a filtrate almost free of bacteria. Current practice involves passage through graded sand filters at rates of up to 0.25m/hr. The sand depth is normally maintained at between 0.3 and 0.6m. Typical media parameters are given in Table III. Results for a typical slow sand terminal filter are also included in Table II.

TABLE III

Typical Media Parameters for Terminal Filters

	Slow Sand	Rapid Sand
Sand depth	0.3 to 0.6m	0.6—1.2m*
Effective size	0.3mm.	0.4—1.0mm*
Uniformity coefficient	2.2	1.7
Size range	0.2—4mm	0.5—1mm to 0.7—1.7mm*

*Generally deeper beds utilize sand of greater effective size.

3.1.7. Rapid gravity or pressure filtration is generally used following chemical coagulation and sedimentation. The traditional filtration rates have been 5m/hr. but the tendency is towards higher rates using

finer media and deeper beds. Graded sand or crushed anthracite are used as filter media; media parameters vary widely according to the type of raw water and method of treatment but typical details for sand media are included in Table III. In itself the rapid filter gives very little reduction in dissolved colour and organic content and if removal of these constituents is required, use of a coagulant is essential. Table IV gives typical results obtained from a rapid sand filter with prior coagulation.

TABLE IV

Typical results obtained using a rapid sand filter with prior coagulation

Parameter	Raw water	Filtered water
Turbidity units	15	0
Colour Hazen	25	10
Albuminoid nitrogen mg/l	0.28	0.16
Oxygen absorbed mg/l	2.95	1.66

3.1.8. Exceptionally poor quality raw water may require a comprehensive combination of techniques in order to ensure a constant quality effluent. For example in Amsterdam for the treatment of raw river water, it was decided to build a purification system which under all circumstances could cope not only with the heavy load of pollutants, but with its wide variations as well. The scheme of the plant is as follows:—

intake; pre-coagulation; storage reservoirs; rapid filtration; ozonisation; coagulation; activated carbon; rapid filtration; slow sand filtration; marginal chlorination. In Hungary a full scale plant in which slow sand filtration follows chemical coagulation and rapid gravity filtration, is in operation treating eutrophic lake water.

3.1.9. Filtration as a single stage process is not common and has generally only been applied even with the aid of coagulants where the raw water supply to the filter possesses constant quality characteristics. Most commonly pressure filtration has been used, but with the advent of multimedia beds and polyelectrolyte coagulants, direct filtration may be expected to assume greater importance.

3.2. Conventional Methods of Control

3.2.1. Conventional filter control systems have most commonly been designed to maintain a constant filtration rate by the use of effluent control techniques based on sensors and control valves. It is necessary to control influent flow also, if this is not balanced by effluent, flow, and overall these systems are complex and therefore expensive to construct and maintain. Features of this method of operation are considerable variations in water level within the filter shell and a decline in filtrate quality towards the end of each filter run caused by the increasing tendency for breakthrough to occur under constant flow conditions as penetration increases. This effect has greater importance in filters employing dual media beds and other techniques which encourage deeper penetration of deposited material. Declining rate filtration, described in section 4.6. seeks to overcome these disadvantages.

3.2.2. Two other methods of effluent control have been used in practice. Constant level control is similar to constant rate control but the control valve is automatically adjusted in order to maintain the water level over the filter within prescribed limits. This system suffers from the

disadvantage of subjecting the filter beds to sudden increases in filtration rate when one bed is taken out of service for washing. Surging of this type causes a decline in filtrate quality which is particularly marked in the case of dual media beds. A third system of effluent control is variation of the effluent pumping rate in accordance with demand. Again quality will suffer if substantial rate variations are imposed; these can be avoided by the provision of a balancing tank.

3.2.3. The disadvantages of complex control equipment and surging problems associated with effluent control systems can be avoided by the use of systems based on influent control whereby the flow to the filters is split and the effluent falls over an effluent weir which is set above the level of the top of the media in order to avoid drain-down of the filter and the development of a negative head. The main disadvantage with this system, again overcome by use of the declining rate method of influent control is the considerable variation of head over the filter media involving high capital cost for shell construction.

3.3. Conventional Cleaning Techniques

3.3.1. Micro-strainers are cleaned by a continuous backwash jet as mentioned in section 3.1.2. The direction of washing is inwards towards a collecting hopper mounted inside the rotating drum. The backwash comprises between 1 to 3% of the treated flow. Intermitent dosing with hydrochloric acid removes calcium carbonate deposits, and clogging algae are periodically killed by algicides or ultra violet irradiation. Slow sand filters are cleaned by periodically skimming and removing the top 12mm to 25mm of sand for washing. The washwater requirement is about 2 500m³ for each hectare of bed. Some form of mechanisation of the skimming process is essential for economical running. Rapid gravity sand filters are cleaned *in situ* by suitable applications of a water backwash and air scour. It has been shown that in many installations the optimum effect may be obtained by air scour followed by backwash, the two phases overlapping by a short interval. Rates vary but generally range between 24 and 60m/hr. and 15 and 30m/hr. for air and water respectively. Simultaneous backwashing and fixed or rotating jet surface washing are used in some Japanese installations, with a view to breaking up mud balls.

3.3.2. Filter bottoms for slow sand filters generally consist of an arrangement of porous tiles or no-fines concrete underdrains overlain by a layer of graded gravel. Conventional rapid gravity installations formerly used a system of perforated pipes overlain by graded layers of coarse gravel, but this system is relatively expensive. The underdrain system must be capable of delivering an even distribution of washwater into the bed and retaining the gravels placed above it. The Wheeler bottom system, currently in widespread operation in the United States and Japan, uses an arrangement of porcelain spheres placed in hopper shaped troughs in the concrete floor. The Japanese National Reporter states that Wheeler bottom systems are now being superseded by perforated block underdrains and comments that these are superior in many respects, for example in ease of construction, uniformity of backwashing and low head loss achieved, and in the reduction of filter depth and gravel layer thickness required. Few Wheeler bottoms have been built recently in the United States, where perforated block systems are now most frequently used except in package plants, where patented nozzles of various sorts are installed in false bottoms.

4. Developments of Existing Methods

4.1. General

4.1.1. New treatment works in recent years have tended to be of the chemical type although in Europe slow sand filtration continues to fulfil an important role in a number of large water undertakings, for example in London. Concentration on development of chemical coagulation as the first stage of the treatment process may to some extent have diverted attention away from the development of new methods of filtration.

4.1.2. Analysis of the National Reports indicates that almost without exception a great deal of attention has been directed in the last ten years or so towards increasing output of existing plant and works while maintaining product quality. With increasing control of expenditure at national and regional levels and generally greater competition for funds, the requirement for the exercise of greater objectivity in the allocation of the limited resources available has become apparent. New concepts in plant design, for example the use of dual-media filter beds and new chemical treatments, have enabled existing plants to be upgraded at less cost than the construction of additional conventional works.

4.2. Roughing Filters

4.2.1. Due to the attention which has been paid to the introduction and development of chemical methods at the first stage of the treatment process, and to the increasing interest in direct filtration techniques, there have been few developments recently in the roughing filter field.

4.2.2. Roughing filters were originally developed as a means of overcoming practical difficulties which occurred in slow sand filtration when the source contained excessive amounts of suspended matter, particularly when this material was of algal origin. Developments in the field of control of eutrophication have rendered the provision of a roughing filter essentially an optimization exercise aimed at achieving the best economic and operational advantage from the two stages. Clearly to take advantage of the merits of slow sand filtration, while keeping costs low, the pre-filtration stage must be kept as simple as possible. For this reason it is doubtful whether the introduction of dual-media techniques into roughing filters is likely to be economically feasible, except where increased output is required in order to match uprating of terminal filters in the same treatment works.

4.2.3. In Britain a number of investigations have been conducted into the relative efficiency of rapid

gravity sand filters and rotary microstrainers. Generally it may be said that they are of comparable efficiency and the choice of method will hinge on the type of raw water to be purified. Both methods achieve removal of up to 90% of algae under certain conditions but there are indications generally that microstrainers are less efficient in the removal of certain tiny filamentous organisms. Table V shows the percentage of total algae removal by microstrainers with mark 0 fabric and rapid gravity filters treating water from Lough Neagh at the Dunmore Point Treatment Works (Belfast City and District Water Commissioners). Lough Neagh normally supports in the warmer months of the year, an algal population in which filamentous algae of width only about 2µm predominate. Except under extremely stormy conditions, the amount of mineral and organic suspended matter is not high, and the main problem of treatment is the removal of algae. Rapid sand filters deal effectively with ammoniacal nitrogen at normal levels and for certain raw waters will therefore reduce both the oxidation and algal loads on the secondary filters. However both the capital and running costs of microstrainers are less than those of rapid gravity sand filters (see Table VI).

TABLE V

Percentage removal of algae by microstrainers and rapid gravity filters at Dunmore Point Treatment Works, January 1970 to March 1971.

	Rapid gravity filters	Micro-strainers
1970		
January	44	48
February	75	65
March	41	34
April	52	18
May	18	18
June	47	41
July	52	22
August	57	10
September	82	45
October	59	23
November	63	24
December	56	23
1971		
January	48	8
February	59	44
March	56	32

4.2.4. The problem of purifying eutrophic waters subject to heavy algal growth is not straightforward whatever type of treatment is used. For example, algae may break through sludge blankets in coagulation plants and throw an unbearable load onto the rapid gravity terminal filters. Experience at one works in Britain

TABLE VI
Dunmore Point Treatment Works; Comparison of Water Treatment Costs, in thousands of Pounds

	Stage I 10 mgd		Rapid gravity plant	Stage II 20 mgd		Rapid gravity plant	Stage III 30 mgd		Rapid gravity plant
	Slow-sand filters			Slow-sand filters			Slow-sand filters		
	With micro- strainers	With roughing filters		With micro- strainers	With roughing filters		With micro- strainers	With roughing filters	
Capital costs									
Estimated cost of land	7	7	3	7	7	3	7	7	3
Capital cost of works	560	664	420	788	963	714	1016	1268	983
Comparison of capital costs	567	671	423	795	970	717	1023	1275	986
Annual costs									
Interest and redemption finance 40-year period at 5½ per cent. on capital cost	37.0	43.9	27.6	52.0	63.2	46.9	67	83.5	64.5
Running costs									
Chemicals	4.0	4.0	26.2	8.0	8.0	52.2	10	10	78.5
Labour, etc.	11	13.2	10.7	14.8	17.4	15.2	19.3	21.8	19.6
Comparison of annual costs	52.0	61.1	64.5	74.8	88.6	114.3	96.3	115.0	162.6

treating stored lowland river water using chemical coagulation, sedimentation and anthracite sand filtration is that substantial quantities of plankton penetrate the dual media bed. Experiments are in hand to establish the feasibility of using fine meshed microstrainers (10-15 microns) as a means of reducing plankton load on the rapid filters.

4.3. Slow sand filtration

4.3.1. In the United States slow sand filtration is now regarded as being largely obsolete, the two large remaining plants being scheduled to go out of service within a few years. Slow sand filtration has, however, continued in use in Britain for the treatment of difficult waters and perhaps some 30 per cent. of all surface water treated in Britain, i.e. some 2150 Ml./d. makes use of the slow sand technique. In Europe also the technique retains some favour.

4.3.2. Alleged disadvantages of slow sand filtration which have often contributed to its abandonment have included the sizeable area of land required, the high labour costs in handling and cleaning filter sand, and its inapplicability to water of high turbidity. The cleaning of open slow sand filters during prolonged periods of severe frost presents formidable problems and may lead to the necessity for covered beds in cold climates. An example of increased cleaning costs incurred during the severe frost of 1962-63 in Britain appears on Figure 13.

4.3.3. In addition to its importance with regard to the removal of bacteria, in favour of slow sand filtration it may be said that the not inconsiderable problems involved in the disposal of the voluminous sludge produced by chemical methods are avoided, and that for the treatment of certain sources of supply, particularly stored river water subject to eutrophication, it has proved highly satisfactory from both economic and qualitative points of view. The several advantages of bankside storage facilities for lowland river derived supplies lead to their provision irrespective of the method of treatment, with the result that treatment works frequently received stored water which is reliably of low turbidity. Attention has therefore turned to methods of overcoming the disadvantages of slow sand filtration.

4.3.4. With regard to economising on area of land, two approaches are possible. First careful design of the layout of filtration works can achieve substantial economy in this respect. A recently constructed treatment works in London is situated on a site limited to 26 hectares and has a design output of almost 500 Ml./d. at a slow sand filtration rate of 0.2 m/hr. The works which incorporates primary rapid gravity sand filtration and 114 Ml contact/balancing reservoir, has 17 pairs of slow sand filters each 100m x 34m with common longitudinal division walls.

4.3.5. Secondly, economy of sand area and therefore of land can be achieved by increased rate filtration which, if feasible, may allow considerable capital savings by postponing the need for new treatment works to meet increasing demand or at least by reducing their cost. Since 1971 a fundamental study of slow sand filtration has been carried out at the Metropolitan Water Board, London, with a view to determining whether increased filtration rates can be achieved without deterioration in filtrate quality. Filtration rates of up to 0.6 m/hr. have been operated on experimental filters and following encouraging results full scale slow sand beds have been operated at up to 0.5 m/hr. Some results of these full scale trials are presented in Table VII; these indicate that at rates up to 0.5m/hr. there is no deterioration in physical, chemical, bacteriological or biological quality of the filtrate from slow sand filters used in

conjunction with prior treatment of the stored lowland river water by rapid gravity sand filters. It may however be necessary to increase slightly the minimum bed depth, traditionally 0.3m, for these fast filtration rates. The head losses at high rates were initially greater and rose faster, consequently for long-term high-rate filtration an essential requirement is for a high head-loss capability or a large increase in cleaning capacity.

4.3.6. In addition to the above investigations research has recently been carried out and is continuing into the removal of viruses by slow sand filtration. Preliminary results indicate that, again using stored lowland river water, with the addition at the top of the filters of virus at the rate of 100PFU/ml with a filtration rate of 0.2m/hr. and 0.6m depth of sand a virus removal rate of 99.9 per cent. or more was continuously achieved at temperatures below 20°C. Reduction of sand depth to 0.3m resulted in a removal rate of about 99.6 per cent. However preliminary results indicate removal rates of only 75 per cent. at a 50 per cent. higher filtration rate.

4.3.7. Investigations concerning the grading of sand used in slow sand beds have indicated that this may not be as critical as is sometimes supposed and that the use of, for example, ordinary building sand, may not adversely affect filter performance or filtrate quality. Experiments carried out by the Metropolitan Water Board comparing the performance of slow sand filters using sand, as specified in Table III with building sand of uniformity coefficient 2.8 to 3, effective size 0.24mm and size range 0.2 to 4.5mm, have indicated that the latter is equally satisfactory at least in the short term. Longer term investigations are continuing and could result in significant financial savings, since the carefully graded filter sand may be three or more times the cost of ordinary building sand.

4.3.8. Studies of the ability of slow sand filters to biodegrade organic compounds of industrial origin are at an early stage and have been confined for simplicity to phenols. Four phenols, phenol, m-cresol, resorcinol and phloro-glucinol have been shown to be removed from water effectively by slow sand filtration, even when present at concentrations far higher than would reach a slow sand filter under normal operating conditions and even using fast rates of filtration up to about 0.4m/hr. However it has been shown that a short period of acclimatization is necessary, to the particular phenol, before complete removal of higher concentrations is achieved, although relatively low concentrations of phenol, e.g. 0.5mg/l phenol, 0.2mg/l m-cresol, are removed almost completely on first application.

4.3.9. A recent practical investigation was carried out into the relative merits of a system of coagulation and rapid gravity filtration as against a system essentially based on slow-sand filtration followed by colour reduction in respect of treatment of Lough Neagh water described above. The consulting engineers were Binnie and Partners, London for the Belfast City and District Water Commissioners and the Lurgan and District Waterworks Joint Board. After considerable analytical and experimental work, and consideration of the economics of the two processes, a system of rapid gravity pre-filtration followed by slow sand filtration with colour reduction by chlorination was chosen for both schemes. Slow sand filtration produced a water equal, if not slightly better, in clarity and degree of algae removal, but rather higher in colour (typically 12 Hazen units against 4). The organic content of the slow sand filtered water tended also to be slightly higher since the colour is only bleached and not removed. Typical figures for oxygen absorbed from permanganate (4 hr at 27°C) were 1.7 mg/l against 1.0 mg/l. Table VI

TABLE VII
Effect of increased filtration rates on Hampton Bed 45
Average Results per run

Run number	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11	
Date	1st Sept. to 13th Sept. 1971		17th Sept. to 15th Nov.		25th Nov. to 14th Feb. 1972		18th Feb. to 14th April.		20th April to 4th June		8th June to 2nd July		6th July to 28th July		2nd August to 28th August		31st August to 27th Sept.		1st October to 9th Nov.		14th Nov. to 14th Jan. 1973	
Length of run (days)	13		60		82		57		46		25		23		27		28		39		61	
	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control	Bed 45	Control
Max. Filtration rate m/day ..	6.4		5.4		6		6		6		7.2		12		11.4		12		11.4		11.4	
37°C Colony count/ml ..	6	16	13	9	7	10	10	10	15	11	9	44	23	46	39	39	6	35	9	31	14	12
22°C Colony count/ml ..	48	78	120	90	47	105	32	45	44	66	22	73	631	315	202	102	86	122	38	103	108	106
Coliform count/100 ml. . .	0	4	1	6	7	4	1	1	0	0	0	3	2	24	3	28	1	0	2	39	11	16
<i>E.coli</i> /100 ml ..	0	0	0	3	3	1	0	1	0	0	0	0	1	17	1	10	1	0	1	22	5	12
Colour-Burgess units ..	20	17	17	16	20	20	26	25	20	19	20	19	19	19	18	18	16	16	19	18	24	23
Turbidity units ..	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1
Ammonia N. mg/l	0.000	0.008	0.009	0.011	0.003	0.004	0.004	0.017	0.009	0.025	0.015	0.023	0.008	0.017	0.007	0.026	0.003	0.008	0.012	0.009	0.026	0.024
Albuminoid N. mg/l ..	0.086	0.080	0.089	0.087	0.095	0.096	0.108	0.101	0.098	0.102	0.077	0.084	0.100	0.106	0.080	0.083	0.077	0.076	0.092	0.086	0.091	0.085

TABLE VIII
Filter runs anthracite/sand and sand filters

Filter	Run A			Run B			Run C			Run D			Run E		
	Average Rate	Time	Time	Average Rate	Time	Time	Average Rate	Time	Time	Average Rate	Time	Time	Average Rate	Time	Time
0.64 m sand	(m/h) 4.0	T1 NB (4)	T2 51	(m/h) 6.5	T1 42	T2 48	(m/h) 6.5	T1 NB	T2 36	(m/h) 5.75	T1 NB	T2 16	(m/h) 5.5	T1 NB	T2 12
0.34 m anthracite	5.5	89	95	7.25	22	98	7.25	141 (2.5 m)	124	7.25	NB	28	7.5	NB	25

Notes: 1. Time T1: Run in hours until breakthrough occurs (aluminium exceeding 0.1 mg/l).
2. Time T2: Run in hours until headloss increased by 1.5 m.
3. NB: Breakthrough did not occur.

gives estimated costs for the alternative systems and indicates the likelihood that slow sand filtration will become more economic as the output of the work increases.

4.4 Rapid Gravity Terminal Filtration

4.4.1. All the National Reports emphasise the increasing interest in the development of dual and multi-media filtration techniques and particularly the application of dual media filtration to the expansion of output from existing plant. Dual media filtration began to find favour about ten years ago and represents a most significant development in filtration practice, particularly since it can be applied to existing as well as new plant. The Swedish National Reporter makes the point that it has often proved advantageous at larger waterworks for specific research work including pilot studies to be conducted in order to settle the details of dual and multi-media filters to suit the prevailing local raw water quality and its variations during the year.

4.4.2. The principle of achieving reversal of the natural size distribution brought about during backwashing of conventional single media filters is sound since it achieves an improvement in efficiency by encouraging the penetration of suspended matter deeper into the bed. The capacity of the bed for storing the accumulated matter is greatly increased and a comparatively even head loss development throughout the bed is achieved. Filtrate quality is maintained due to the presence of finer materials below, and may indeed be improved by a reduction of the fine media size.

4.4.3. In dual media beds the most commonly used combination is anthracite on top of quartz sand. In Belgium, Holland and Germany hydroanthracite, a German synthetic product, is commonly used. The specific gravity of anthracite varies from 1.4 to 1.7 according to its source, that of quartz sand being 2.65. In Russia such materials as crushed and uncrushed keramsite and scoria, all of similar density to anthracite, are being used increasingly, also crushed fused rocks in place of quartz sand. Experiments have been carried out on the comparative value of such new types of media; these have confirmed their high effectiveness which results from their greater intergranular porosity and highly developed grain surface. In Holland, the particular material used (S.G. 1.23 to 1.48) may be less suitable on account of its variable density and vulnerability to attrition. For multi-media filters granules of P.V.C. have been used above anthracite in Sweden, and in the United States similar use has been made of extruded polystyrene granules (S.G. 1.04), but with reportedly low filtration efficiency. At the base of the bed the most commonly used fine high density media is garnet sand (S.G. 3.83); corundum (S.G. 3.88 to 3.95) magnetite (S.G. 4.9 to 5.2) and ilmenite are also used.

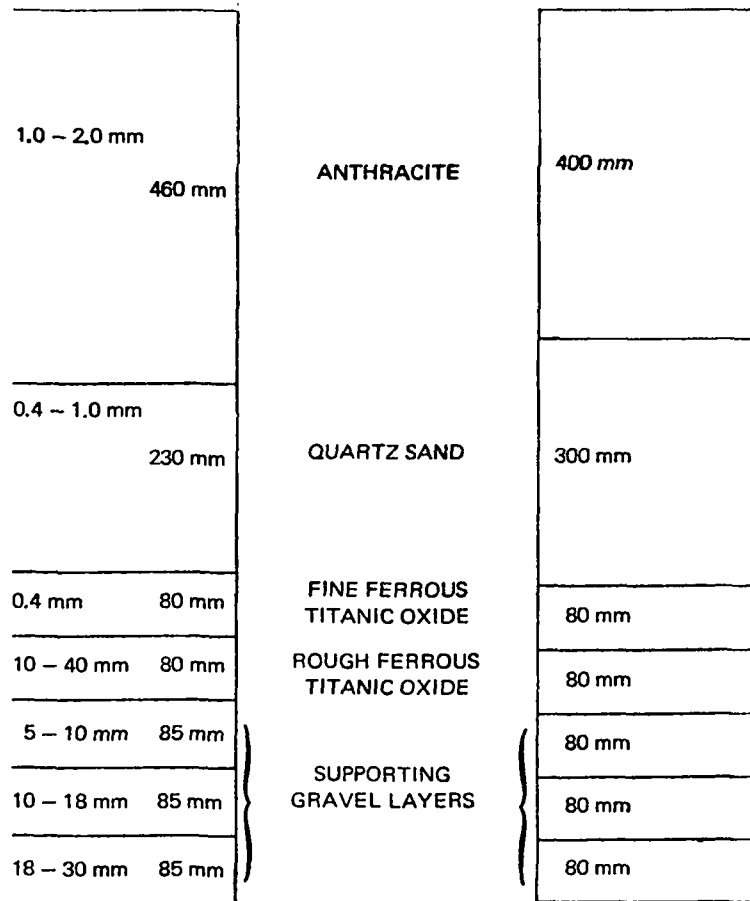
4.4.4. At a number of installations, in all the countries covered by the National Reports, uprating of existing rapid gravity sand filtration plants has been achieved by the provision of an anthracite layer in place of part of the existing sand or on top of it. Details of bed thicknesses vary widely; for example the Dutch National Reporter quotes total bed thicknesses generally of 1.3 to 1.5m, sometimes more than 2m, with either anthracite or sand predominating. The thickness of each media is as a rule between 0.5 and 1m, and sometimes the sand bed is thicker at 1.5 to 2m. In Finland the thickness of anthracite tends to predominate, for example 0.7m anthracite to 0.3m sand, while in Russia and also in Spain equal thicknesses are quoted. In Britain the tendency has been to replace between 30% and 60% of the sand with anthracite.

4.4.5. The main improvement resulting from the use of dual media beds is the reduction in the rate of head loss build up at a given filtration rate. Advantage may be taken of this effect to extend filter runs at existing rates, or to increase rates whilst maintaining acceptable run lengths. Nominal overall filtration capacity may be increased by as much as 100% by this technique. The length of filter run using a dual-media bed may be 1.5 to 3 times that achieved using a conventional bed; alternatively the filtration rate may be increased to 10m/hr. or in a few cases up to as much as 15m/hr. A measure of the potential benefits from conversion to dual media may be seen from the results of a full scale works test given in Table VIII. The works concerned handles a variable raw water, turbidities average 13mg/l with maxima and minima of 390 and 2 mg/l respectively and on occasions of low turbidity exceptionally high algal concentrations occur. The results of the tests extend over a period of 2 years and have enabled substantial capital savings on new works; at this stage filtration rates of 10m/hr. were envisaged for future new constructions.

4.4.6. At Gorvaln Waterworks, Sweden, (capacity 200 Ml/d), a test plant with four filter columns, two with sand only and two with sand and anthracite, has been built in order to study the implications of various grain fractions of sand and layer thickness of anthracite (grain size 1.6–2.5mm). The optimum filter construction turned out to consist of sand, effective size 1.0mm bed thickness 1.2m, with 0.3m of anthracite above. A thicker layer of anthracite did not give any practical advantages in this case. The test filtration rate was 8 m/h and gave run lengths of 80-110 hours. A number of existing filters were converted to dual media beds by placing 0.3m of anthracite on top of the existing 1.2m of sand of effective size 0.85mm. At a filtration rate of 5 m/h the running time has been increased from 30 hours to approximately 72 hours. Longer running times of up to 120 hours are possible but are not implemented in order to avoid the risk of the formation of mud balls.

PORI WATER WORKS

VALKEAKOSKI WATER WORKS



STRUCTURE OF THE MULTI-LAYER FILTER IN FINLAND

Fig 1

4.4.7. Owing to hydraulic limitations of existing filters, beds with three or more layers of media of varying densities are generally likely to be restricted to new installations. In Finland however uprating of at least two existing works by up to 100% has been achieved using a three layer system using an 80mm layer of ferrous titanium oxide below sand and anthracite media as shown in Figure 1.

At Pori relatively poor quality raw water from the River Kokemaenjoki is treated. The clarification unit was fitted with tube settler modules and sand filters were replaced by the multi layer beds shown in the figure. The filtration rate was more than doubled from 5 m/hr. to as much as 11.4 m/hr. with if anything a slight improvement in filtrate quality. Length of filter run between washings now averages 48 hours. At Valkeakoski where good quality raw water from Lake Mallavesi is treated, a similar expansion was carried out, and filtration rates raised to 10 m/hr.

4.4.8. In most countries the grading of anthracite used is influenced, for economic and practical reasons, by the commercial grade which is readily available. In Britain anthracite sized 1.25 to 2.5mm has been used whilst in Sweden the commercially available grading used is sized 1.6 to 2.5 mm. In Spain anthracite of effective size 1.4mm and coefficient of uniformity 1.4 is used and in Finland and Russia grain sizes from about 1 to 2mm are used. German practice tends to favour 2 to 3mm grains of Hydroanthracite or a porous tufaceous limestone known as Filtmaterial. Selection of relative sand and anthracite grading may be based on ensuring similarity of fluidisation properties between the two media, as described in Section 5.

4.4.9. Results of model filter tests carried out by the Rand Water Board, South Africa indicate that the type of coagulants and/or flocculant aids used in the pre-treatment of raw water has an important bearing on the selection of the effective size of the media, and particularly

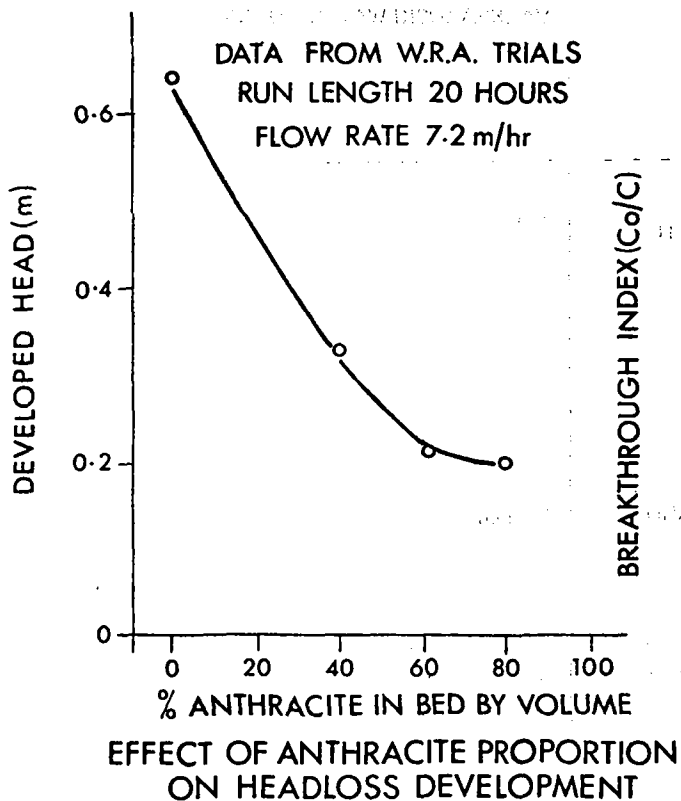


Fig 2

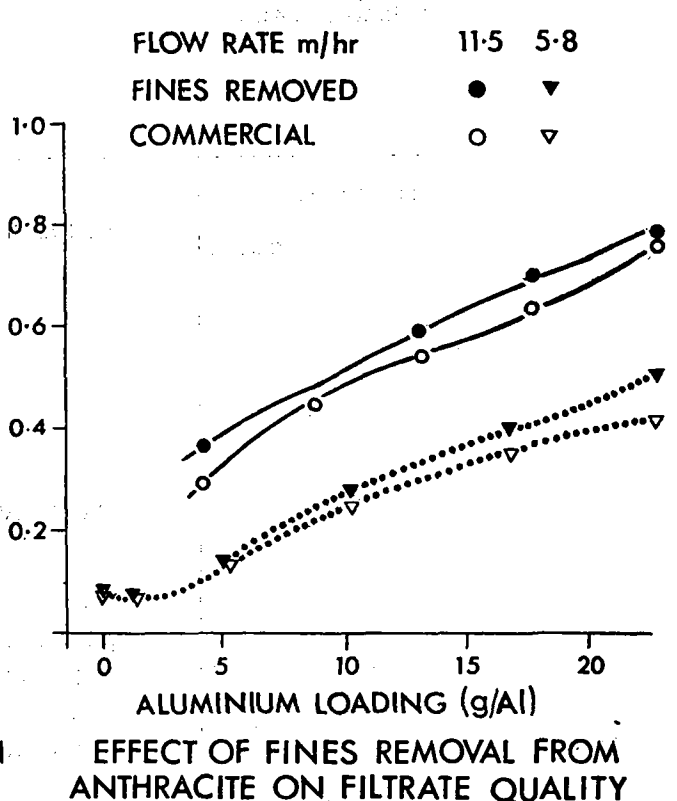


Fig 3

the top layer of dual media filter beds. The indication is that if lime and activated silica are used as coagulants the effective size of the anthracite layer should be of the order of 0.9mm whereas with the additional use of a flocculant aid the effective size should be increased to 1.1mm. The tests have shown that the selection of grain size is also dependent on the actual chemical dosage and the rate of filtration.

4.4.10. Results of experiments carried out by the Water Research Association in Britain using 1.25mm to 2.5mm anthracite with 0.5-1.0mm sand illustrate the effect of changing the proportions of anthracite and sand in beds (all of 0.76m total depth) filtering coagulated and settled lowland river water from the Thames. Figure 2 shows the effect on developed head loss after a given filtration time, and indicates the considerable advantage of using the two-layer system. The results also show, however, that increasing the proportion of anthracite beyond certain levels led to little further head loss advantage. It was established that this was due to increasing stratification of the anthracite as its proportion increased. However the floc passing to the sand layer did not decrease at higher anthracite proportions, and since the sand depth was less there was an increasing tendency for breakthrough to occur.

4.4.11. Experiments were then carried out in which anthracite smaller than 1.2mm was removed and Fig. 3 shows that marginal improvement occurred in relation to head loss, but there was a deterioration in filtrate quality. In this figure the aluminium loading

figure is a measure of the total floc applied, and the breakthrough index refers to the ratio of floc leaving the filter to that entering.

Studies in the U.S.A. have indicated the same trend. A closely graded coal/sand combination showed higher rates of head loss development and no effect on filtrate quality compared with commercial gradings, see Figure 4. Also, progressive removal of the finer size-range in the coal produced head loss benefits but finally led to deterioration in filtrate quality.

4.4.12. The influence of filtration rate upon the behaviour of dual-media beds has been studied by the Water Research Association in Britain. Figure 3 above shows how an increased flow rate results in a greater sensitivity to quality breakthrough. The reason is that higher flow rates encourage penetration of the floc into the anthracite, resulting in an increased load on the sand below, see Figure 5. This effect may be countered by adjusting the chemical pre-treatment but at the cost of an increased rate of head loss development.

4.4.13. As an example of the application of techniques of anthracite sand filtration, experience at the Watchgate Treatment Works of Manchester Corporation Waterworks is of interest. This case history refers to the design of a new treatment works during the pilot investigations for which comparison was made between the performance of sand and anthracite sand beds. The quality of the upland raw water, derived from Haweswater and Lake Windermere, was good but it was subject to algal

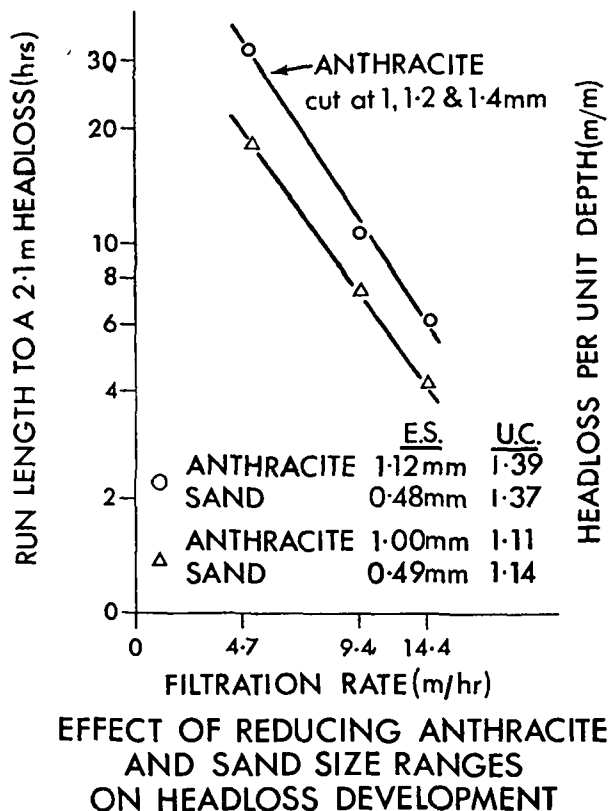


Fig 4

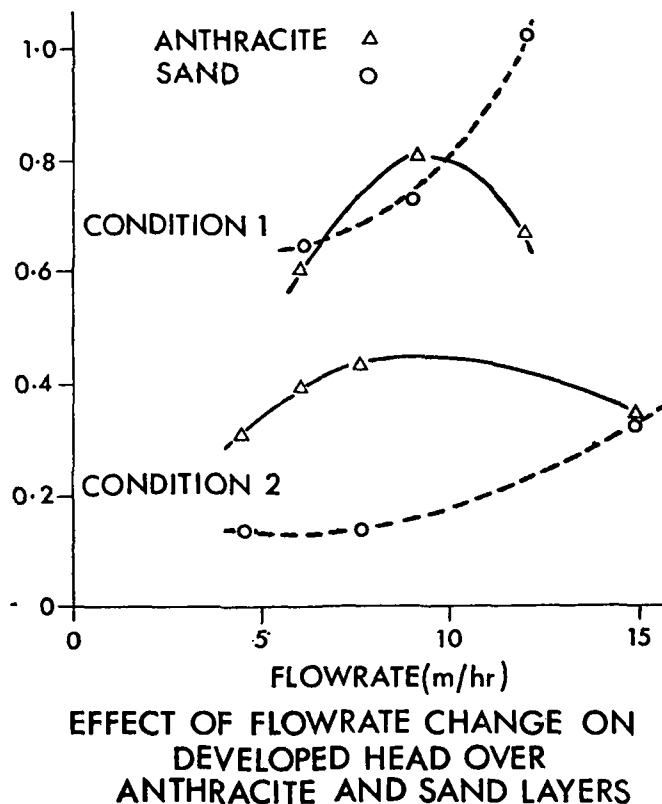


Fig 5

peaks during the summer months. Filtration experiments were conducted on six 0.15m perspex filters, two 0.76m dia. filters and one 1.6m x 1.3m fabricated steel filter. Initial experiments with a 0.76m dia. sand filter carried out at filtration rates of up to 9 m/hr, gave filtrates virtually free of all biological matter for a headloss increase of less than 0.3m in 24 hours. However, the raw water quality over this period was very good and later, when the total algae increased rapidly from 20 to over 2,500 per ml, the time for 0.6m increase in head loss fell

from over 40 hours to 4 hours and the head loss curve indicated severe "matting" on the surface of the filter. Substitution of 0.15m of anthracite (1.25mm—2.5mm) for an equivalent depth of sand gave an increase in filter run to 12 hours, despite a further increase in raw water biology to 3,500 per ml, with no drop in efficiency. Anthracite (2.5mm—4.9mm) was then substituted, but as the algae were now decreasing, these results were inconclusive. Media details and typical results obtained on water from Haweswater, at a filtration rate of 6 m/hr. using 0.76m dia. filters, are shown in Table IX and Figures 6 and 7.

TABLE IX

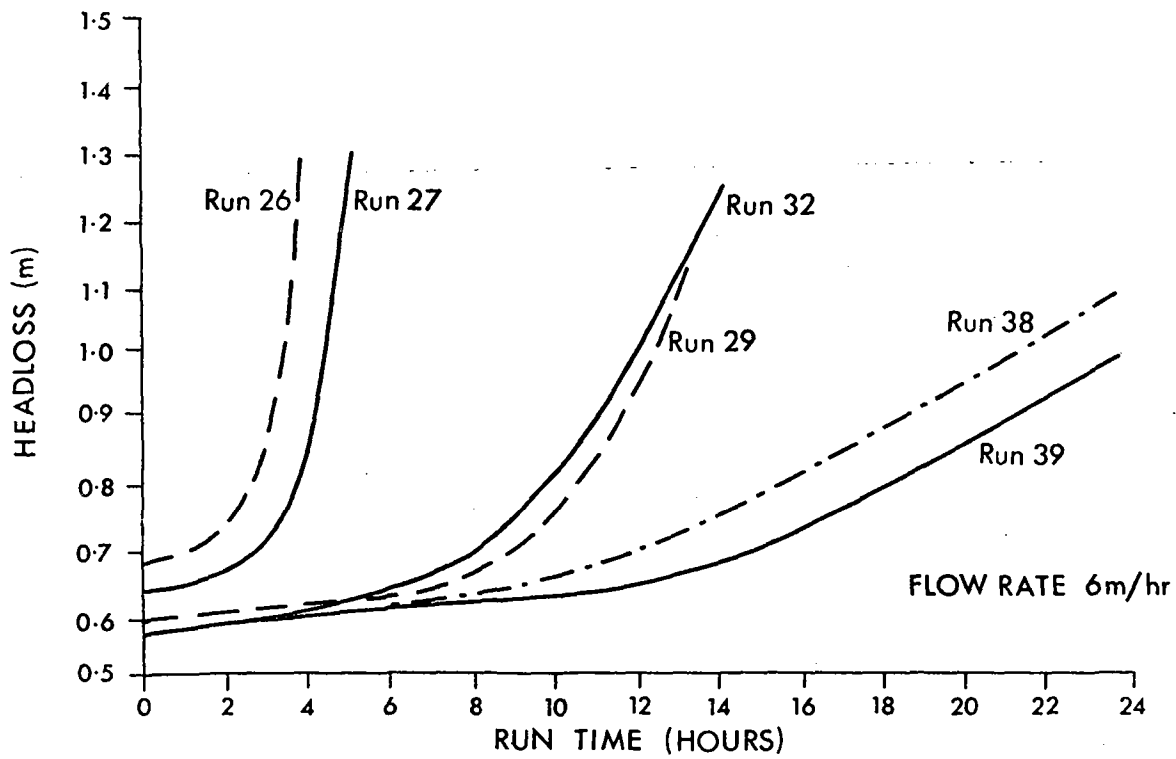
Details of Filtration Experiment, Watchgate Treatment Works, Manchester

Run No.	Filter Media	Algae (counts/ml.)		Time to 0.6 m Headloss (hours)
		Raw Water	Filtrate	
1	0.60 m of 0.42 mm—1.0 mm sand on 0.15 m of 1.0 mm—2.06 mm sand.	20	NIL	46
2		60	NIL	42
5		190	5	18
13		720	5	6
16		2 700	180	4½
26	As above	2 800	160	4
27		2 800	220	5
29	0.15 m of 1.25 mm—2.5 mm anthracite on 0.45 m of 0.42 mm—1.0 mm sand on 0.15 m of 1.0 mm—2.06 mm sand	3 100	700	13
32		3 400	180	13
38	0.15 m of 2.5 mm—4.9 mm anthracite on sand as for runs 29 & 32	1 800	200	over 24
39		1 300	200	over 24

4.5. Rapid Gravity Direct Filtration

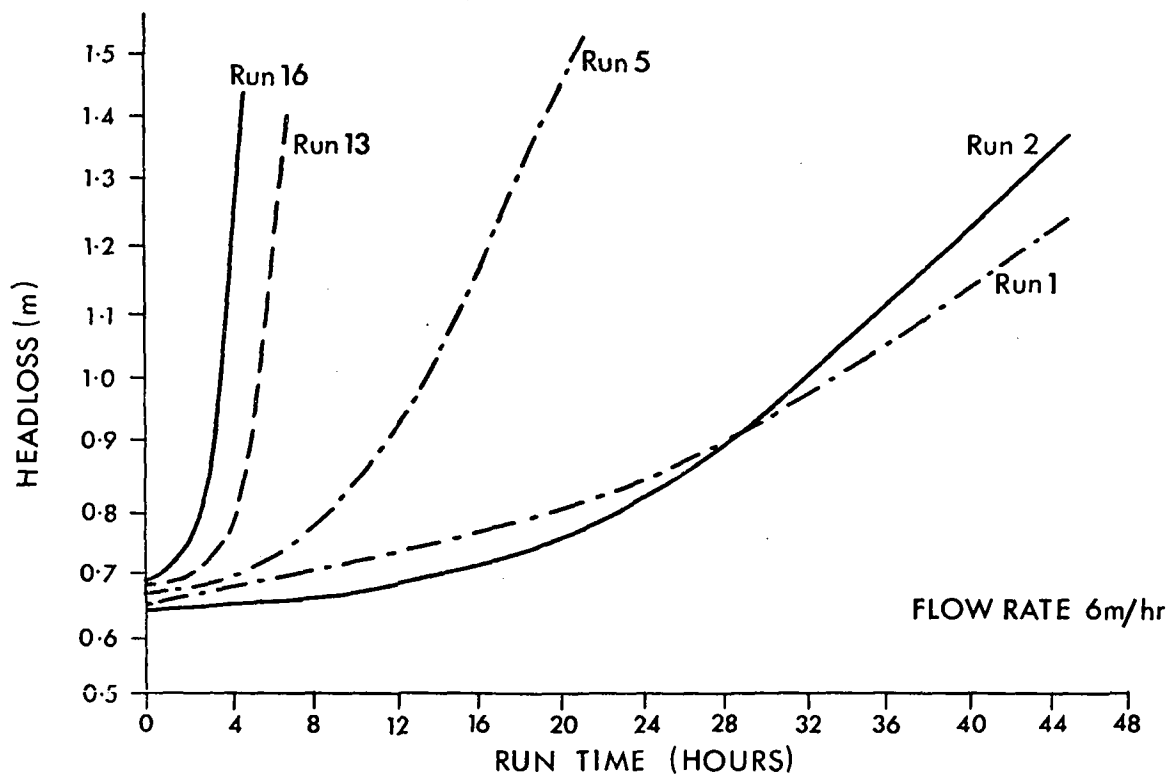
4.5.1. With the advent of multi-media beds and increasing experience of polyelectrolytes, there arises the possibility of integrating coagulation, flocculation and filtration into a single process. The necessary mixing and particle contact may take place within the coarse media layers. Whilst such a technique is not applicable to raw waters of high suspended solid or algal content, nevertheless it is certainly possible to extend application of direct filtration beyond its conventional applications, which have been confined to raw water supplies of exceptionally constant and high quality characteristics.

4.5.2. The effect of addition prior to filtration of a polyelectrolyte e.g. soluble starch, polyacrylamide, varies with the type of polymer used and with point of application. Generally such materials act by forming molecular bridges between the particles in suspension and between these and the filter media, giving rise to



COMPARISONS BETWEEN PLAIN SAND AND SAND ANTHRACITE FILTRATION

Fig 6



EFFECT OF ALGAE ON RATE OF HEADLOSS - SAND FILTRATION

Fig 7

stronger and larger floc and increased binding of the floc onto the filter medium. The resulting overall effect is increased removal of floc and decreased penetration of the bed as the polyelectrolyte dose is increased. In turn this leads to a higher rate of head loss development and an improvement of filtrate quality. Polyelectrolytes may be used with or without prior chemical coagulation and settling facilities; these latter processes are considered to fall outside the scope of this report.

4.5.3. The use of dual and multi-media filter beds coupled with polyelectrolyte addition to control floc penetration originated in the U.S.A. and U.S.S.R. but have attracted increasing interest elsewhere. The U.S. National Reporter points out that polymers widely used in water treatment would have had little success without dual or multi-media filters because the strong floc formed would quickly plug the top of single media filters. In the U.S.S.R. 'contact clarifiers' utilizing upward flow filtration are operated at more than 30 stations corresponding to a total flow rate of more than 3,000 MI/d.

4.5.4. In Sweden studies of filtration techniques have been carried out at Institutes of Technology in the last few years. Interest has mainly been concerned with the development of multi-media filters for wastewater treatment, however, the technique has later turned out to be at least equally satisfactory for producing potable water. Since the wastewater filters have been designed to separate great quantities of suspended solids, it has turned out to be possible, for water purification, to filter the water directly after addition of chemicals and rapid flocculation, i.e. without sedimentation of the water. One such technique, developed for wastewater as well as potable water treatment, is a tri-media type and consists, from the bottom, of 0.6m of sand, grain size 1mm, 0.6m of anthracite, grain size 2-3mm and 0.6m of granules of PVC, grain size 5mm. These filters are expected to accumulate at least 3kG solids/m² filters surface before backwash is necessary. Backwashing is made with water only at a velocity of approximately 45m/hr. The consumption of backwash water is 3-4% of the output quantity. The recommended filtration rate is 5-6m/hr. at which the running time of the filter should be 24-30 hours at normal doses of chemicals.

4.5.5. Another system having application to direct filtration is the American Micro Floc tri-media filter consisting from the bottom of 0.2m garnet or ilmenite of grain size less than 0.4mm; 0.25m of sand of grain size 0.6 to 0.8mm; and a top 0.5m anthracite of grain size 1 to 2mm. These filters are in widespread use in the United States. The Micro Floc media is substantially more expensive than the usual dual media, and there is some difference of opinion as to whether the performance claimed by Micro Floc vendors justifies the extra cost. Micro Floc filters have recently been introduced in Sweden where operational experience is not yet available.

4.5.6. The Belgian National Reporter describes series of small scale experiments in direct filtration undertaken with various arrangements of dual and tri-media gravity beds treating canal water derived from the River Meuse. The raw water was settled in basins for 14 days, giving a reduction in suspended solids from 20 to 10mg/l. The aim of the tests, Series A-D, was to develop a system in which the floc particles are formed in the filter bed

itself; two concrete filters, 0.8 x 0.7m were used for many of the tests, and the filtration rate was 14m/hr.

4.5.7. Series A tests compared the performance of beds of the following composition; with supporting coarse layers:

Media	Grading (mm)	Effective size (mm)	Depth (cm)	
			Filter I	Filter II
Anthracite	0.4-0.8	1.03	42	35
Sand		0.51	22	33
Ilmenite		0.21	10	—
Dosed chemicals:				
		Al ₂ (SO ₄) ₃ 18H ₂ O (10mg/l)		
		Cl ₂ (as NaClO) (4mg/l)		
		Acid (H ₂ SO ₄) (5mg/l)		

Using a filtration aid, filter running times of 15 to 20 hours were achieved. Filter I showed better effluent turbidity (0.33 p.p.m. compared to 0.43 p.p.m. SiO₂) and there was less breakthrough risk. These differences increased as the temperature dropped from 18°C to 7°C, but breakthrough was still observed on Filter II at the lower temperature.

4.5.8. Series B tests compared different methods of adding Cl₂ using Filter I bed composition. Series C tests compared performance of beds of the following composition, again with supporting coarse layers.

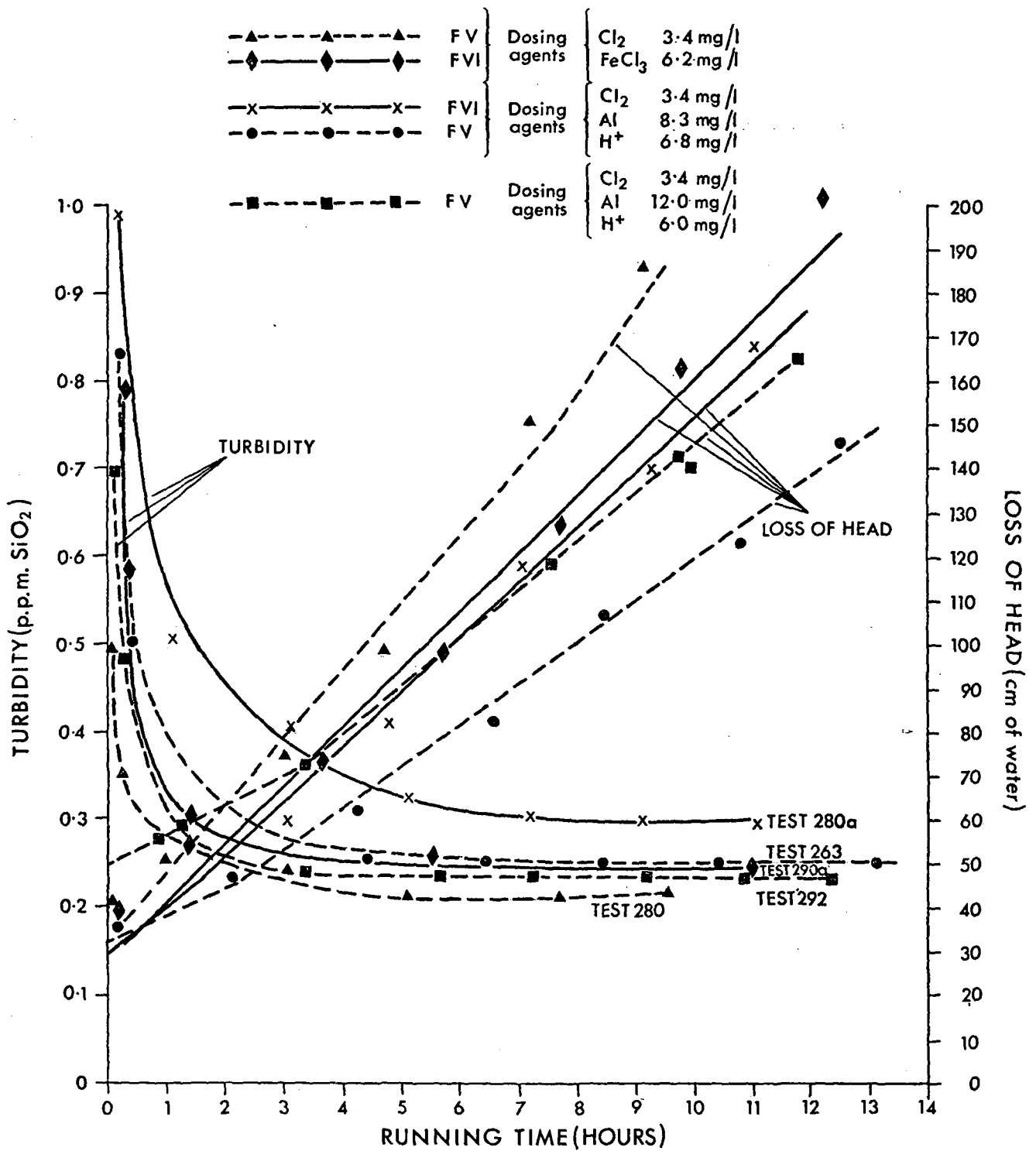
Media	Grading (mm)	Effective size (mm)	Filter III Depth (cm)	Filter IV Depth (cm)
Anthracite	0.8-1.4	1.03	80	—
Hydro-anthracite	0.8-1.4	—	—	42
Sand	0.4-0.8	0.51	21	21
Ilmenite		0.21	10	10
Dosed chemicals:				
		Al ₂ (SO ₄) ₃ 18H ₂ O (5mg/l)		
		Cl ₂ (as NaClO) (5mg/l)		
		H ₂ SO ₄ (5mg/l)		
		SiO ₂ (1.5mg/l)		

Filter IV gave a slightly lower turbidity at 5°C (0.2 p.p.m. compared to 0.23 p.p.m.) but the loss of head developed after 10 hours was 180 cms. compared to 140 cms. For temperatures above 7°C breakthrough occurred after only 5 to 6 hours and the mean turbidity throughout was generally higher.

4.5.9. Series D tests compared performance of the following filter beds:

Media	Grading (mm)	Effective size (mm)	Filter V Depth (cm)	Filter VI Depth (cm)
Anthracite	0.8-1.4	1.03	45	—
Hydro-anthracite	0.8-1.4	—	—	45
Sand	0.4-0.8	0.51	22	35
Ilmenite		0.21	10	—
Dosed chemicals:				
(1) Cl ₂ + FeCl ₃				
(2) Cl ₂ + Al ₂ (SO ₄) ₃ 18H ₂ O + acid.				

A summary of the results is set out in Table X, and typical individual test results are shown on Fig. 8.



TYPICAL DIRECT FILTRATION TEST RESULTS

Fig. 8

TABLE X

Summary of Results of Belgian Series D Tests.

Dosing Agents (mg/l)	FV	FVI	FV	FVI
Dosing System	1	1	2	2
Cl ₂	3.4	3.4	3.4	3.4
FeCl ₃	6.6	7.3		
Al ₂ (SO ₄) ₃ 18H ₂ O			11	10.7
Acid			6.7	6.3
Number of tests	15	34	34	15
Running time (hours)	10.5	11.3	14.0	16.0
Effluent Turbidity (p.p.m. SiO ₂)	0.24	0.26	0.33	0.26

It is evident that dosing system (2) together with Filter VI is the best overall combination, but Fig. 8 shows that both running time and effluent turbidity are sensitive to small changes in dosing quantities. Consequently the simpler composition of Filter VI and the simplicity of dosing system (1) can make them preferable on economic grounds.

4.5.10. As a result of these tests, a filtration plant of capacity 100 Ml/d has been built, with beds of composition 60cm hydroanthracite (0.8-1.4mm) and 30cm sand (0.4-0.8mm). The filtration rate is 10m/hr. and operation commenced at the beginning of 1973. The effluent quality is satisfactory but algal growth in the summer has led to short filter runs (about 6 hours). The production of satisfactory flocs in the filter itself calls for continuous care. FeCl₃ was dosed in the summer and autumn of 1973, Al₂(SO₄)₃ H₂O, activated and acid is being dosed in the winter of 1973-74. Preliminary air scour has been found necessary prior to backwashing in order to remove mud balls.

4.5.11. The advantages of the application of dual media filtration and polyelectrolyte dosing are well illustrated by reference to work carried out at the Stocks Filtration Plant of the Fylde Water Board in Britain. Here a 50% increase in throughput was achieved with the same length of filter run and no loss of filtrate quality by conversion of rapid gravity sand pressure filters to dual media beds and the introduction of a polyelectrolyte filtration aid. Raw water quality data is given in Table XI and could vary widely within these limits in a matter of hours.

TABLE XI

Raw Water Quality—Stocks Filtration Plant

	Min.	Mean	Max.
Colour (Hazen)	18	50	135
Turbidity (mg/litre SiO ₂)	0.5	9	70
pH	6.6	6.9	7.4
Alkalinity (as CaCO ₃)	16	24	36
Total hardness (as CaCO ₃)	28	36	46
Oxygen absorbed (4 hours @ 27°C (as O ₂))	1.07	2.81	4.90

The conventional treatment consisted of alum dosing prior to filtration at a rate of about 6m/hr. through sand of 0.52mm. effective size. Pilot scale trials indicated that optimum benefit would be obtained by using a polyelectrolyte filter aid and dual media beds consisting of 0.3m of anthracite (1.25mm) on top of 0.45m of sand of 0.52mm effective size. Alternatives investigated included 0.15m and 0.45m of anthracite and sand of 0.34mm effective size. Full scale trials confirmed these findings and showed that a filtration rate of about 9m/hr. was

feasible whilst maintaining filtrate quality and length of filter run. In the full scale application alum is dosed at 20mg/l and a starch based polyelectrolyte at 0.7mg/l is added immediately prior to filtration. Experiments with polyacrylamides as filtration aids have not lived up to the performance expected of them as a result of pilot plant experiments; this may be connected with the points of application of chemicals. During the full scale trials it was established that increasing the depth of anthracite on top of 0.52mm sand gave better throughput whilst giving filtrate of inferior quality and that an increased depth of anthracite on top of finer sand (0.34mm) gave good quality filtrate at the expense of throughput. Details are given in Table XII.

TABLE XII

Full-Scale Results—Stocks Filtration Plant

	Run Time (hrs.)	Aluminium residual (as mg/litre Al)	Filtrate colour (Hazen)	Flow-Rate m/hr	Increase in headloss (m)
0.3m anthracite (1.25-2.5mm), 0.45m sand (0.52mm)	1	0.06	5	8.8	—
	12	0.18	8	7.8	3.66
0.45m anthracite (1.25-2.5mm), 0.3m sand (0.52mm)	1	0.06	4	8.8	—
	12	0.22	13	8.3	3.05
0.45m anthracite (1.25-2.5mm), 0.3m sand (0.34mm)	1	0.06	5	8.8	—
	12	0.14	7	7.3	3.66

In the operational filters it has been found that the normal filter backwash rate of about 20m/hr. for 7 minutes gives satisfactory cleansing when used in conjunction with the existing mechanical raking and achieves good bed separation with very little loss of anthracite.

4.6. Declining Rate Filtration

4.6.1. In declining rate filtration, no flow controller is required and the influent is supplied submerged to the standing water via a large diameter feed pipe. The head loss across this feed pipe must be as small as possible so that the variation of head above the filters is low. The filter beds, the resistance of which is very large compared with that of the feed pipe, especially towards the end of a run, are mainly responsible for the decline in flow. Such filters are operated as a battery of several units, each in varying states of clogging and cleaned in rotation at prescribed time intervals. As the cycle proceeds the contributions of the units in their varying states of dirtiness alter, and indeed cease during backwashing, but overall a sensibly constant output is obtained. Declining rate operation is used in pressure filtration.

4.6.2. The advantages claimed for the declining rate system are as follows:—

- (1) Decline in quality towards the end of a filter run is avoided.
- (2) Extended run times are achieved.
- (3) No rate control equipment is needed and generally simplicity of operation is achieved.
- (4) Smaller depth plant is required.
- (5) Surge problems do not arise with changes of flow or while switching to the backwash cycle.

4.6.3. Declining rate rapid gravity installations are in use in the United States and in Japan. Recently a declining rate plant has been commissioned at the Burham Works of the Medway Water Board in Britain. Despite the various advantages listed above, however, the use of declining rate filters would not appear to be very widespread.

4.7. Monograded Sand Filtration

4.7.1. One disadvantage of conventional rapid gravity sand filters is that they are subject to progressive segregation of fines which gather towards the top of the bed during backwashing. The development of techniques such as dual media and upflow filtration attempts to overcome this problem, but at the expense of a certain increase in complexity. An alternative approach is to retain downflow, single medium filtration but to use sand of relatively uniform coarse grading. The problem of segregation does not then arise. Monograded sand filters are in use in France, South Africa, Britain and elsewhere.

4.7.2. Uniform grading of the medium in a rapid gravity filter allows good penetration of suspended solids into the bed and consequently good storage and long filter runs. It is claimed that characteristics of the filter media give the filter an equal performance to multi media filters. For general water treatment application the sand has an effective grain size of 0.95mm, a uniformity coefficient better than 1.50 and is normally 0.85 to 1.0m deep. The sand size may be varied to suit specific design requirements. The filter washes using a combined flow of air and washwater. This technique enables the large grain sand to be cleaned without fluidization of the bed. The filter has a nozzle floor into which long stem nozzles are screwed, the sand bed is placed directly over this floor. The filter is designed to operate at between 7.5 and 30m/hr. and is used in rapid gravity or closed pressure form.

4.8. Falling Spray Filters for the Removal of Iron and Carbon Dioxide

4.8.1. Falling spray filters are in use in Germany for the removal of iron and carbon dioxide from well waters. The plant arrangement has several variations, two of which are shown in figures 9 and 10. Both variants utilise submerged sand filters whose influent is applied on to the filter by means of fixed sprays. The influent is passed through a pressure filter (lower), prior to being sprayed on to a conventional submerged gravity bed. The first filter acts as a roughing and iron removal stage. The aerated second section serves to remove carbon dioxide by saturation displacement by oxygen, as well as any unoxidised ferrous salts. The use of a special alkaline filtering material induces an increase in pH down the column and therefore assists in the removal of trivalent iron.

5. Improved Methods of Cleaning

5.1. Rapid Gravity Filters

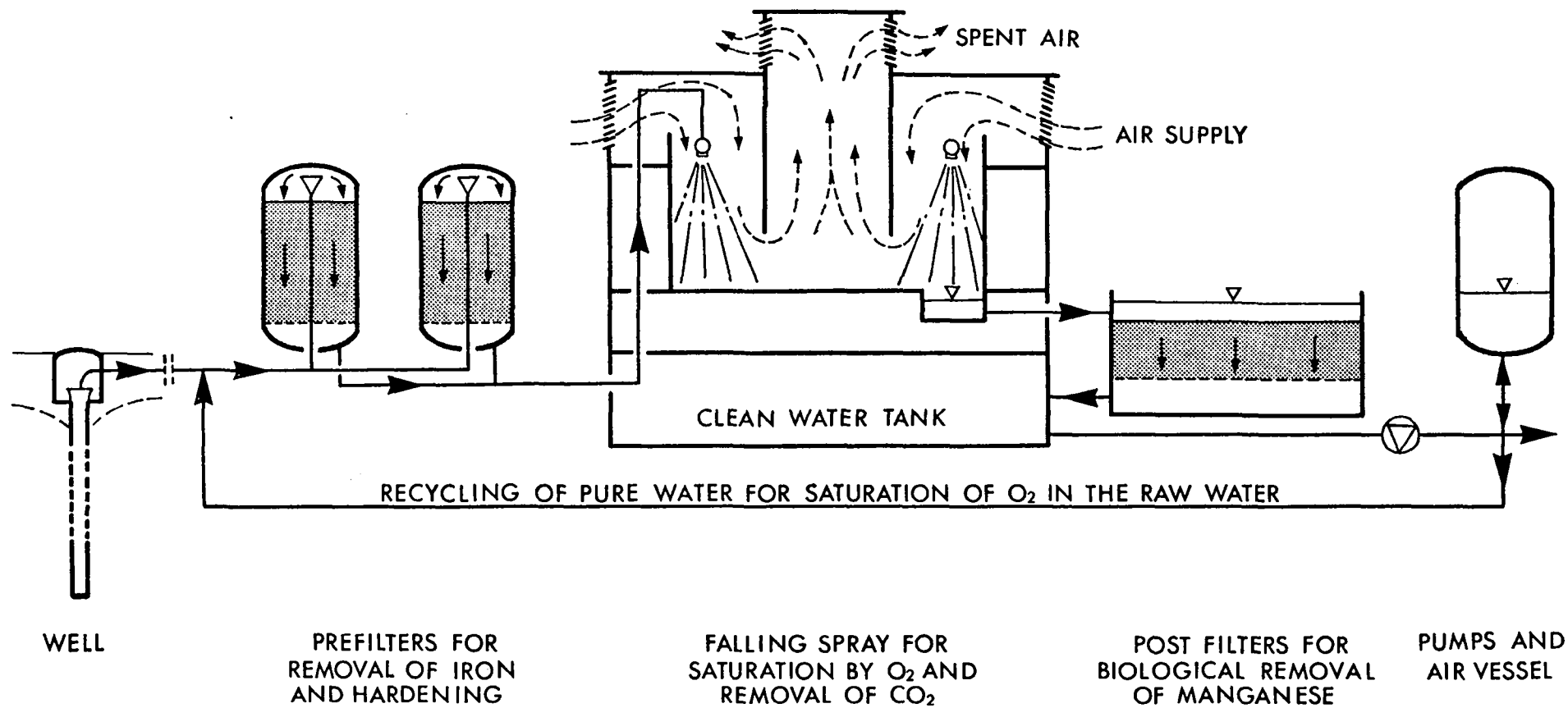
5.1.1. Adequate backwashing arrangements are of vital importance if maximum benefit and efficiency are to be obtained from rapid gravity filters. The introduction of dual-media filtration has necessitated further consideration of backwashing techniques. In addition to the achievement of effective cleansing of the bed which

involves the removal of deposits from a greater depth of bed than in single media filters, a further requirement is the maintenance of satisfactory media segregation. Neither of these requirements is necessarily achieved satisfactorily by a perpetuation of backwashing techniques formerly applied to conventional rapid gravity sand filters, particularly where this included surface washing. The Dutch National Reporter comments that little is known of what happens at the sand—anthracite interface in a dual media filter, and that further research is required into the extent of mixing and the consequences of it. The fear is expressed that the discontinuity resulting from a sharp separation between the media will cause excessive deposits and consequent clogging at the interface. For this reason some mixing may improve the filtration process.

5.1.2. The amount of mixing which occurs between media is dependent on a number of factors the most important of which are the ratios of the respective media densities and grain sizes and the rate and method of backwashing employed. The Dutch National Reporter states that it further depends on the grain size variation in the anthracite and sand layers, and on the difference in shape of the grains of the two materials. Research in Holland has shown that, as a rule, with the combination sand—hydroanthracite there is no mixing in the event of the ratio of the diameter of the largest anthracite grains to the smallest sand grains being less than 3, some mixing if it is between 3 and 4 and more if it is greater than 4. No details were given however of the method or rate of backwashing to which these rules apply. Another approach to the selection of relative sand and anthracite grading is to base selection on ensuring similarity of fluidization properties between the two media, using data such as that included in Figure 11. However, although for effective cleansing to be achieved the bed needs to be fluidized, there is little information available on the effectiveness of higher rates.

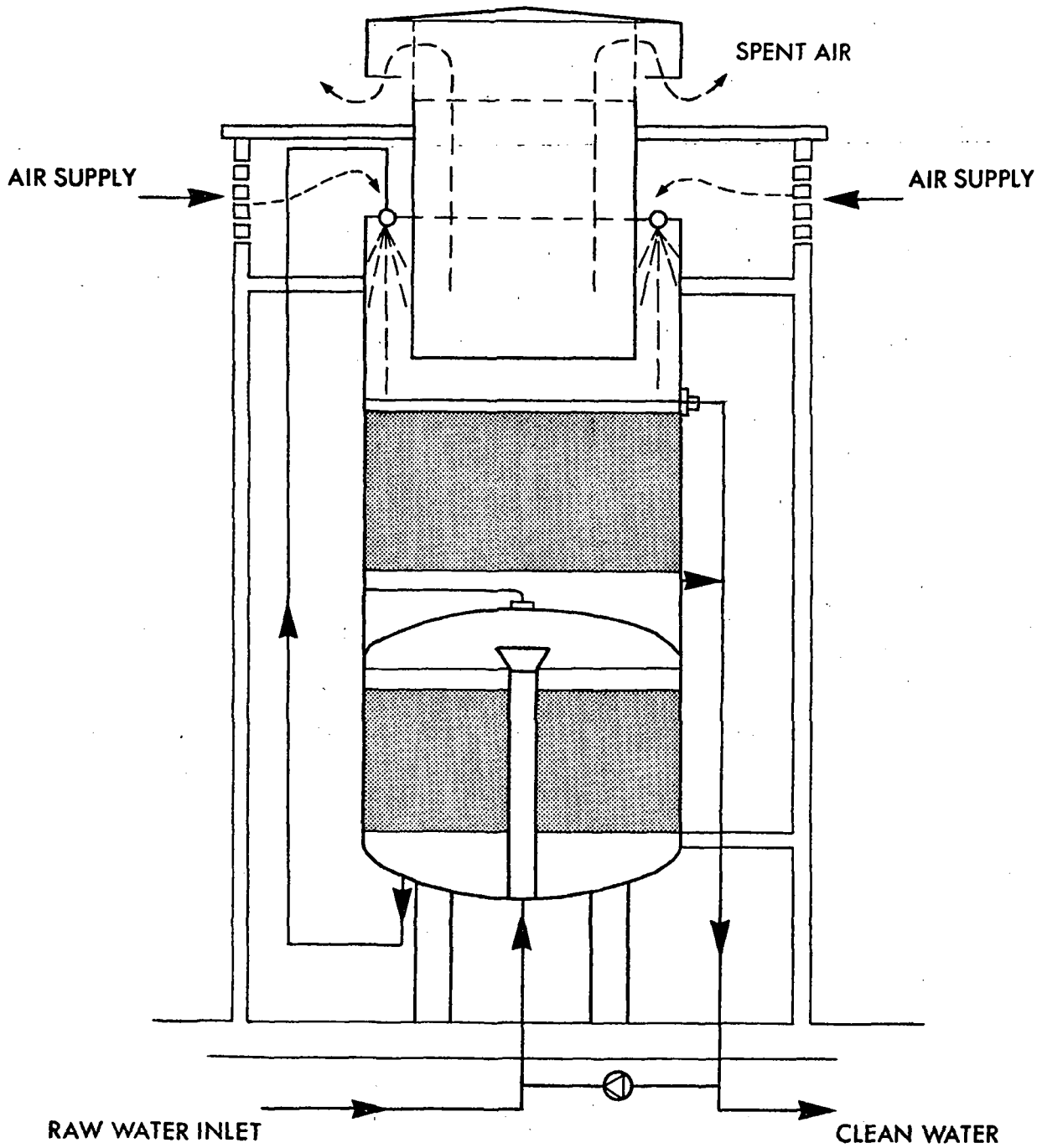
5.1.3. The effect of backwash rate on segregation of anthracite sand beds has been investigated by the British Water Research Association using a core sampling technique at the Staines Works of the South West Suburban Water Company. Results shown in Figure 12 indicate that higher backwash rates are required for the dual media beds than for sand only systems, with consequent increased costs. Furthermore when air scouring of the bed precedes washing a sufficient upwash rate must be imposed in order not only to maintain segregation but to re-segregate the media following mixing during the air scour operation.

5.1.4. Backwashing of dual media beds is generally effected using either water alone or more usually the use of air scour followed by water. The use of air alone or air and water simultaneously generally results in more extensive mixing at the interface. However air scour preceding backwashing is useful in achieving uniform break-up of the media surfaces and cleansing in depth. With the deeper penetration of the floc, the expansion of the bed during backwashing becomes more important, and there is merit in controlling backwash flow in order to achieve a predetermined filter bed expansion of say 10-20%. Rates of flow used in washing dual media filters vary considerably. The U.S.S.R. National Reporter quotes rates of 45-55 m/hr. for filter washing by water or, in air and water washing, air supplied first at a rate of 55-70 m/hr. followed by washwater at a rate of 18 m/hr. He comments that the cleaning of filtration media by air-water washing is highly effective and makes it possible,



PLANT LAYOUT FOR IRON AND CARBON DIOXIDE REMOVAL – (BREMEN)

Fig. 9



TYPICAL COMBINED FALLING SPRAY AND CONVENTIONAL FILTER

Fig. 10

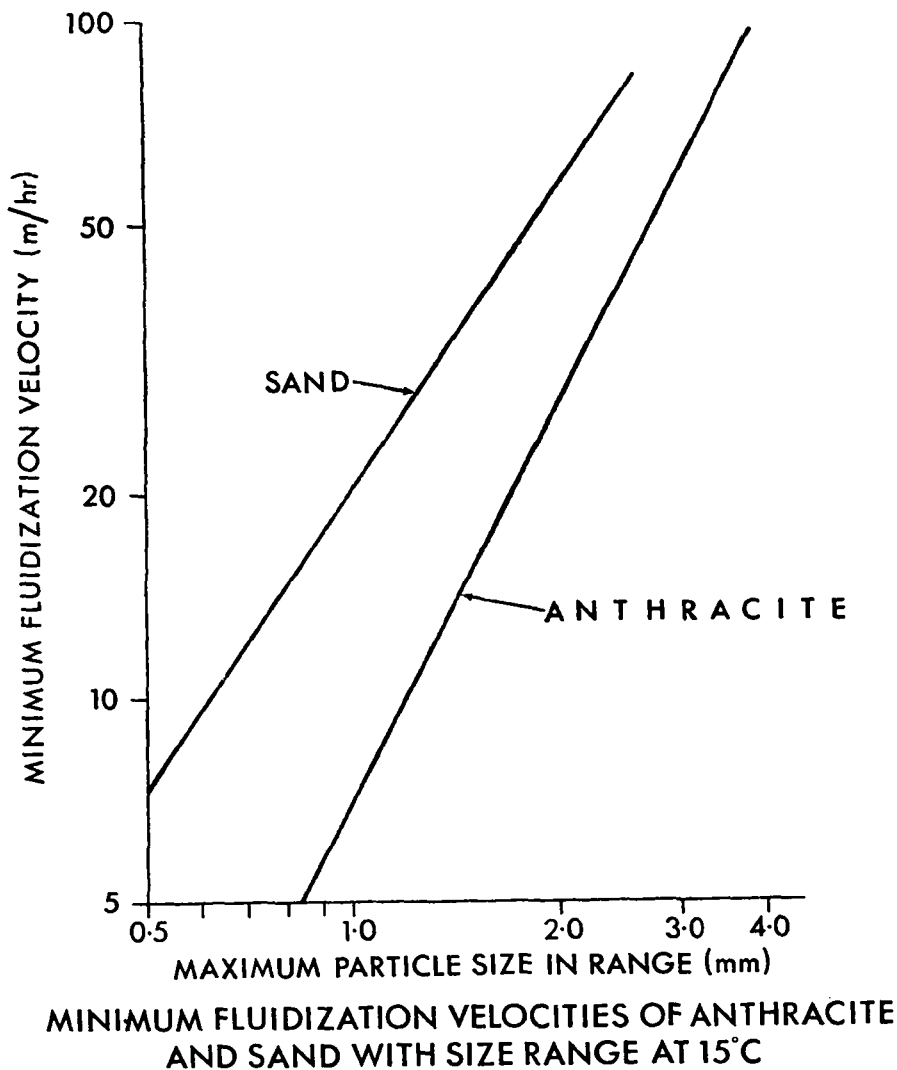


Fig 11

in principle, to reduce the rate of supply and general consumption of washwater. In the U.S.S.R. the advantages of air-water washing have been found to be particularly significant when used in conjunction with a technique of shallow surface washing known as the low drainage system. The washwater, on reaching the surface of the media, is directed horizontally in a shallow layer 20-25 cm. deep in order to effectively transport the impurities to waste. Rates quoted by other National Reporters are similar; in Holland air velocities up to 100 m/hr. are used whilst in Spain and Finland backwashing rates of as low as 13 m/hr. are mentioned as being used in conjunction with air scour.

5.1.5. Compromise may often be necessary over backwashing rates where conversion of existing sand filters into dual media filters is concerned. For example the Rand Water Board in South Africa found that modifications necessary to achieve an upward rate of 30 m/hr., which was found to be necessary to ensure adequate cleaning of converted dual media beds and satisfactory separation of the anthracite and sand which mix during the initial air scour, would involve virtually replacing all washwater pumps and delivery pipelines and extensive modifications to the underfloor drains in

the sand filter. Further investigations showed that with reasonable alterations an upwash rate of 26 m/hr., was possible and that while the bed was satisfactorily cleaned at this upwash rate complete separation of the two media did not occur. However a lengthy series of tests showed that the degree of mixing did not deteriorate with time and it was decided to limit the upwash rate to 26 m/hr.

5.1.6. The expansion effect of backwashing in beds of all types is temperature sensitive owing to the variation of the viscosity of water with temperature, cold water thus being more effective than warm. The wash rate required to achieve the same effect rises approximately linearly by a factor of about 2 between 0° and 30°C and the washing of installations treating surface sources will benefit if this is taken into account. Backwashing rates may for example be automatically linked to temperature or filter bed expansion.

5.1.7. Environmental considerations are resulting in increasing interest in directly recycling backwash water which formerly has been discharged to surface water or settled in lagoons. There is an increasing tendency in many countries for the untreated discharge of washwater to surface waters to be no longer acceptable. Direct

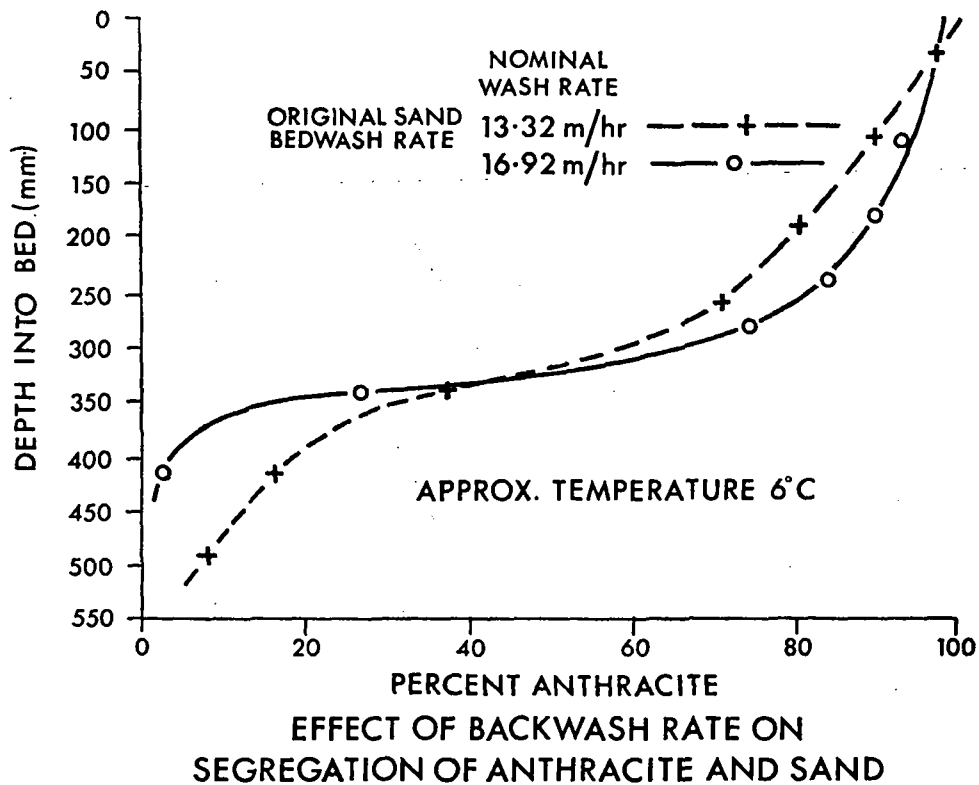


Fig 12

recycling has the two advantages of eliminating the need for settling facilities and of recovery of the washwater as a source of water supply. A washwater storage tank is required for balancing purposes. The major problem concerning washwater recycling is the possibility of build up of material passing through the sedimentation stage of the treatment plant and adversely affecting the operation of the filters. A number of pilot investigations have been carried out in various countries and the general indication is that recycling of backwash water is feasible. Individual pilot and full scale studies are likely to be required at treatment works in order to establish the feasibility of recycling backwash water derived from varying types of treatment and raw water source. Investigations by the Rand Water Board in South Africa for example led to the conclusion that the pretreated effluent leading onto the filters and the chemical dosage will be unaffected provided the quantity of recycled washwater does not exceed 20 per cent. of the raw water.

5.1.8. In Japan a new technique in filter washing is being tried out at some water treatment works. During the backwash process the expanded bed is subjected to ultrasonic waves which it is claimed enhance the segregation of impurities from the filter media and enable them to be washed out by the backwash flow more effectively. Although the investigation is only at the experimental stage, data obtained so far indicates that this technique compares well with traditional backwashing accompanied by surface washing. The indication is that surface washing with its attendant problem of filter media loss could be dispensed with in favour of ultrasonic wave washing.

Deep subsurface washing equipment has been installed in some rapid gravity filters in the United States, to combat the problem of high floc penetration.

5.2. Slow Sand Filtration

5.2.1. Considerable effort has been directed recently, particularly in Britain, towards overcoming an important disadvantage of slow sand filtration, namely its labour intensiveness. Attempts to develop methods of in-situ wet cleaning have so far been unsuccessful. One method utilized a machine consisting of a line of hollow lances mounted on a gantry spanning the bed. Water under pressure was introduced through the lances a few inches below the surface of the sand and sucked away through hoods enclosing the lances, and it was possible to leave the bed in service throughout most of the cleaning operation. It was found however that the resulting fluidization did not separate the dirt from the sand satisfactorily, giving high initial head losses and further that filtrate quality suffered because of lack of attention to the lower layers of sand. In addition passage of the lances caused disturbance of the bed surface which affected cleaning performance during succeeding runs and, because the bed was not emptied of water, visual inspection of the filter sand, although desirable, was rendered impossible.

5.2.2. A development of promise is the use of fully automatic mechanical sand lifting and back filling equipment. This equipment is again mounted on a gantry spanning the filter bed. A skimming head mounted

on an elevator, lowered to a predetermined level, skims off the required thickness of sand as it moves across the bed. The machine operates in a continuous cycle moving some 1.5m. across the bed between each cycle and discharging via a conveyor belt directly into a truck. For re-sanding a hopper receives full truck loads of sand for discharge onto the belt and subsequently onto the bed via a sand replacement hopper mounted on the elevator carriage. At least one such machine is currently operational in Britain and a further machine is soon to be installed.

5.2.3. A less sophisticated form of mechanisation, which is now quite generally in use, employs adjustable skimmers, mounted on small tracked dumper chassis. The sand is discharged via a belt into a following dumper. In the latest developments smaller machines are being replaced by larger capacity skimmers with broad rubber tyres, four wheel drive and centre point steering. The skimming head is mounted hydraulically on the chassis and floats independently of the tyre deflection in order that, irrespective of the profile of the sand surface, a constant thickness of about 25mm. of sand is skimmed. Such a machine may skim a width of some 2.5m at each pass giving a skimming capacity of up to 50 m³/hr.

5.2.4. Figure 13 gives an indication of improved cleaning performance on slow sand filters which has been achieved in the past few years, prior to the introduction of the skimmers mentioned above. The exceptional peak of 1964 reflects costs incurred during the abnormally cold winter of 1962-63.

5.3. Backwashing Control

5.3.1. Automatic control of backwashing systems are an established feature of rapid gravity filtration plants in most countries covered by the National Reports. Control of the rate of backwash flow may be based upon percentage bed expansion, pressure differential across the bed, temperature of backwash water or a combination of these techniques. With regard to the triggering of backwashing, this may be governed by head loss, time or quality considerations.

5.3.2. Recent developments in filtration techniques generally make use of the advantage of deeper penetration of floc into the filter media which in turn requires greater attention to be paid to the possibility of breakthrough of deposited material. Consequently turbidity monitoring is receiving increasing attention since it provides a good guide to the likelihood of breakthrough. In multi-media beds additional useful data may be obtained by monitoring turbidity at the media interface. However it is important that other water quality parameters, as appropriate at individual plants, should be given due weight in respect of backwashing control. Some installations using head loss as the primary triggering criterion now additionally monitor turbidity and arrange for washing to be triggered also on occasions when breakthrough of turbidity occurs at a lower head than usual. This in turn enables the head loss setting at which filter washing is initiated to be increased with a consequent saving in wash water.

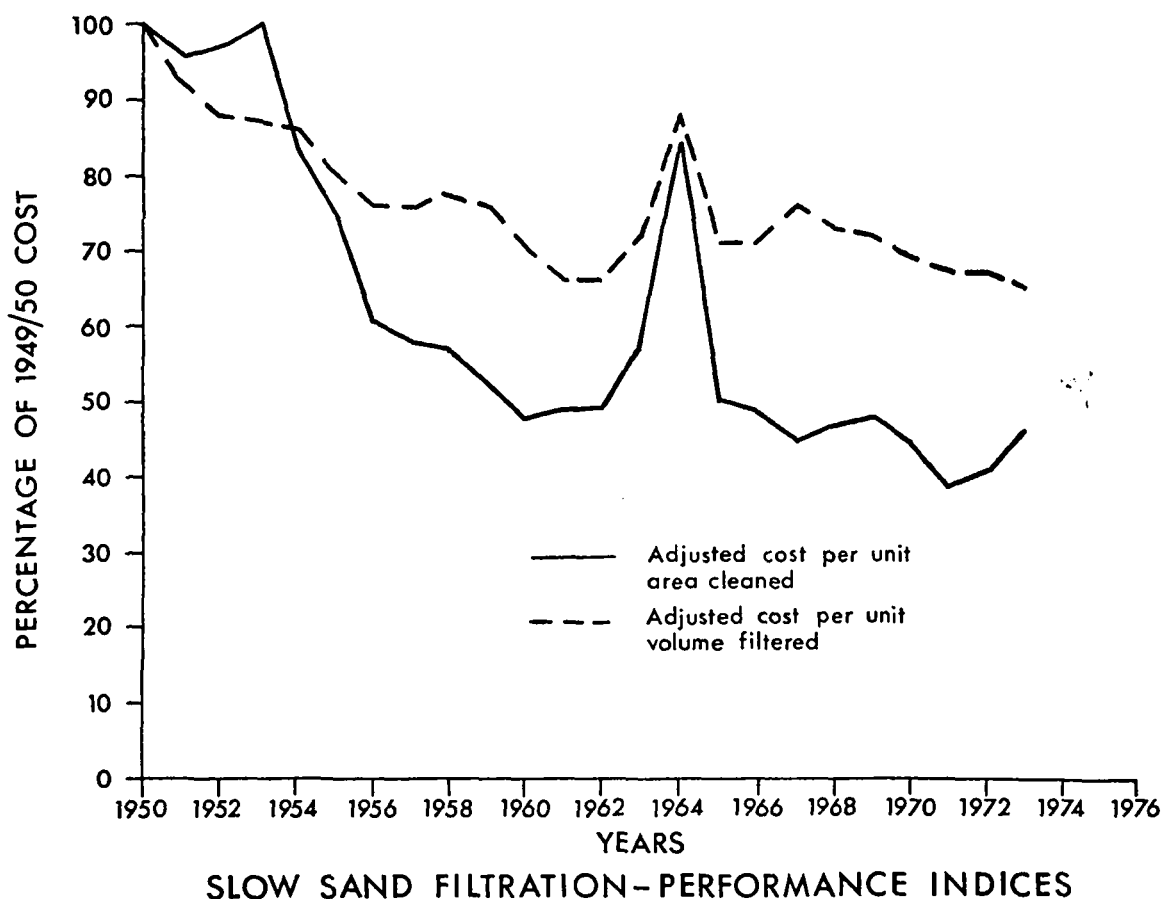


Fig 13

5.3.3. One recent development of interest in the field of backwashing and filter control is the Monovalve series of filters. The unconventional aspect of these filters is that backwash water is stored above the filter compartments and the filtrate passes through this chamber while the filter is on line. Up to three filter compartments may be served by a common backwashing chamber. Backwashing of individual compartments is triggered automatically at a predetermined head loss. Water from the backwashing chamber flows up through the filter compartment concerned while filtrate from the other compartments continues to feed the chamber. The water level in the backwashing chamber falls and at a predetermined low level the backwashing cycle is terminated and the level in the backwashing chamber rises to a fixed level from which water passes into service.

6. New Techniques

6.1. General

6.1.1. In a previous section attention has been concentrated on the modification and development of conventional methods of filtration at existing works with a view to improving economic and operational efficiency at low capital cost. However, the conventional methods and some of their developments possess certain disadvantages, and consequently other methods of filtration have been evolved, or are currently under investigation, in attempts to develop techniques which result in an overall improvement in filtration efficiency. The requirements for good operational efficiency are maximum throughput, subject to acceptable filtrate quality, and as little backwashing or cleaning interruption as possible. Economic efficiency is governed by considerations of size and complexity of plant and its labour intensiveness, and is closely allied to operational efficiency.

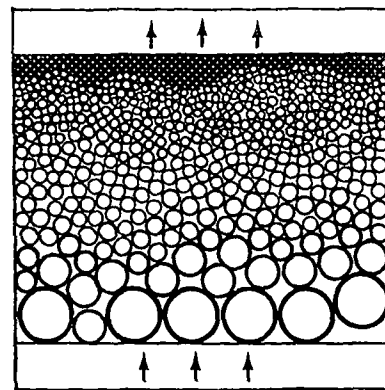
6.1.2. Conventional downflow filters of the various types using homogeneous media are subject to clogging effects at the surface which are progressive, since the initial reduction in pore volume itself induces enhanced arrestment of suspended solids. The quantity of material arrested reduces drastically with depth and the great bulk of the lower layers is responsible for the entrapment of only a very small quantity of suspended solids. The top few inches of a rapid filter are therefore responsible for most of the developed head loss, which quickly becomes excessive. Neither high head loss nor frequent backwashing are commensurate with the high overall throughput rates desired. The problem is aggravated further by the build up of fine media towards the filter surface arising from the segregational effect of upflow backwashing.

6.1.3. It follows that for a filter to give the highest possible overall throughput rate an even deposition of material must be achieved throughout the full depth of media, so that local development of head loss is avoided. The means of achieving this are either to grade the filter media coarse to fine in the direction of flow, or alternatively induce a rate of flow through the media which decreases in the direction of filtration. In both cases suspended solids are forced further into the filter, producing a more even distribution of head loss. Dual and multi media beds only partially meet the requirements of the first of the above alternatives and are subject to mixing at the interfaces during backwashing; furthermore anthracite is an expensive material whose homogeneity cannot be ensured.

6.1.4. In order to compete economically with conventional methods, new techniques of filtration must remain simple in design whilst meeting the requirements mentioned in the previous paragraph. The principle innovations which seem likely to find wider application in potable water treatment are described below. They include upward flow filtration which may be divided into two types—upflow and biflow filtration, and radial flow filtration. Some of the new methods are well founded and already in widespread full scale operation, but nevertheless are still subject to experimental and pilot scale investigation. All these new techniques have application in the field of potable water supply; the upflow method has, in addition, wider applications in water treatment.

6.2. Upflow Filtration

6.2.1. Upward flow filtration is a logical development with respect to the requirement for filter media graded from coarse to fine in the direction of flow, since theoretically an ideally graded bed, shown diagrammatically in Figure 14, results from the natural disposition of uniform density grains after upflow backwashing. The relatively even distribution of silt arrestment throughout the filter results in even head loss development and consequently allows longer runs and/or higher flow rates than in a comparable down flow filter. However the higher flow rate which is feasible from other points of view is unfortunately usually sufficient to expand the bed to the extent that there is an increased tendency for premature breakthrough of retained material. Therefore in order to utilize fully the advantages afforded by upflow filtration, it is necessary to hold down the filter media.



THE IDEAL FILTER

Fig 14

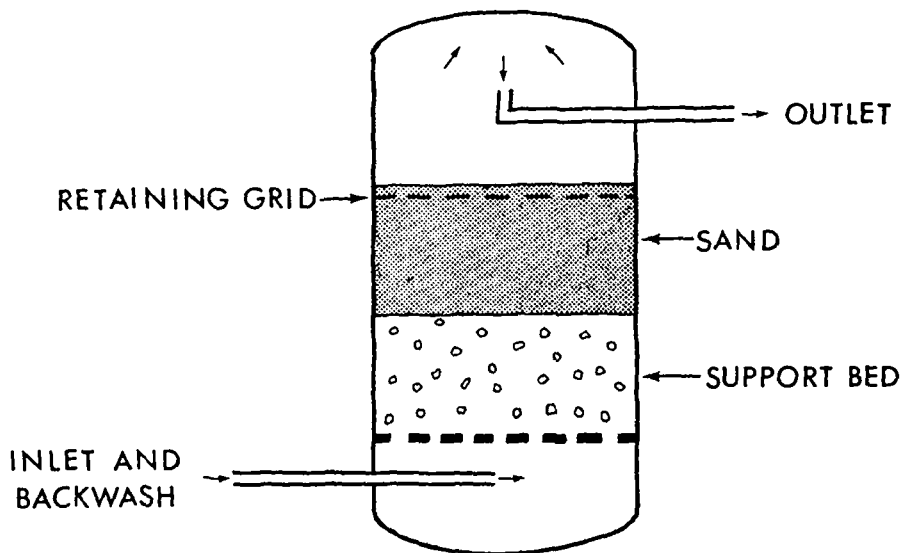
6.2.2. One method of combating expansion of the bed during filtration is to use a suitable mesh or grid placed just below the surface of the bed. A second method, which prevents expansion during filtration without hindering expansion of the bed during backwashing, is to use the technique of biflow filtration described in the next section.

6.2.3. Sections through typical upflow pressure and open filters are shown in Figures 15 and 16. The spacing of the grid bars required for effective prevention of fluidization during filtration depends upon the rate of filtration and the media size but in practice is usually 0.1-0.15m or 100 to 150 times the size of the smallest sand grains. The grid is normally positioned about 0.1m below the surface of the media. The grading of the media will depend on the application but is typically as follows.

TABLE XIII

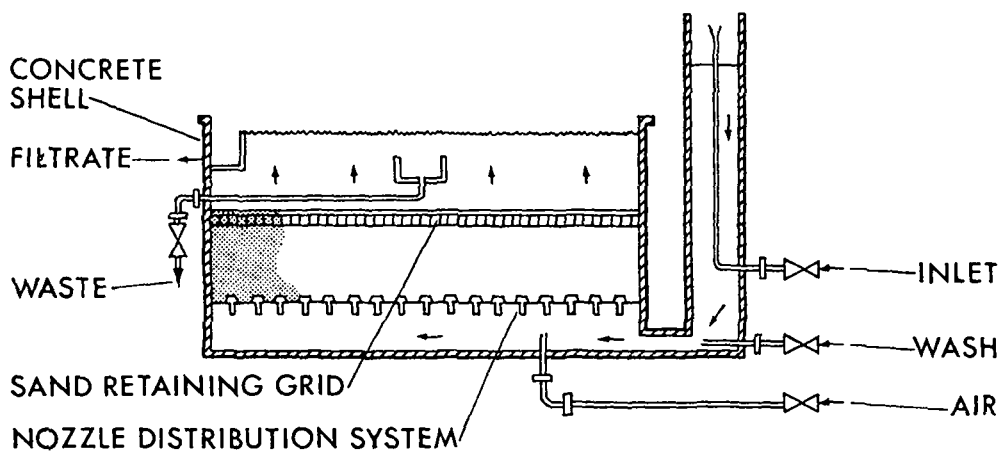
Typical Arrangement of Media in an Upflow Filter

Direction of flow	↑ ↓	Depth of layers	Grading
		m	mm
	↑	1.58	1—2
	↓	0.25	2—3
	↓	0.25	8—12
	↓	0.15	40—50



PRINCIPLE OF OPERATION UPFLOW GRID FILTER

Fig 15



SECTION THROUGH THE IMMEDIUM FILTER - OPEN TYPE

Fig 16

TABLE XIV

Pilot and Full Scale Upflow Filtration Units for Potable supply in Europe

Site, Country	Type of treatment and type of plant	Rate of flow	Other data and remarks
Jyvaskyla, Finland.	Upflow filters	5m/hr.	Washing every 22 hours.
Gorvaln, Sweden.	Layers of gravel and sand upflow filter 800mm pilot investigation	5m/hr. backwash 60m/hr.	Washwater rate 7½% Run time and filter velocity increased by replacing by a coarser layer one of the sand layers.
Holland, various.	Pilot: diameter 0.4m to 2.5m Full scale: 8m ² to 36m ² area surface or groundwater source	Generally 5-9m/hr.	Backwashing is air and water alternately. No bed movement with air scour. Approximate grain sizes. Fines: typically 1mm and 2-3mm Intermediate: 3-5mm Bottom layer: 10-20mm Support layer: 10-20mm and 40-80mm See section 6.2.10
Russia, various, 30 stations	Upflow clarifiers.		
Medway Water Board, U.K.	3 full scale single stage to remove Fe ⁺⁺ after oxidation, from borehole supply.	10m/hr.	Good Fe ⁺⁺ removal after 7 days run
Bristol Water Works Co., U.K.	Direct full scale Immedium filtration after chlorination to remove Fe ⁺⁺ .		
Sutton District Water Co., U.K.	Removal of chalk suspension after softening by single stage full scale Immedium filter.	10m/hr.	Good results. Runs of 1 week or more obtained.
Orkney Islands and Highland Regions of Scotland.	Removal of colour after coagulation with Fe SO ₄ by direct full scale Immedium filters.	Various 5m/hr. to 10m/hr.	Generally 90% colour removal (Hazen units) after 1 day's run.
Essex Water Co., U.K.	Roughing full scale Immedium for removal of some algae (<i>fragilana</i> , <i>oscillaria</i> and <i>asterionella</i>).	10m/hr.	Generally 50-65% removal.
Thames Valley Water Board.	Immedium on canal source of varying quality. Full scale plant.	10m/hr.	Significant reductions in turbidity after 24 hours run, or less depending on influent turbidity.

6.2.4. Upflow filters are generally cleaned by air scour followed by upflow of washwater at a high rate—typically some 40m/hr., the two phases overlapping for optimum effect. During the filtration mode the sand forms natural compression arches against the grid. The initial vigorous compressed air agitation of backwash water prevents the reforming of arches during the washing mode, thus allowing sufficient expansion of the bed for accumulated deposits to be removed from the whole depth. In view of the importance of an adequately high backwash rate, allowance should be made for the effect of water temperature on expansion effect, as described in paragraph 5.1.6. Since the filtration and backwashing modes operate in the same direction, it is convenient to use raw water for washing, although care is required to ensure that immediately following backwashing the filtrate is run to waste for long enough to ensure that water passing to the next stage of the treatment process is thoroughly filtered.

6.2.5. Brief details of some pilot and full scale applications of upflow filtration in Europe as mentioned in the various National Reports are given in Table XIV.

6.2.6. The advantages of upflow filters are illustrated by results derived from investigations on a pilot scale carried out at the Water Research Association in Britain. Comparisons were made between the performance of a 0.75m diameter upflow filter with a 0.3m diameter downward flow anthracite sand bed with 0.3m of 1.25 to 2.5mm anthracite and 0.45m of 0.5 to 1.0mm sand. Three different filter media sizes were tried in the Immedium filter, bed depth 1.5m: 0.7 to 1.4mm., 1 to 2mm and 0.7 to 2mm. The filters were run in parallel at equal rates varying between 5 and 15 m/hr. treating unstored coagulated river water.

6.2.7. Of the media investigated in the upflow filter the wider size range gave the best combination of quality and head loss. The narrower range finer material gave increased head loss with no improvement in quality and the coarser material gave reduced head loss but much earlier breakthrough from the filter. For all three media examined the upflow filter was at least equal in performance to the downflow unit and for the wide size range medium the upflow unit gave much better results in terms of filtrate quality and head loss. However, particularly under cold conditions floc breakthrough in the upflow filter had a tendency to be more sudden and less predictable than in the downflow unit.

6.2.8. Extension of the comparison to direct filtration conditions indicated that the downflow anthracite sand filter was much less able to cope in terms of head loss and filtrate quality. One of the results in this comparison is shown in Figures 17 and 18. The upflow system had more potential for accommodating suspended material than the downflow unit. However, the rapid response of single stage treatment processes to changes in raw water quality, which poses problems with regard to product quality and variation of coagulant dose, rules out upflow filters, in common with other filtration techniques, for single stage treatment processes except for the treatment of raw water of constant quality characteristics.

6.2.9. Design and operational problems make it unlikely that upflow filtration will find wide application as an alternative to rapid gravity terminal filtration. However, it has considerable potential as the first stage in a two-stage process for the production of potable water and has already found wide application in the

tertiary treatment of sewage effluents. In addition up flow filtration may have potential in the direct filtration of

stored water with relatively constant quality characteristics.

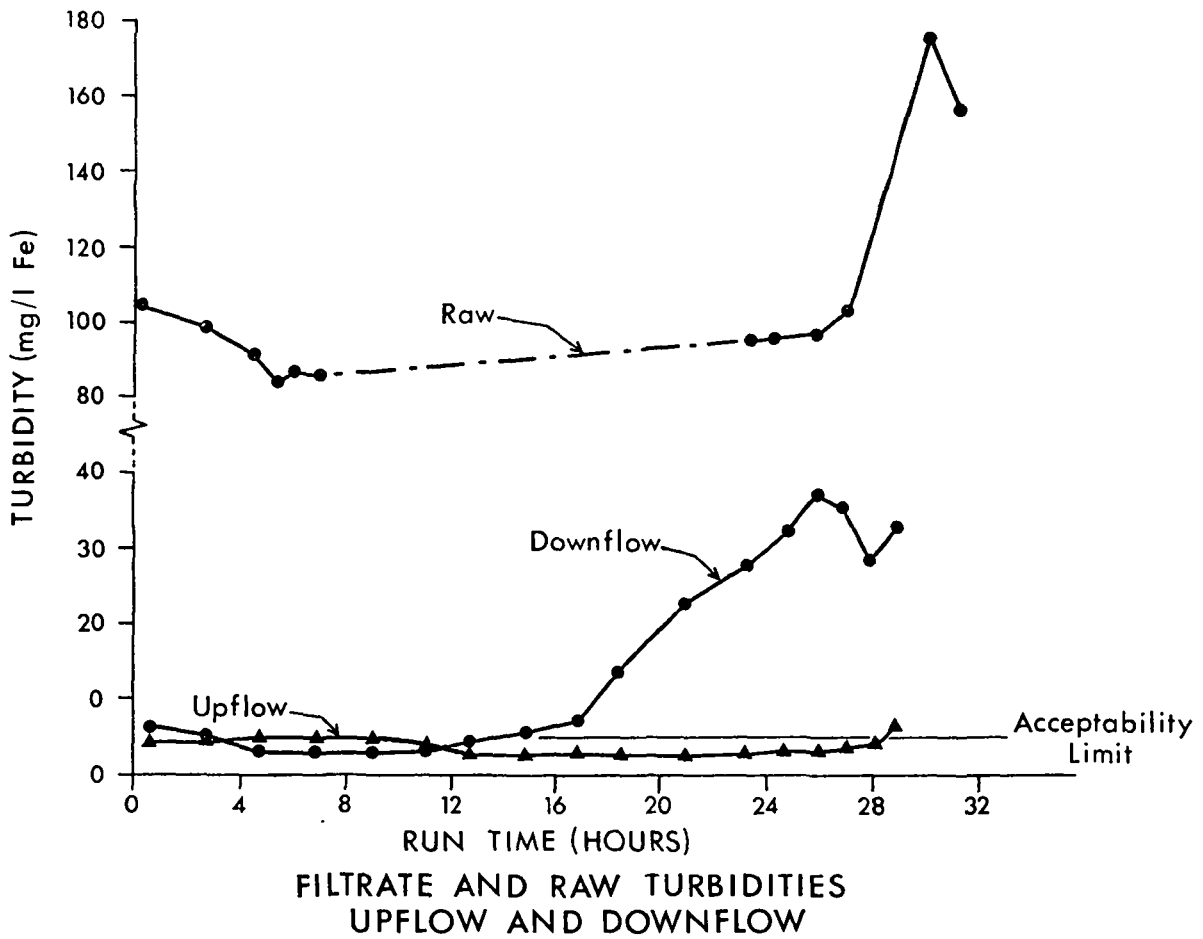


Fig 17

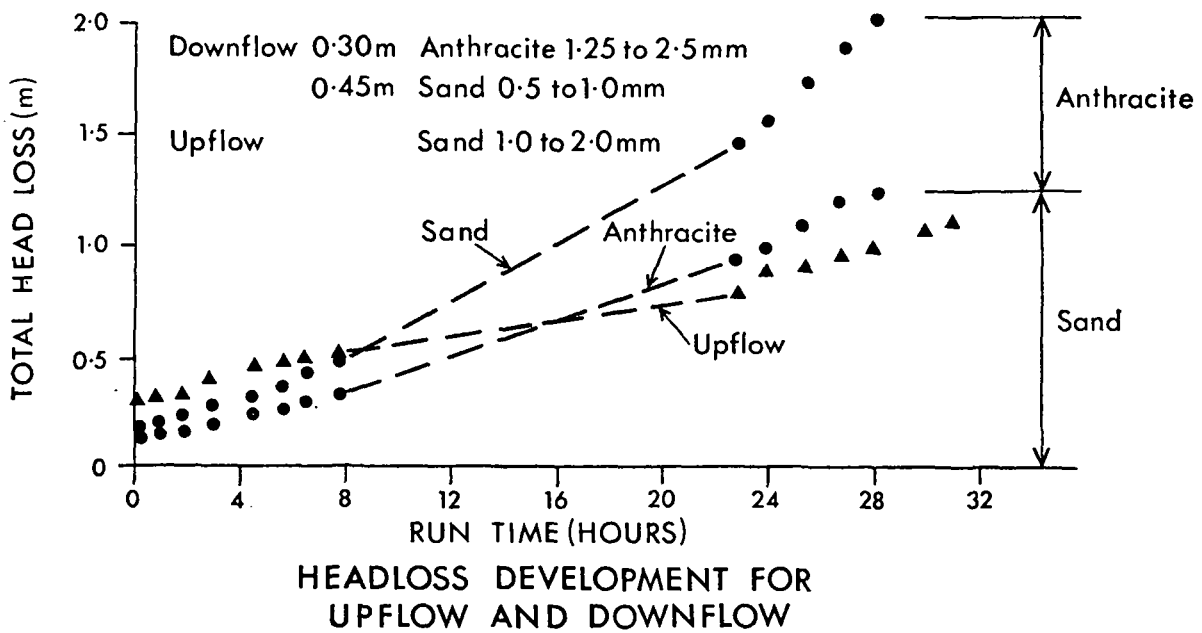
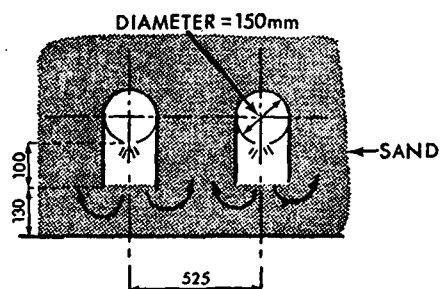


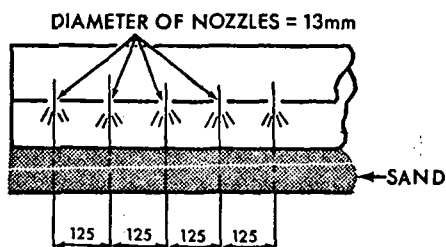
Fig 18

6.2.10. As stated in 5.1.4, advantages have been claimed for a shallow surface washing system which is in use in the U.S.S.R. The advantage of this system in upflow filtration is that a constant size grading is assured. Air-water washing is carried out in three stages. During the first stage air only is supplied to the media at a rate of 54-72 m/hr. The scouring of the media with air bubbles has the effect of levelling the hydraulic resistance over the area of the installation ensuring the uniformity of further washing. At the second stage water is supplied in addition to air, at a rate of 9-11 m/hr. The combined action of air and water removes the bulk of impurities from the media. At the third stage air is shut off, because air washing of non-expanding media may result in sand shrinkage and the presence of trapped air in the pores. The rate of washwater supply is increased to 18-25 m/hr. Systems of perforated polyethylene tubes may be used for the distribution of air and water over the area of the installation. These tubes possess sufficient mechanical strength simply mounted and are not subject to corrosion or clogging. In developing gravelless distribution systems for upflow filtration a drainage construction of the type shown in Figure 19 is used. In upflow filtration both in the filtration and filter washing, the water is delivered through the distribution system and no reverse flow takes place within the system. The orifices of the distribution system are protected against penetration of media material by longitudinal plates. The high effectiveness and reliability of the systems have been proved by their operation over many years.



CROSS SECTION

All measurements in millimetres



LONGITUDINAL SECTION

A PERFECTED GRAVELLESS DISTRIBUTION SYSTEM FOR UPFLOW FILTRATION

Fig 19

6.3. Biflow Filters

6.3.1. The upflow filter described in the previous section is not subject to bed expansion during the filtration phase because of the effect of the fixed grid just under the surface. Washing may be achieved only by vigorous air scour followed by a very high backwash rate, both of which lead to high capital and running costs in respect of backwashing. Another disadvantage associated with the retaining grid is the tendency for the sand to rearrange itself unevenly into compression arches, a situation leading to uncertain water quality due to local solids breakthrough.

6.3.2. The Biflow filter (see Figure 20) has no retaining grid to hinder bed expansion as in the case of the Upflow filter; the necessary vertical constraint at the top of the bed is provided by the utilization of the upper layers of the bed as a downflow filter; the combined flow is collected in a drainage system embedded in the media at the base of the downflow regime.

The lower regime behaves as an upflow filter while the upper regime operates as a conventional downflow rapid gravity filter. Backwashing is effected by the passage of washwater through the upflow inlet, or through separate nozzles as in a conventional rapid gravity filter. The media in the upflow regime of the filter regrades itself beneficially during backwashing; whilst that in the downflow regime performs detrimentally in this respect. For this reason as much of the flow is passed through the upflow regime as is consistent with a level of bed expansion acceptable for efficient filtration. It is important that the upflow medium is carefully graded to ensure that premature bed lifting does not arise due to localized clogging. The normal practice is to have two or more layers in the upflow regime, graded coarse to fine in the direction of flow. The top layer of the upflow regime is continued into the downflow section so that mixing problems do not arise during backwashing.

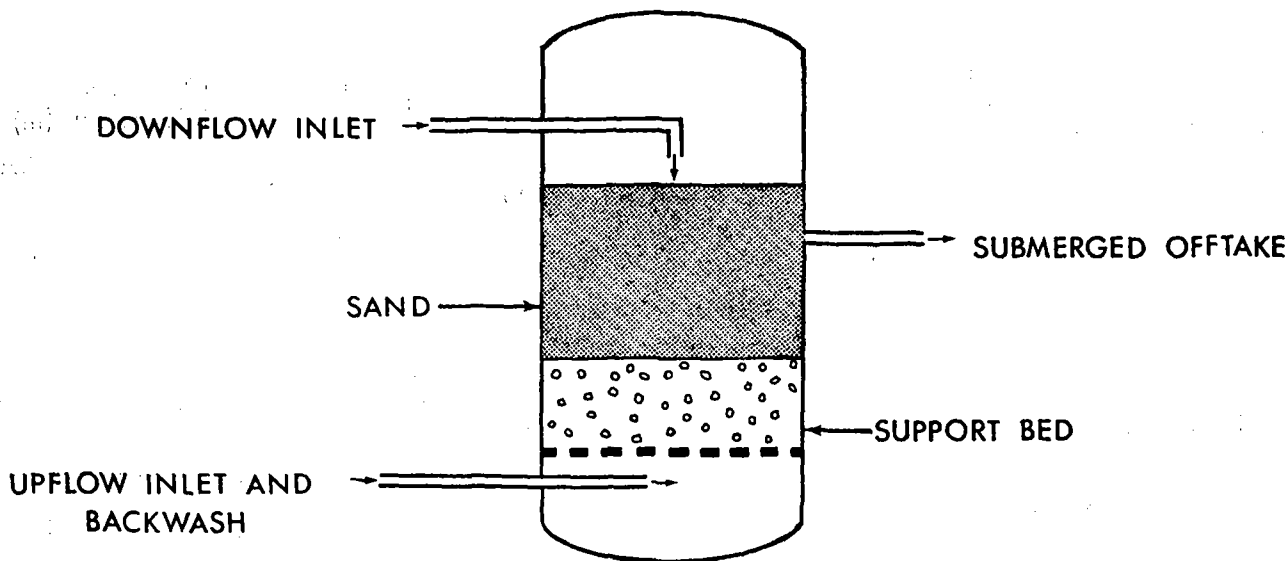
6.3.3. Biflow filters are in extensive use in the U.S.S.R. and are reported to be producing about 900 Ml/d of drinking water. Some important parameters given by the U.S.S.R. National Reporter are as follows:

Min. grain size	Max. grain size	Effective grain size	Throughput
0.5mm	1.5mm	0.9mm	12-15m/hr
Bed thickness			
1.45-1.65m			

upflow: downflow depth ratio approximately 3:1

No information has been supplied on any pilot or full scale biflow plant elsewhere, except in Germany where biflow filters have found limited application in the treatment of process waters. It is claimed that using the biflow filter it is possible to run at rates which give a 15 to 30% saving in capital cost, and that the coagulant dose be reduced compared with a conventional filter.

6.3.4. In the U.S.S.R. tests aimed at increasing the feasible flow rate in biflow filters by replacing the top part of the downflow layer with anthracite have been successfully carried out and such filters have been applied in practice. It has been found possible to achieve acceptable quality standards with filtration rate increased to 15-18 m/hr. In such installations, the downward force resisting fluidization is reduced because firstly the anthracite is lighter than the sand it replaced, and secondly the downward drag is less. It is therefore both possible and necessary to increase the filtration rate in the downflow regime, but the overall increased throughput is small since the upflow regime makes the larger contribution.



PRINCIPLE OF OPERATION BIFLOW FILTER.

Fig 20

6.4. Radial Flow Filtration

6.4.1. The significant factor unique to radial flow filtration is that it produces a velocity of flow through the filtration media which diminishes as the distance from the central inlet increases. The progressive reduction in flow velocity encourages greater penetration of suspended solids into the filter with a correspondingly improved pattern of head loss development compared to a constant area filter. However, there is no guarantee that this geometric implication will ensure an ideal solids distribution.

6.4.2. Radial flow units are at present of limited application. In Britain there are pilot and small scale experimental units at several universities. Three full scale radial flow units are in use by the Metropolitan Water Board, London for the purpose of removing inorganic turbidity from water derived from a chalk well. These units treat a total flow of 4.5 Ml/d and incorporate a continuous sand washing and recycling process which avoids interruptions in the filtration output. Raw water is fed in at point A (figure 21) and enters the distribution column B from which it is directed by circular louvres in a horizontal direction through the sand bed. The filtered water is collected in perforated pipes C, located on the inner side of the filter shell, and is discharged via ducts D and E. The mixture of sand and impurities is drawn continuously from the bottom of the filter by pipe F and is raised by either air lift or water injection to the top section G. Here the sand sinks into the filter for re-use, whilst the impurities are bled off at a controlled rate. The water bled off amounts to some 2 to 3 per cent. of the raw water fed to the filter. In the installation mentioned above turbidity is reduced, on average, by approximately 50% from an average level of about 1.2 p.p.m. The use of conventional methods of backwashing is impracticable in radial flow filtration.

6.4.3. Results are available from the experimental radial flow installation at University College London and the principal conclusions are summarized below.

- (1) The curves relating filter head loss to logarithm of distance from inlet for various times, shown in Figure 22, clearly show that most of the solids retention and therefore head loss

occurs near the inlet. Ideally for optimum efficiency, the $H: \text{Log}_e(r)$ relationship should be linear throughout the filter run. This linearity condition could theoretically be met by making the bed progressively deeper in the radially outward direction.

- (2) Standardised comparisons between conventional and radial flow filters were quoted by Professor Ives at the 1969 Congress and are reproduced in Table XV.

TABLE XV

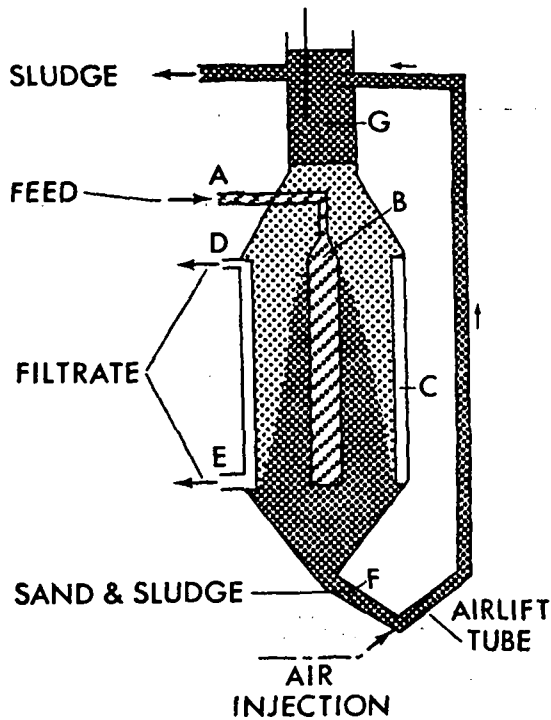
Standardised Comparison Between Radial Flow and Conventional Filters

Type of filtration	Thickness (m)	Face velocity (m/hr.)	Average C/Co	Headloss after 4 hr.(m)	Total filtrate after 4 hours (Bed volume)
Deep filter	0.7	3.7	0.35	0.13	21
Radial	0.1	3.7	0.15	0.75	132
Radial	0.14	3.7	0.05	1.5	95

C is the average filtrate concentration of suspended solids after 4 hours and C_0 is the inlet concentration of suspended solids. The basis of comparison is the number of bed volumes filtered to a given head loss to provide a certain standard of filtrate.

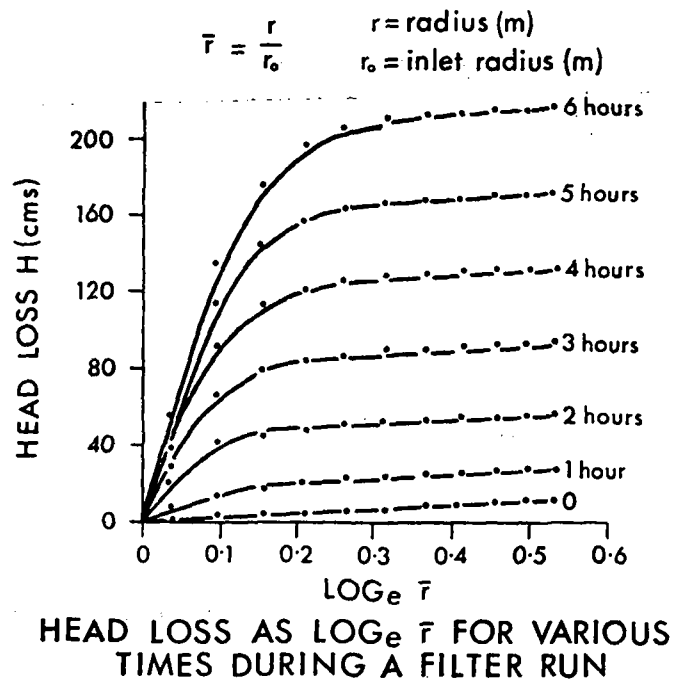
7. Conclusion

7.1. Filtration has been an established practice in the treatment of water for public supply since the early nineteenth century, and remains an essential part of the treatment process at works where disinfection alone is insufficient to ensure acceptable quality. The vital importance of all aspects of filtrate quality as indicated by physical, chemical, biological, bacteriological and virological parameters cannot be over emphasised. A reliable first quality product is essential for drinking water purposes and, although sound practice involves rounding off the treatment process by some form of disinfection, this does not relieve the water engineer and scientist of the obligation to ensure a filtrate of the highest quality.



TYPICAL COMMERCIAL RADIAL FLOW FILTER

Fig 21



HEAD LOSS AS $\text{LOG}_e \bar{r}$ FOR VARIOUS TIMES DURING A FILTER RUN

Fig 22

7.2. Modern requirements for high product quality and a filtration rate matching the ever increasing demand for water have given rise to the various advances in filtration techniques enumerated in this report. Some of these developments have been directed specifically towards the development of conventional techniques, the most important example of which is the uprating of rapid gravity sand filters using an anthracite layer; others involve new modes of filtration such as upflow, biflow and radial flow. Generally, developments of conventional methods concern the optimum choice of filter media and flow rate, new methods are concerned with fundamental alterations to the flow pattern within the bed. Important developments have also been made in washing methods which also contribute to improvement of filtration efficiency. The various new techniques may be expected to function in accordance with theoretical expectations; however design details for each specific application are best obtained experimentally.

7.3. It is evident from this report that, whilst overall filtration practice in the countries covered by the National Reports has developed and is developing along broadly similar lines, there is wide variation of detail

even within individual countries. This is to a large extent consequent upon the wide variation of raw water characteristics. Experience has indicated the importance of choosing the method of treatment in the light of the characteristics of the source and its seasonal variability. The use of laboratory and pilot plant investigations has provided vital information in many differing situations and is commended particularly in the treatment of new sources and in the development of new techniques for the treatment of existing sources. In the case of sources subject to large seasonal variation in quality it may be necessary to continue investigations for a period of several years.

7.4. The object of this report has been to stimulate thought and discussion which it is hoped will lead to wider consideration and application of the various developments and new techniques mentioned. Further theoretical and practical advances continue to evolve. It is to be hoped that, in the discussions at the Congress, delegates will draw attention to any further recent advances in methods of filtration which have not been referred to, or adequately covered, in this general report and will furnish details of such developments.

Appendix

Acknowledgements

The following water undertakings and research organisations in the U.K. have provided a great deal of the data and information included in the British National Report and in this General Report, and their assistance is acknowledged with thanks.

Ardleigh Reservoir Committee
Belfast City and District Water Commissioners
Bristol Water Works Co.
City of Birmingham Water Dept.
City of Cardiff Water Dept.
City of Liverpool Water Division
City of Nottingham Water Dept.
Colchester and District Water Board
East Cornwall Water Board
East of Scotland Water Board
Fylde Water Board
Lee Valley Water Co.
Leicester Water Department
Lower Clyde Water Board

Manchester Corporation Water Works
Medway Water Board
Metropolitan Water Board
Newcastle and Gateshead Water Co.
North Derbyshire Water Board
Oxford and District Water Board
River Dove Water Board
South Staffordshire Water Works
South West Worcester Water Board
University College London
Water Pollution Research Laboratory
Water Research Association
West Glamorgan Water Board
West Hampshire Water Co.

In the preparation of this Report, consideration, help and assistance on both scientific and technical matters have been afforded to the General Reporter by colleagues in the Metropolitan Water Division of the Thames Water Authority (formerly the Metropolitan Water Board) and in particular by Mr. I. H. Bensted and the staff of the Planning Section whose assistance has been invaluable. The General Reporter would like to express his sincere thanks to all concerned.

References

During the preparation of this General Report reference has been made to the following books and publications:

- Barrett A. D. and Alpe G. —U.K. Developments in Upflow Filtration. Fifth Federal Convention of the Australian Water and Wastewater Association, May, 1972.
- Barry J., Schwartz J., and Bong T. —Journal American Water Works Association Volume 85 No. 5 May, 1973.
- Boby W. M. T. and Alpe G. —Practical Experiences using Upward Flow Filtration. Proceedings of The Society for Water Treatment and Examination, Volume 16 Part 3 1967.
- Croce-Spinnell M. —Nouveantes En Matière de Filtration. Extrait de la Tribune du Cebedeau No. 326—1971 3 Boulevard Frère Orban, Liège Belgique.
- English E. —Water Treatment Problems At Lough Neagh. Journal Institution Water Engineers. June 1972. 26 Number 4.
- Fox and Priest —Trials With Upflow Filtration. Proceedings Society Water Treatment and Examination. 1972, vol. 21, part 4.
- Holden W. S. (Editor) —Water Treatment and Examination. 1970.
- Houghton G. U. —Slow Sand Filtration and Biological Processes. Proceedings Society Water Treatment and Examination. Symposium. University of Reading. January 5th to 7th 1970.
- Huisman L. —Trends In The Design, Construction And Operation of Filtration Plant. International Water Supply Association (I.W.S.A.) 8th Congress 1969 1, L 5.
- Institute for Hydraulic Planning (Viziterv, Hungary) —Advanced Planning.
- Ives K. J. —Theory of Filtration. I.W.S.A. 8th Congress 1969 1, K 3.
- Ives K. J. —Filtration: Significance of Theory. Journal Institution of Water Engineers. 1971 25 Chapter 1.
- Ives K. J. and Homer R. W. —Radial Filtration. Proceedings Institution Civil Engineers 1973, March 55, 229 — 249.
- Ives K. J. and Gregory —Basic Concepts of Filtration. Proceedings Society Water Treatment and Examination Volume 16 1967 part 3.
- Jeffrey J. —Filtration: Operational Experience. Journal Institution of Water Engineers. 1971 25 Chapter 4.
- Miller D. G. —Filtration: Experimental Evidence. Journal Institution of Water Engineers. 1971 25 Chapter 2.
- Miller D. G. —Rapid Filtration Following Coagulation Including The Use of Multi-Layer Beds. Proceedings Society Water Treatment and Examination Vol. 16 1967.
- Pugh N. J. —The Treatment of Doubtful Waters for Public Supplies. Journal Institution Water Engineers 1949 Vol. III page 123.
- Ridley J. E. —Experience In Use of Slow Sand Filtration Double Sand Filtration and Microstraining. Proceedings Society Water Treatment and Examination. Vol. 16. 1967 part 3.
- Van Haaren F. W. J. —Problems in preparing potable water from the River Rhine. Symposium—Sewage Effluent as a Water Resource. Institution of Public Health Engineers, London 1973.
- Wang L., and Pallo P. E. —Continuous Pilot—Plant Study of Recycling of Filter Backwash Water.
- Water Research Association. (Medmenham, Britain) —Anthracite Sand Filtration. A Working Conference. 3rd-5th January, 1972. University of Reading. Discussion on Above.
- Windle Taylor E. —44th and (forthcoming) 45th Report on the Results of the Bacteriological, Chemical and Biological Examination of the London Waters for the years 1969-70 and 1971-74.

Progrès récents dans les méthodes de filtration

Résumé

par W. J. F. Ray

Rapporteur Général

1. Préface

1.1. Le présent rapport général a été écrit d'après les renseignements et analyses fournis par les rapporteurs nationaux des pays suivants:

Belgique	M. A. W. ACHTEN
Finlande	M. R. PIIPPO
France	M. Y. RICHARD
Allemagne	Dr. EBERHARDT
Grande-Bretagne	M. W. J. F. RAY
Hollande	M. A. de LATHOUDER
Japon	M. S. OKAZAKI
Afrique du Sud	M. R. M. BUTLER
Espagne	M. J. R. SANCHEZ de la NIETA
Suède	M. Tore BURTUS
U.S.A.	M. Richard HAZEN
	M. E. A. BRYANT
U.R.S.S.	M. V. I. FILIPPOV

1.2. En outre le rapporteur général, M. W. J. F. RAY, également rapporteur national pour la Grande-Bretagne, rend hommage à l'aide précieuse qu'il a reçue d'un grand nombre de services d'eau, organisations de recherche et particuliers qui ont apporté leur expérience pour la rédaction du rapport britannique puis, quelquefois en détail, du rapport général. Remerciements et références sont donnés dans le rapport principal.

2. Introduction

2.1 Application de la filtration à l'alimentation en eau potable

Le traitement de l'eau brute pour fournir une saine au public exige généralement l'emploi de techniques de filtration d'une espèce ou d'une autre. Peu d'eaux de surface peuvent de nos jours répondre sans filtration aux normes de turbidité.

La définition d'une qualité acceptable de l'eau pour la distribution publique est une tâche très complexe. On peut distinguer quatre aspects de la qualité de l'eau: chimique, biologique, bactériologique et virologique. En outre, physiquement, l'eau doit être esthétiquement acceptable.

Par exemple en Grande-Bretagne, les services d'eau sont tenus par la loi de produire une eau saine. Il n'y a pas de normes imposées pour chacune des substances chimiques dans l'eau potable, et l'usage est d'accepter les normes européennes pour l'eau potable de l'Organisation Mondiale de la Santé. D'autres normes, parfois très détaillées, sont utilisées ailleurs.

La filtration intéresse tous les aspects de la qualité de l'eau mentionnés ci-dessus mais, comme dernière ligne de défense, on recourt presque toujours à la désinfection pour assurer l'enlèvement à 100% des bactéries et virus.

Le rendement opérationnel d'un filtre dépend d'un grand nombre de facteurs indépendants, dont beaucoup sont cités. Il est commode de diviser les méthodes de filtration en trois catégories basées sur le service que le filtre est appelé à rendre: dégrossissage, finition ou filtration directe.

3. Techniques classiques

3.1 Généralités

Grâce à un résumé des méthodes et techniques qui peuvent actuellement être considérées comme classiques, les données relatives à l'utilisation actuelle de la filtration en Grande-Bretagne sont présentées dans le tableau I du rapport. Le tableau donne des indications sur l'évolution historique de la filtration et en certains cas sur les développements prévisibles.

Les techniques classiques de dégrossissage comprennent le microtamisage, les filtres rapides gravitaires à sable et les filtres à sable non submergés. On utilise des filtres rapides gravitaires et des filtres lents pour la finition, tandis que la plupart des filtres directs sont du type rapide gravitaire ou sous pression.

Les microtamis retiennent le plancton microscopique et autres corps en suspension par passage de l'eau à travers une toile métallique fine supportée par un tambour tournant. Ils n'amènent pas de réduction de couleur, de turbidité colloïdale ni d'ammoniaque.

Les filtres rapides gravitaires sont couramment utilisés à l'étape dégrossissage de la filtration. Le procédé typique comprend un passage à travers des filtres à sable ouverts gravitaires à 6-8 m/h, mais on peut aussi utiliser des filtres fermés. On obtient une légère amélioration bactériologique en même temps qu'une réduction de la matière en suspension, une petite réduction de la couleur et une certaine oxydation, comprenant l'enlèvement presque complet des niveaux normaux d'ammoniaque.

La filtration non submergée est appliquée comme dégrossissage aux eaux de qualité douteuse, spécialement celles contenant de grandes quantités d'ammoniaque et de phénol. L'eau à filtrer est pulvérisée sur un lit de sable assez grossier et la turbulence à l'intérieur des pores permet l'absorption d'oxygène en vue de l'oxydation. Les produits d'oxydation insolubles des sels ferreux et manganéux sont retenus par ces filtres non submergés.

Le passage dans des filtres dégrossisseurs est généralement suivi par une filtration lente sur sable. Cette filtration est essentiellement un processus biologique qui donne un filtrat débarassé de presque tout l'ammoniaque. La pratique usuelle est de faire passer l'eau dans des filtres de sable à granulométrie graduée à des vitesses atteignant 0,25 m/h.

Les filtres rapides gravitaires ou sous pression sont généralement précédés d'une coagulation chimique et d'une décantation. Les vitesses traditionnelles sont de 5 m/h, mais il y a une tendance à augmenter ces vitesses en utilisant des milieux plus fins et des lits plus épais.

Les eaux de qualité exceptionnellement mauvaise peuvent exiger une combinaison de techniques pour assurer un effluent de qualité constante. Le rapport donne un exemple relatif au traitement pour Amsterdam d'une eau de rivière. En contraste, la filtration comme procédé de traitement unique est rare et réservée, même avec l'aide de coagulants, aux cas où l'eau à traiter est de qualité constante.

3.2. Méthodes classiques de contrôle

Les procédés classiques de contrôle ont habituellement été conçus pour maintenir un débit constant de filtration par emploi de techniques de régulation de l'effluent basée sur des senseurs et des vannes de régulation. Il est nécessaire de contrôler également l'arrivée de l'eau, si elle n'est pas compensée par le débit de l'effluent. La filtration à vitesse décroissante cherche à compenser ces désavantages. Deux autres méthodes de régulation de l'effluent utilisées en pratique sont le contrôle du niveau constant, qui est semblable à la régulation à débit constant, mais qui implique le maintien du niveau de l'eau au-dessus du filtre dans des limites prescrites, et la variation de la vitesse de pompage de l'effluent en fonction de la demande. Les méthodes de contrôle de l'arrivée d'eau évitent les problèmes de coup de bélier et de pression négative rencontrés avec la régulation de l'effluent. Le principal inconvénient de ces méthodes, qui est surmonté par la régulation de l'arrivée de l'eau à débit décroissant, est la variation considérable de la charge audessus du filtre, ce qui implique des dépenses de premier établissement élevées pour la construction des bassins.

3.3 Méthodes de nettoyage classiques

On nettoie les microtamis par des jets continus dirigés vers l'intérieur du tamis. L'eau de lavage représente 1 à 3% du débit traité. Une injection intermittente d'acide chlorhydrique enlève les dépôts calcaires et les algues qui colmatent les mailles sont périodiquement tuées par des algicides ou par irradiation ultraviolette. Les filtres lents sont nettoyés par enlèvement périodique des 12 à 15 mm de la couche supérieure du sable pour lavage. Les filtres rapides gravitaires sont nettoyés sur place par application convenable de contrecourant d'eau et d'agitation à l'air. Les vitesses varient entre 24 et 60 m/h et 15 et 60 m/h pour l'air et l'eau respectivement.

Les fonds des filtres lents consistent généralement en un arrangement de tuiles poreuses ou de béton poreux en drains surmontés d'une couche de gravier gradué. Les filtres rapides gravitaires utilisaient autrefois un réseau de conduites perforées surmontées par des couches graduées de gros gravier, mais ce système est relativement onéreux. Actuellement, on utilise fréquemment des blocs perforés; dans les installations compactes, on installe généralement des buselures bravetées dans des faux fonds.

4. Développement des méthodes existantes

4.1 Généralités

Les nouvelles stations de traitement réalisées récemment ont tendance à être du type chimique, bien qu'en Europe la filtration lente continue à jouer un rôle

important dans un certain nombre de grands services d'eau. L'accent mis sur les progrès de la coagulation chimique comme premier stade du traitement peut en une certaine mesure avoir détourné l'attention des nouvelles méthodes de filtration. Mais le développement des lits à couches doubles ou multiples a reçu une grande attention dans tous les pays représentés par des rapports nationaux.

4.2 Filtres dégrossisseurs

Il y a eu récemment peu de progrès dans les préfiltres, sauf pour surmonter les difficultés pratiques qui surviennent en filtration lente quand la ressource contient des teneurs excessives en matières en suspension, particulièrement d'algues. Le développement de la lutte contre l'eutrophisation a rendu l'installation d'un préfiltre essentielle pour une optimisation visant à atteindre le meilleur avantage économique et opérationnel des deux étapes.

Diverses recherches ont été conduites sur le rendement relatif des filtres à sable rapides gravitaires et des microtamis. On peut dire que généralement ils ont un rendement comparable, le choix de la méthode reposant sur le type d'eau à purifier. Les deux méthodes enlèvent jusqu'à 90% des algues en certaines conditions, mais il est généralement indiqué que les microtamis sont moins efficaces pour enlever certains organismes filamenteux. Par exemple, le Lough Neagh (Irlande du Nord) contient généralement en été des algues filamenteuses d'environ 2 μ qui constituent habituellement le principal problème pour le traitement.

Les filtres lents enlèvent efficacement l'azote ammoniacal aux teneurs normales et, pour certaines eaux brutes, ils réduisent donc à la fois les charges en oxydation et en algues sur les filtres secondaires. Mais le coût de premier établissement et les frais d'exploitation des microtamis sont inférieurs à ceux des filtres gravitaires. L'expérience acquise à une station britannique traitant de l'eau d'un réservoir de plaine et utilisant coagulation chimique, décantation et filtration sur anthracite et sable a montré que des quantités notables de plancton pénètrent dans la double couche. Des essais sont en cours pour étudier la possibilité d'utiliser des microtamis fins (10-15 microns) pour réduire la charge en plancton sur les filtres rapides.

4.3 Filtration lente sur sable

La filtration lente est considérée comme largement démodée aux Etats-Unis, mais continue d'être utilisée en Grande-Bretagne pour le traitement des eaux difficiles, probablement pour 30% de toutes les eaux de surface.

Le nettoyage des filtres lents ouverts pendant les périodes de gel prolongées présente des problèmes formidables et peut conduire à les couvrir dans les climats froids. En-dehors de son importance pour l'enlèvement des bactéries, on peut dire en faveur de la filtration lente que les problèmes non négligeables que pose l'élimination des boues volumineuses produites par les méthodes chimiques sont évités, et que pour le traitement de certaines eaux, particulièrement les eaux de rivières pompées dans des réservoirs sujets à eutrophisation, elle s'est montrée très satisfaisante à la fois du point de vue économique et qualitatif. Les divers avantages des réservoirs latéraux pour les alimentations prises dans les rivières de plaine amènent à en construire quelle que soit la méthode de traitement, de sorte que les

stations de traitement reçoivent fréquemment de l'eau de réservoir de faible turbidité assurée. L'attention s'est donc portée sur les méthodes pour surmonter les désavantages de la filtration lente.

En ce qui concerne l'économie de terrain, deux approches sont possibles. D'abord, une étude soignée du plan de la station peut amener des économies substantielles. Une station de traitement récemment construite à Londres est située sur un terrain limité à 26 ha et a un débit de 500 000 m³/j à la vitesse de filtration de 0,2 m/h. Cette station comprend des filtres rapides primaires. Ensuite on économise le terrain en augmentant la vitesse de filtration. Depuis 1971, une étude fondamentale de la filtration lente est en cours au Metropolitan Water Board à Londres pour déterminer si l'on peut augmenter les vitesses de filtration sans détérioration de la qualité du filtrat. On a atteint jusqu'à 0,6 m/h sur des filtres expérimentaux et à la suite des résultats encourageants obtenus, on a exploité à grande échelle les filtres lents jusqu'à 0,5 m/h. Les résultats montrent que jusqu'à 0,5 m/h il n'y a pas détérioration des qualités physiques, chimiques, bactériologiques ou biologiques du filtrat des filtres lents utilisés avec un prétraitement par filtres rapides gravitaires traitant de l'eau de rivière de plaine en réservoirs. La filtration à vitesse élevée a long terme exige essentiellement une grande capacité de perte de charge ou une augmentation notable des possibilités de nettoyage.

Des recherches ont également été récemment effectuées et continuent sur l'enlèvement des virus par les filtres lents. Les premiers résultats indiquent que, toujours avec de l'eau de rivière en réservoirs, une filtration à 0,2 m/h sur 0,6 m de sable détruit 99,9% des virus ou plus en permanence à des températures inférieures à 20°C. La réduction de l'épaisseur du sable à 0,3 m aboutit à une destruction de 99,6%. Mais les premiers résultats montrent que la destruction n'est que de 75% si la vitesse de filtration augmente de 50%.

Les recherches concernant la taille du sable utilisé dans les filtres lents ont montré qu'elle n'était pas aussi critique qu'on le supposait quelquefois et que l'emploi, par ex., de sable ordinaire pour construction peut ne pas détériorer le rendement du filtre ou la qualité du filtrat. Des essais à petite échelle faits en comparant le rendement de filtres lents utilisant du sable de construction de taille effective 0,24 mm et du sable de tailles allant de 0,2 à 4,5 mm ont montré que ce dernier est aussi satisfaisant au moins à court terme.

Les études sur la capacité des filtres lents à biodégrader les composés organiques d'origine industrielle en sont à leurs débuts; elles ont été par simplification limitées aux phénols. Il a été démontré que quatre phénols peuvent effectivement être enlevés par filtration rapide, même à des teneurs bien supérieures à celles qu'atteindrait le filtre en situation normale, et même en utilisant des vitesses de filtration jusqu'à 0,4 m/h.

Une étude pratique récente a été réalisée sur les mérites relatifs d'un système coagulation et filtration rapide gravitaire comparé à un système essentiellement basé sur une filtration lente suivie par une réduction de couleur, en l'espèce sur l'eau du Lough Neagh déjà mentionné. Après un travail analytique et expérimental considérable, et compte-tenu de l'aspect économique des deux projets, on a choisi pour tous deux une préfiltration rapide suivie d'une filtration lente et réduction de la couleur par chloration. La filtration lente produit une eau égale, sinon légèrement supérieure, en clarté et degré d'enlèvement des algues, mais de couleur assez élevée. La teneur organique du filtrat des filtres lents tend également à être un peu supérieure car la coloration n'est que décolorée, et non enlevée. Les chiffres typiques

pour l'oxygène pris au permanganate (4h à 27°C) sont 1,7 mg/l contre 1,0. La filtration lente deviendra de plus en plus économique quand la capacité des ouvrages augmentera.

4.4 Filtration rapide terminale

L'intérêt croissant porté au développement de la filtration sur couches doubles ou multiples est centré sur l'application des doubles couches pour augmenter le débit de stations existantes. Le principe de renverser la distribution naturelle des tailles obtenue pendant le lavage normal des milieux filtrants uniques est sain puisqu'il augmente le rendement en encourageant la pénétration plus profonde dans le lit des matières en suspension. La capacité du filtre à emmagasiner la matière retenue est fortement augmentée et on obtient dans le filtre une évolution plus régulière de la perte de charge. La qualité du filtrat est maintenue grâce à la présence du milieu fin à la base.

Dans les filtres à double couche, la combinaison la plus habituelle est l'antracite sur sable quartzeux. En Belgique, Pays-Bas et Allemagne, on utilise de l'hydroantracite, produit synthétique allemand. En Russie, on a utilisé des matériaux comme la këramsite broyée ou non et des scories à la place de l'antracite et des roches fondues broyées à la place du sable quartzeux. Aux Pays-Bas on utilise aussi du magnofilt. La technique des couches multiples a fait appel au PCV et au polystyrène expansé comme milieu grossier et au grenat, corindon, magnétite et ilménite comme milieu fin.

Les épaisseurs de lit varient beaucoup. Par ex., le rapporteur national néerlandais cite des épaisseurs de 1,3 à 1,5 m, quelquefois plus de 2 m, le sable ou l'antracite pouvant dominer. L'épaisseur de chaque milieu est en général de 0,5 à 1 m, mais quelquefois le sable est plus épais, 1,5 à 2 m. En Grande-Bretagne la tendance est de remplacer par de l'antracite 30 à 60% du sable.

L'amélioration principale résultant de la double couche est la réduction de la vitesse d'accroissement de la perte de charge à une vitesse de filtration donnée. En conséquence la capacité nominale de filtration globale peut atteindre jusqu'à 100% et la vie des filtres est accrue de 1,5 à 3 fois. Alternativement, la vitesse de filtration peut être portée à 10 m/h ou exceptionnellement 15 m/h. Les bénéfices potentiels de la conversion en filtres à double couche peuvent être déduits des résultats d'une série d'essais à grande échelle sur deux ans pour le traitement d'une eau brute dont la turbidité variait de 2 à 390 mg/l avec, lorsque la turbidité était basse, des teneurs en algues exceptionnellement élevées.

Les résultats obtenus en Grande-Bretagne avec de l'antracite à 1,25—2,5 mm et du sable de 0,5 mm montrent qu'en augmentant la proportion d'antracite au delà d'un certain niveau, on n'obtient que de faibles améliorations supplémentaires de perte de charge. Les impuretés arrivant sur le sable ne diminuent pas quand la proportion d'antracite augmente encore, et il y a une tendance à favoriser le passage des matières à travers le filtre. Les expériences faites en Grande-Bretagne et en Amérique ont montré qu'en enlevant les fines de l'antracite on améliore l'évolution de la perte de charge, aux dépens de la qualité de l'effluent. On a montré en Grande-Bretagne que l'augmentation de la vitesse de filtration tend à favoriser la percée des matières en suspension à travers le filtre. Comme exemple d'application des techniques de filtration antracite-sable, l'expérience de la station de traitement de Watchgate de la Régie des eaux de Manchester est intéressante. Cet historique concerne l'étude d'une nouvelle station de traitement

alimentée par l'eau d'un lac. Pendant les études pilotes, on a comparé le rendement des filtres à sable et anthracite —sable. Les principales conclusions de ce travail sont données au tableau IX et fig. 6 et 7 du rapport.

En Suède, à Gorvaln, une station d'essai avec deux colonnes filtrantes à sable uniquement et deux à sable et anthracite a été construite pour étudier les résultats donnés par diverses tailles de grains de sable et par diverses épaisseurs d'anthracite (taille de grains 1,6 à 2,5 mm). Le filtre optimal consiste en sable de taille effective 1,0 mm sur 1,2 m d'épaisseur, surmonté de 0,3 m d'anthracite. La vitesse de filtration lors des essais était de 8 m/h donnant des vies de filtres de 80–110 h. Un certain nombre de filtres existants furent convertis en filtres à double couche en mettant 0,3 m d'anthracite sur les filtres existants de 1,2 m d'épaisseur. A la vitesse de 5 m/h, la vie du filtre a été portée de 30 à environ 72h.

En Finlande, pour le traitement de l'eau d'assez mauvaise qualité de la Kokemaenjoki, on a pourvu les décanteurs de modules en tubes inclinés, et on a remplacé les filtres à sable par des multicouches. La vitesse de filtration a pu passer de 5 à 11 m/h avec plutôt une légère amélioration de la qualité du filtrat. La vie des filtres entre deux lavages est maintenant en moyenne de 48 h. A Valkeakoski où l'on traite de l'eau de bonne qualité du lac Mallavesi, une amélioration semblable a été réalisée et la vitesse de filtration portée à 10 m/h.

En général, la taille de l'anthracite utilisée est influencée par sa disponibilité. Les tailles typiques utilisées dans chaque pays sont données dans le rapport. Les Allemands préfèrent des grains de 2 à 3 mm d'hydroanthracite ou de matériau filtrant. La taille relative du sable et de l'anthracite exige entre eux une similarité des propriétés de fluidisation. Les essais sur modèle effectués en Afrique du Sud indiquent que le type de coagulant et/ou d'adjuvant de coagulation utilisé pour le prétraitement de l'eau brute a une influence importante sur le choix des tailles effectives des milieux. Les essais ont aussi montré que le choix de la taille des grains dépend également de la dose de réactif employée et de la vitesse de filtration.

4.5 Filtration rapide gravitaire directe

Les lits multiples et l'expérience acquise avec les polyélectrolytes permettent d'intégrer en une seule opération coagulation, floculation et filtration, surtout pour le traitement d'eaux à faible charge en algues et en matières en suspension. Le mélange nécessaire et les contacts entre particules peuvent prendre place à l'intérieur des couches grossières. L'effet final de l'addition de polyélectrolyte avant filtration est d'augmenter la rétention des impuretés et de diminuer leur pénétration dans le lit, ce qui mène à un taux plus élevé de développement de la perte de charge et à une amélioration de la qualité du filtrat. Le rapporteur national américain fait ressortir que les polymères largement utilisés en traitement de l'eau n'auraient que peu de succès sans les lits à couches multiples, car le fort floc formé colmaterait rapidement le sommet des filtres à lit uniforme.

En Suède on a fait des études pour la production d'eau potable sur des filtres directs à triple couche, sable, anthracite et PCV originalement destinés au traitement d'eaux usées, qui exigent une forte capacité de rétention. La vitesse de filtration recommandée est de 5 à 6 m/h, à laquelle la vie du filtre doit être de 24–30 h pour une dose normale de réactifs. Un autre dispositif employé pour la filtration directe est le filtre à triple couche américain Micro Floc qui comprend de bas en haut 0,2m de grenat ou d'ilménite de taille de grain inférieure à 0,4mm, 0,25m de sable, taille 0,6 à 0,8mm, et 0,5m d'anthracite, taille 1 à 2mm.

Le rapporteur national belge décrit une série d'expériences à petite échelle portant sur la filtration directe à l'aide de divers dispositifs de filtres à deux ou trois couches traitant de l'eau de canal décantée dérivée de la Meuse. L'eau brute décante dans des bassins pendant 14 jours, d'ou réduction des matières en suspension de 20 à 10 mg/l. Le résultat de ces essais est donné dans le rapport.

Les avantages de l'emploi de la filtration à deux couches avec addition de polyélectrolyte sont bien illustrés par le travail effectué à la station filtrante de Stocks du Fylde Water Board en Grande-Bretagne. La qualité de l'eau peut changer fortement en quelques heures, les turbidités variant couramment entre 0,5 et 70m g/l Si O₂ avec une moyenne de 9. Le traitement classique comprenait l'emploi de sulfate d'alumine avant filtration à 6 m/h sur sable de 0,52mm de taille effective. Les essais pilotes et à échelle industrielle effectués sur plusieurs arrangements possibles ont montré que l'optimum est atteint en utilisant un polyélectrolyte comme adjuvant de filtration, une vitesse de 9 m/h et des filtres à 2 couches formés de 0,3m d'anthracite (taille 1,25mm) surmontant 0,45 de sable de 0,52mm de taille effective. A échelle industrielle, la dose de sulfate d'alumine est de 20 mg/l et le polyélectrolyte à l'amidon, 0,7 mg/l, est ajouté juste avant la filtration.

4.6 Filtration à vitesse décroissante

Dans la filtration à vitesse décroissante, la résistance du filtre est très grande comparée à celle de la conduite d'alimentation, surtout à la fin d'une période de fonctionnement; elle est principalement responsable de la diminution du débit. De tels filtres sont exploités en batteries de plusieurs unités, chacune à un stade de colmatage différent, et sont lavés an rotation à des intervalles de temps prescrits. Les principaux avantages réclamés pour ce système sont:

- 1)—l'amélioration de qualité vers la fin de la vie d'un filtre;
- 2)—la prolongation de vie des filtres;
- 3)—il n'y a pas besoin de contrôler le débit et généralement l'exploitation est simple;
- 4)—il suffit de filtres moins profonds.

Les filtres gravitaires à vitesse décroissante n'ont été que peu utilisés malgré ces divers avantages.

4.7 Filtration sur sable de taille uniforme

Un inconvénient des filtres à sable gravitaires classiques est la ségrégation progressive des fines vers le haut pendant le lavage. On peut résoudre le problème en utilisant du sable grossier relativement uniforme. De tels filtres sont en service en France, Afrique du Sud, Grande-Bretagne et ailleurs. L'uniformité des grains dans un filtre rapide permet une bonne pénétration des impuretés dans l'épaisseur du filtre et assure par conséquent un bon stockage et une longue vie des filtres. Il est dit que les caractéristiques du milieu filtrant donnent au filtre le même rendement qu'avec les multicouches. Pour le traitement général de l'eau, le sable a une taille effective de 0,95mm, un coefficient d'uniformité meilleur que 1,50 et une épaisseur normale de 0,85 à 1m. Le filtre est lavé à l'eau et à l'air. Cette technique permet de laver le sable à gros grains sans fluidisation du lit. Ce filtre est prévu pour travailler entre 7,5 et 30 m/h et s'utilise soit ouvert, soit sous pression.

4.8 Filtres à pulvérisation d'eau pour l'enlèvement du fer et de l'acide carbonique

On utilise en Allemagne des filtres à pulvérisation d'eau pour enlever le fer et l'acide carbonique des eaux souterraines. Dans deux systèmes typiques, l'eau passe dans des filtres sous pression avant d'être pulvérisée au-dessus de filtres gravitaires submergés qui enlèvent le fer sous forme d'hydroxyde insoluble et l'acide carbonique par saturation d'oxygène. L'emploi d'un matériau filtrant alcalin spécial amène un relèvement du pH au passage dans le filtre et favorise ainsi l'enlèvement du fer trivalent.

5. Amélioration des méthodes de nettoyage

5.1 Filtres rapides gravitaires

Un nettoyage convenable est d'une importance vitale pour tirer le maximum des filtres rapides gravitaires, spécialement s'ils sont à double couche. Les deux exigences sont un nettoyage effectif du lit, qui implique l'enlèvement des dépôts d'une profondeur plus grande qu'avec la couche unique, et le maintien d'une ségrégation suffisante des couches. La discontinuité à l'interface entre les couches peut y provoquer des dépôts excessifs et par conséquent le colmatage de l'interface, mais un certain mélange peut améliorer le processus de filtration.

L'importance du mélange qui se produit entre les couches dépend de divers facteurs comprenant le quotient des densités et tailles de grains des couches, la méthode et la vitesse de lavage employées, la graduation de l'antracite et du sable et la différence de forme des grains des deux matériaux. Les recherches faites aux Pays-Bas ont montré qu'il n'y a pas de mélange si le quotient du diamètre des grains d'antracite les plus gros à celui du plus petit des grains de sable est inférieur à 3, un peu de mélange entre 3 et 4 et plus si le rapport est supérieur à 4. Une autre façon de choisir la graduation relative du sable et de l'antracite est d'assurer la similarité des propriétés de fluidisation entre les deux matériaux.

On connaît l'effet de la vitesse de lavage sur la ségrégation des couches d'antracite et de sable d'après des recherches faites en Grande-Bretagne en utilisant une technique d'échantillonnage par carottes; il en résulte qu'il faut des vitesses de lavage plus grandes pour les doubles couches que pour le sable seul. En outre, quand l'agitation du filtre à l'air précède le lavage, il faut une certaine vitesse ascensionnelle pour réséparer les couches mélangées pendant le passage de l'air. Mais l'agitation à l'air avant le lavage est utile en ce qu'elle réalise une rupture uniforme des surfaces des milieux et un nettoyage en profondeur. En raison de la plus grande pénétration des impuretés, l'expansion du lit nécessaire est de 10 à 20%. Le rapporteur national d'URSS cite des vitesses de 45—55 m/h pour lavage à l'eau seule, et de 50—70 m/h et 18 m/h pour lavage à l'air et à l'eau respectivement quand on les utilise ensemble. En URSS on utilise un système de lavage en surface dans lequel l'eau de lavage est dirigée horizontalement quand elle atteint la surface des milieux. D'autres rapports donnent des vitesses entre 13 et 100 m/h. Il est souvent nécessaire d'adopter un compromis lorsqu'on convertit des filtres à sable existants en filtres à double couche, comme il a été fait par ex. par le Rand Water Board en Afrique du Sud.

Des considérations d'environnement font que l'on s'intéresse de plus en plus au recyclage direct de l'eau de lavage qui jusqu'ici était renvoyée à la rivière ou décantée en lagune. Diverses expériences pilotes ont été réalisées en plusieurs pays, d'où il résulte en général que le recyclage de l'eau de lavage est faisable. Par ex. les recherches du Rand Water Board ont mené à la conclusion que l'arrivée de l'effluent prétraité et la dose de réactif ne seront pas affectées si la quantité d'eau de lavage recyclée ne dépasse pas 20% de l'eau brute.

Au Japon, une innovation est l'emploi d'ultrasons au lit en expansion pendant le lavage. On prétend qu'ils favorisent la séparation des impuretés du milieu filtrant, ce qui permet à l'eau de lavage de les entraîner plus efficacement.

5.2 Filtres lents

Beaucoup d'efforts ont été consacrés à surmonter le problème de la main-d'oeuvre pour le lavage des filtres lents. Une méthode utilise une machine formée d'une série de lances creuses qui injectent de l'eau propre, montées sur un portique mobile au-dessus du filtre, l'eau de lavage étant aspirée en surface dans un capot. Les problèmes rencontrés sont une mauvaise séparation des impuretés, l'impossibilité de nettoyer les couches profondes et l'irrégularité de la surface.

Un progrès prometteur est l'emploi d'un équipement entièrement automatique et mécanique d'enlèvement et de remise en place du sable comprenant un râcleur monté sur portique qui enlève une épaisseur prédéterminée de sable.

Une forme moins sophistiquée de mécanisation, d'un emploi maintenant très général, emploie des râcleurs montés sur un châssis de dumper. Le sable enlevé est évacué par tapis roulant. Les progrès récents consistent à employer des machines plus puissantes montées sur pneus larges, et une tête râcleuse montée hydrauliquement sur le châssis pour compenser les variations de la surface du sable.

Le coût unitaire du nettoyage des filtres lents a donc été progressivement réduit.

5.3 Contrôle du lavage

Le contrôle automatique du lavage est utilisé dans la plupart des stations de filtration rapide gravitaire. Le contrôle de la vitesse de lavage peut être basé sur le pourcentage d'expansion du lit, les différences de pression dans l'épaisseur du lit, la température ou une combinaison de ces paramètres. La mise en route du lavage est commandée par la perte de charge, le temps, ou la qualité de l'eau.

La surveillance continue de la turbidité de l'effluent est de plus en plus utilisée en raison des avantages de la double couche pour la pénétration plus profonde du floc. Dans les filtres à double couche, on peut en outre utilement surveiller la turbidité à l'interface. D'autres paramètres de qualité peuvent encore être utilisés pour la surveillance de l'effluent. Des économies d'eau de lavage peuvent être obtenues en mettant la surveillance de la turbidité en parallèle avec la mise en route par la perte de charge.

Un progrès récent est la série des filtres Monovalve, dans lesquels l'eau de lavage est conservée dans un réservoir au-dessus du compartiment du filtre, le filtrat traversant ce réservoir quand le filtre fonctionne.

6. Nouvelles techniques

6.1 Généralités

Les méthodes classiques et quelques-uns de leurs développements discutés ci-dessus possèdent des inconvénients qui ont mené à la mise au point de nouvelles méthodes de filtration en vue d'améliorer le rendement des filtres. Les exigences d'un bon rendement en exploitation sont un débit maximal, avec une qualité de filtrat acceptable, et aussi peu que possible d'interruptions pour lavage ou nettoyage. Les filtres classiques à courant descendant des divers types utilisant un milieu uniforme sont sujets à un auto-colmatage progressif aggravé par l'accumulation des fines après chaque lavage. Les quelques centimètres de la couche supérieure d'un filtre sont donc responsables de la plus grande partie de la perte de charge développée, qui devient vite excessive. Ni la perte de charge élevée, ni les lavages fréquents ne sont compatibles avec le débit global recherché.

Il en résulte que pour obtenir le débit maximal possible, il faut obtenir un dépôt uniforme des impuretés dans toute l'épaisseur du filtre. Les couches doubles et multiples ne répondent que partiellement à cette exigence et sont sujettes au mélange des interfaces pendant le lavage. En outre, l'antracite est un matériau coûteux dont l'homogénéité n'est pas assurée.

Les principales innovations sont nécessairement simples: écoulement ascendant, ou double, ou radial. Toutes ces techniques sont appliquées au traitement des eaux potables. L'écoulement ascendant a, en outre, des applications plus larges dans le traitement de l'eau.

6.2 Filtration ascendante

La filtration ascendante est un développement logique de l'exigence d'un milieu gradué du plus gros au plus fin dans la direction du flot.

La distribution relativement uniforme des impuretés retenues dans l'épaisseur du filtre amène une perte de charge uniforme et permet donc des vies plus longues et/ou des débits plus grands que pour un filtre gravitaire comparable. Mais le débit plus élevé réalisable en raison d'autres arguments est malheureusement en général suffisant pour provoquer l'expansion du lit ce qui fait qu'il y a tendance à percée prématurée des impuretés retenues.

Une méthode pour combattre l'expansion du lit pendant la filtration est de disposer une toile métallique ou une grille juste au-dessous de la surface du filtre. L'espacement des barres nécessaires pour empêcher la fluidisation pendant la filtration est de 0,1 à 0,15 m c'est-à-dire 100 à 150 fois la taille des grains de sable les plus fins. La grille est généralement mise à 0,1 m sous la surface du sable. Le tableau XIII du rapport donne une distribution typique des tailles.

Les filtres ascendants sont généralement lavés par agitation à l'air suivie d'un lavage à l'eau à vitesse assez grande, typiquement 40 m/h, les deux phases de chevauchant pour le maximum d'effet. Pendant le cycle de filtration, le sable forme des arcs de compression naturels contre la grille. L'agitation à l'air initiale vigoureuse et le lavage à l'eau empêchent la reconstitution de ces arcs pendant le cycle de lavage, ce qui permet une expansion du lit suffisante pour que les dépôts accumulés soient enlevés sur toute l'épaisseur.

En Grande-Bretagne, les avantages des filtres ascendants ont été illustrés par la comparaison faite entre le rendement d'un filtre ascendant de 0,75 m de diamètre et celui du filtre classique à double couche, 0,3 m d'antracite de 1,25 à 2,5 mm et 0,45 de sable de 0,5 à 1,0 mm. Trois tailles de sable ont été essayées dans le filtre ascendant dont l'épaisseur était de 1,5 m: 0,7—1,4 mm, 1—2 mm et 0,7—2 mm. Les filtres marchaient en parallèle à des vitesses égales variant de 5 à 15 m/h et traitaient de l'eau de rivière coagulée. Mais particulièrement par temps froid, la percée des impuretés à travers le filtre ascendant a tendance à être plus brutale et moins prévisible que dans les filtres classiques. Les résultats principaux sont donnés dans le rapport.

La comparaison a montré que le filtre classique à anthracite-sable a un rendement inférieur en termes de perte de charge et de qualité du filtrat. Le filtre ascendant est mieux apte à traiter les matières en suspension que le filtre gravitaire.

Des problèmes de conception et d'exploitation rendent peu probable l'emploi de la filtration ascendante comme alternative à la filtration rapide gravitaire en traitement final. Mais elle a un potentiel considérable en première étape d'un traitement en deux étapes pour la production d'eau potable, et elle a déjà trouvé de larges applications dans le traitement tertiaire des eaux d'égout. En outre, la filtration ascendante peut être utile dans la filtration directe d'eau de réservoir ayant une qualité relativement constante.

6.3 Filtres à double écoulement

Le filtre ascendant décrit au paragraphe précédent n'est pas sujet à expansion pendant la phase de filtration grâce à l'effet de la grille fixe placée juste au-dessous de la surface. Le lavage ne peut être assuré que par une agitation vigoureuse à l'air comprimé suivi par une vitesse de lavage très élevée, conditions qui toutes deux entraînent des dépenses élevées en premier établissement et en exploitation pour le lavage. Un autre inconvénient des grilles de retenue est la tendance du sable à former des arcs de compression, situation menant à une qualité d'eau incertaine étant données les percées locales des impuretés.

Le filtre à double écoulement n'a pas de grille pour empêcher l'expansion du lit comme le filtre ascendant. La contrainte verticale nécessaire au sommet du lit est assurée par l'utilisation des couches supérieures en filtre gravitaire, le débit combiné étant collecté dans un réseau de drains noyé dans le filtre à la base du régime gravitaire. Le lavage s'effectue par l'entrée ascendante, ou par des ajutages séparés. Le sable, en régime ascendant, se reclassifie avantageusement durant le lavage, tandis qu'en régime gravitaire, l'effet est nuisible à ce point de vue. Pour cette raison on fait passer en régime ascendant le débit maximal compatible avec un niveau d'expansion acceptable. Il est important que le milieu ascendant soit convenablement calibré pour assurer qu'il ne se produit pas un soulèvement prématuré du lit en raison de colmatages locaux. L'usage est d'avoir deux couches au moins en régime ascendant, classées de la plus grossière à la plus fine en direction de l'écoulement. La couche supérieure du régime ascendant se poursuit dans la partie gravitaire pour qu'il n'y ait pas de problèmes de mélange pendant le lavage.

Les filtres à double écoulement sont largement utilisés en U.R.S.S. où ils débitent jusqu'à 900 000 m³/j. En U.R.S.S. également, des essais concluants ont été faits pour augmenter le rendement des filtres à double écoulement en remplaçant la couche supérieure gravitaire par de l'antracite; de tels filtres sont en service effectif.

6.4 Filtration à écoulement radial

Dans la filtration radiale, la vitesse de l'eau diminue progressivement dans le lit filtrant, ce qui assure une meilleure pénétration des impuretés et améliore la répartition de la perte de charge. Mais il n'y a pas de garantie que la géométrie assurera une répartition idéale des impuretés. Les filtres radiaux sont actuellement d'une application limitée et sont confinés à des stations pilotes universitaires ou expérimentales ou destinées à retenir la turbidité minérale d'eaux souterraines dans des petites stations.

Les résultats connus donnés par l'installation expérimentale de l'University College à Londres amènent à conclure que :

1) — les courbes de pertes de charge en fonction du logarithme de la distance à partir de l'entrée pour diverses durées montrent que la plus grande partie de la rétention des impuretés, et par conséquent de la perte de charge, se fait près de l'entrée de l'eau ;

2) — les comparaisons entre filtres classiques et radiaux indiquent que ces derniers amènent une amélioration des caractéristiques perte de charge et volume total filtré.

7. Conclusions

La filtration est utilisée pour le traitement des eaux potables depuis le début du XIX^{ème} siècle, et elle reste une partie essentielle du traitement là où la désinfection seule ne peut pas assurer une qualité acceptable. Les exigences modernes pour un produit de haute qualité et pour une vitesse de filtration répondant aux besoins de plus en plus grands en eau a amené les divers progrès des techniques de filtration énumérés dans ce rapport. Quelques-uns de ces progrès ont visé spécifiquement à développer les techniques classiques, l'exemple le plus significatif étant l'amélioration des filtres rapides gravitaires en sable par utilisation d'une couche supérieure d'anthracite. D'autres impliquent de nouveaux modes de filtration comme l'écoulement ascendant, double ou radial. On peut s'attendre à ce que ces techniques fonctionnent selon la théorie, mais les détails de conception de chaque application pratique doivent être recherchés par l'expérience.

Protection of river-derived public water supply by bankside storage

by Dr. J. E. Ridley

Biologist, Metropolitan Water Board, London, England

1. Introduction

In his textbook dealing with sanitary aspects of drinking water supplies, Mason⁽¹⁾ described the ingenuity of early civilisations in providing adequate quantities of potable water for human usage and also their keen appreciation of "the dangers lurking in a polluted supply".

Unfortunately, these dangers were forcibly demonstrated in many towns and cities during the early 19th century because of haphazard disposal of human wastes into watercourses. At that time, the most reliable method of assessing the epidemiological potential of a particular source of drinking water was to study the recurring cases of cholera, typhoid, dysentery, and chronic diarrhoea, and then to relate the death rates to the volumes and types of human wastes discharged into the immediate vicinity of the water supply abstraction point.

Many authors of standard works⁽¹⁻¹¹⁾ have since described in great detail the various causes, and effects, of man's failure to appreciate that freshwater resources are neither inexhaustible nor are they self-rectifying ecosystems in which the natural biological processes have an endless capability for dealing with gross overloads of human wastes. Thus, the production of a safe, wholesome drinking water from lowland sources did not occur merely by chance but resulted from numerous traumatic experiences which forced improvements in pollution control and which stimulated more reliable analytical methods for detecting unsatisfactory quality.

Waterworks technology also developed from single-stage processes into combined operations utilising physical, chemical and biological methods for ensuring a high-quality product. One example of several "processing factors" within an apparently single operational facility was the bankside storage reservoir in which biological mechanisms were recognisable alongside the purely physical blending of the incoming river water with the stored water. The earliest reservoirs were merely small, shallow sedimentation basins sited between the river abstraction point and the associated filtration works. Although the design objective was to provide a clarity improvement facility which ensured that filters clogged less rapidly, it was soon apparent that there were also remarkable reductions in numbers of pathogenic and non-pathogenic faecal bacteria after the river water had been held in storage for periods of about 7 to 10 days, thus reducing the amount of bacterial removal work to be performed by the same filters⁽⁶⁾. This quality benefit was additional to the predictable improvements in chemical quality, as judged by the sanitary chemists of that era, in terms of ammoniacal and albuminoid nitrogen, oxygen absorbed from permanganate etc., and it illustrated the complex role of the biotic components within freshwater ecosystems.

It remains to be seen whether the original principles and functions of these relatively small, bankside res-

ervoirs are still valid in some of today's situations where direct abstraction from polluted lowland rivers is still normal practice, even making due allowance for the availability of chlorine for use prior to, and immediately after, the variety of sophisticated filtration systems now available.

However, the quality problems of today, and of the future, are no longer confined to bacteriological or even to virological factors although these aspects will always be of fundamental concern. The increasing amounts of industrial effluent obviously imply greater risks to surface, and also to underground, waters in direct proportion to the volume handled during disposal but exponentially to the toxicity of the substance as a drinking water hazard. The more obvious dangers result from road transportation tanker accidents which may require immediate wash-down of the material into surface water drains or ditches and thus into underground strata or directly into a watercourse. Bulk storage of pesticides and many other kinds of water soluble, or miscible, toxins is another potential risk for all types of unavoidable accident.

Less hazardous but of some significance is the accidental ingress of highly aromatic compounds to a drinking water source in minor, and non-toxic, concentrations which produce obnoxious smell and taste in the final products unless elaborate and selective treatment processes are incorporated in the waterworks design. This type of incident can provoke consumer reaction no less severe than a minor mortality of fish in a watercourse which might be subject to transitory loss of dissolved oxygen, and in both cases the reaction of the consumer cannot be ignored although the public health risk may be non-existent.

The incorporation of a bankside storage reservoir with a holding capacity equivalent to about 7 days is an obvious asset to a river-derived supply during transient pollution incidents which may range from negligible to serious in their effects on drinking water quality. This view was recently expressed in the First Annual Report of the Steering Committee on Water Quality⁽¹²⁾ with a recommendation, later supported by a Government Circular, for direct abstraction from rivers downstream of effluent discharge to be protected by providing raw water storage equivalent to at least seven days' supply. As might be expected, this recommendation immediately provoked questions concerning precise definition of the term "effluent discharge", the ratio between natural flows and effluent volumes in relation to dilution and blending within the river, and the possibilities of natural recovery from the pollutant if there was sufficient distance between the effluent outfall and the water supply abstraction point.

The arguments were discussed at great length in a paper by Serpell⁽¹³⁾ with particular reference to transitory pollutants as well as to the effects of long-term contamination with trace amounts of various toxins. In all discussions it can be argued that source pollution

statistics indicate that potentially dangerous incidents will, with modern surveillance and analytical facilities, occur so infrequently that the considerable expense of providing a further barrier may not be justified. This may well be true in many situations, even when an incident results from failure of a specific facility at a sewage works or even within a waterworks.

However, the same statistical approach would have proved that the 19th century waterborne epidemics were insignificant if the data were related only to the volume of "safe" water distributed, or even to the numbers of unaffected consumers, so that the afflicted become merely a minor part of the statistics. It would seem appropriate, therefore, to reconsider the role of off-river storage as a quality control facility in the light of predicted expansion of drinking water needs where the middle, or even lower, reaches of polluted rivers will increasingly be used as the raw water source. The quantity requirements of the future will inevitably lead to the provision of very large off-river "compensation" or "flow-regulation" reservoirs for multi-purpose usage but where water supplies are the first priority. These large reservoirs may well be required to serve waterworks undertakings over a wide area, but they do not necessarily preclude the need in some situations for the relatively small bankside reservoir.

2. The early role of bankside storage reservoirs

An appropriate example of enforced, but successful, use of the lower reaches of lowland rivers has applied for more than a century to the drinking water supplies for about 80% of the population of the London area, where the Metropolitan Water Board⁽¹⁴⁾ is by far the largest water supply undertaking in the United Kingdom to use such sources. In addition, the background data on quality changes in the source rivers, Thames and Lea, at waterworks abstraction points are available for at least 70 years, as are the detailed results of research and development involving bankside storage, filtration methods, and disinfection techniques over the same period^(15, 16).

The quantity and quality features of surface and underground sources for the London water supply have for a long time been the subject of critical investigations which have always been directed towards greater reliability and attainment of the highest possible quality standards.

Even after the 1852 legislation (Metropolis Water Act) which required filtration of all river-derived water for London, there followed a series of investigations by the Duke of Richmond's Commission of 1869, Sir William Vernon Harcourt's Committee of 1880, Sir Matthew White Ridley's Committee of 1891, Sir Joseph Pease's Committee of 1896, and the Royal Commission of 1897-1899 which reported on Water Supply within the Limits of the Metropolitan Water Companies, and also on the desirability of transferring responsibility to public ownership.

Each of the above expert groups argued forcibly about existing supplies of that particular period and gave their views on the feasibility of pipelines and aqueducts for transporting water to London from upland sources in Wales, the Midlands, and even as far north as the English Lake District. They also discussed in detail the economic and legal implications of ensuring high quality standards, and they produced a series of proposals for constructing bankside storage reservoirs and new filtration works which would be needed to cope with their predicted increase in demand from London's population. As regards numbers of consumers, it is interesting to record that the most popular,

and subsequently erroneous, forecast was for about 12 million people by the year 1941!

However, the recurring and unanimous theme was aptly phrased in the 87th paragraph of the Final Report of the 1897-1899 Royal Commission, published in December 1899, which stated

"The purity of the London Water Supply is, of course, a matter of vital importance, and owing to the fact that London is mainly supplied from the River Thames and Lea, which are liable to pollution from many causes, it is a matter calling for vigilance and careful treatment."

This historic theme has persisted, with even greater emphasis on vigilance and careful treatment in the rapidly changing circumstances of the present day.

One of the earliest subjects for detailed study was the quality control features of bankside storage reservoirs, with special attention to the bacteriological advantages, bearing in mind that terminal chlorination had not then been developed to a reliable bactericidal technique nor had the associated taste problems been solved.

However, the water supply industry of the late 19th century was extremely fortunate because sanitary bacteriology had by then become an established science. This enabled the freshwater microbiologist to assume responsibility for assessing the hygienic features of river sources and also those of filtered waters passing into distribution systems, whilst the sanitary chemical data still proved valuable in many other ways.

In Britain, the pioneer work of Frankland⁽³⁾ and Houston⁽¹⁶⁾ soon assessed the bacteriological quality features of the rivers Thames and Lea, and the research was then extended to include examination of bankside reservoirs as well as individual filtrates and the general outputs from waterworks in the London water supply area. In effect, this was the foundation of present day analytical programmes for assessing quality at each of several stages of purification, i.e. "from source to consumer".

At about the same time, similar studies of the survival of faecal organisms in freshwater were published in the U.S.A. by Theobald Smith⁽¹⁷⁾, and somewhat later by Winslow⁽¹⁸⁾ who also described the sequence of events leading to the 1908 typhoid epidemic at Auburn, N.Y., which involved faecal pollution of Lake Owase.

By far the most detailed general report on the early 20th century advantages, and disadvantages, of storing lowland river water antecedent to filtration was produced by Houston in February 1909⁽⁸⁾, and although at that time he concluded that, as far as the rivers Thames and Lea were concerned, the "raw river water should be stored antecedent to filtration, preferably for 30 days", he did not regard this as a minimum, or indeed maximum, period of retention. For example, in parts of his report he assessed the elimination of typhoid and cholera organisms as probably occurring within 7 to 10 days and he considered that the "marked reduction in the numbers of *B. coli* when river water is stored for a sufficiently long period" inferred "a still more marked reduction (if not the total elimination) of the less hardy and less numerous microbes of water borne disease".

The author of this paper makes no apology for quoting at length from the published reports of Houston and the other pioneers because it is important to place on record that discussions about storage facilities did not arise only after the introduction of fashionable phrases such as "environmental pollution", "eutrophication and its consequences", "recycling to conserve water".

Although Houston's long list of storage advantages

covered a wide range of bacteriological and chemical parameters which, he maintained, gave "a continuous sense of security", he fully appreciated disadvantages such as the construction costs of large reservoirs as well as the recurrent pumping costs. However, he quite rightly pointed out that the quality benefits should not be chargeable to the total expenditure of a river-reservoir scheme, but only to that part which was in excess of the quantity requirements of the particular scheme.

In his list of disadvantages, reference was made to the possibility of algal growths in storage reservoirs which received nutrient-rich water from lowland rivers, but he also gave suggestions for minimising this problem by suitable design and management techniques which have subsequently been developed at relatively low cost, and more especially for use in lowland reservoirs⁽¹⁹⁾ where phosphate and nitrate concentrations occur at relatively high levels. The final comments by Houston could well have been written today because, in his 1909 Report he wrote

"To sum up, it is desirable to point out that most, if not all, of the real or assumed disadvantages disappear if the use of stored water is regarded, not as an unalterable law of the Medes and Persians, but an elastic policy which can be departed from, on occasions when the local conditions render this feasible and at the same time desirable."

This balanced approach was soon put to the test when, during the First World War, continuous pumping of river water through bankside storage reservoirs was abandoned because of the need to conserve coal. Direct abstraction from the Thames, with a prechlorination facility before this water reached the filtration works was reported by Houston in his 12th Research Report⁽¹⁶⁾ as successful, but he maintained that this did "not necessarily bind the writer to the view that it should be continued indefinitely under post-war conditions." However, the use of stored water as the major source to filtration works was reintroduced in the late 1920's when terminal chlorination supplemented, and finally replaced the bactericidal chlorination of abstracted river water, and since that time it has been the regular practice to use only stored water to supply treatment works.

3. The developing role of raw water storage facilities

It will be appreciated that the 19th century reservoirs inherited by the Metropolitan Water Board were very small and intended only for short-term usage as alternative sources when the feeder rivers were excessively turbid. The need for much larger raw water storage facilities were apparent more than 60 years ago to ensure that uninterrupted supplies could be maintained, even during severe droughts. Hence the progressive construction of many large reservoirs which could be described environmentally as being small lakes⁽¹⁹⁾ with a completely reliable yield which has so far compensated on many occasions for river flow deficiencies.

The precise role of bankside storage was later defined by Harold, in his 29th Report⁽¹⁸⁾, as a barrier of comparable significance to that of source pollution prevention and to that of filtration in reducing the vulnerability of drinking water supplies to known or potential risks.

A recent incident was described by Kekwick⁽²⁰⁾ when, for a short period in 1970, many sewage works in Britain were unable to produce acceptable effluents because of manual labour disputes. A survey covering

the surface water supplies to 22 waterworks organisations demonstrated that the vulnerability to such pollution would be significantly reduced by the provision of facilities for raw water storage, and in the author's conclusions it was stated that "the whole incident emphasises once again that where surface waters are being purified for public supply, nothing can be taken for granted". General experience at the Metropolitan Water Board also indicates that, on very many occasions, the raw water storage facilities have proved vital in maintaining supplies when river intakes to these reservoirs had to be closed for periods of days, or even weeks, when particular quality parameters were unacceptable. The reasons for intake closures include increasing numbers of oil-pollution incidents, tastes resulting from industrial wastes, pesticides, cyanides, etc., in fact a whole range of unacceptable pollutants which, despite river quality surveillance, are always a potential threat.

Another example of a continuing appreciation within the water supply industry of the growing need for maintenance of the multiple barrier approach was illustrated in a recent publication by Adams, Robinson and Kennett⁽²¹⁾. These authors described a river-reservoir scheme which, with some reluctance had to be provided for supplementing existing supplies from underground sources. Because the river abstraction point had to be sited in the lower, and more polluted, reaches they reported that "a raw water reservoir was quite fundamental in the design of the project", not only for maintaining reliable quantities but as "a very significant stage in the purification of water". These views, of course, echo those of the early 20th century scientists and engineers, and although this particular scheme also incorporated a pre-chlorination facility for bactericidal quality control of the source river, the authors evaluated their storage reservoir as also enabling abstraction from the river to cease when particularly undesirable quality conditions prevailed. In this context, they did not refer only to unacceptable amounts of suspended solids but also to the possibility of "toxic conditions due to accidental pollution" of the feeder river.

It is perhaps fortunate that this general awareness of water quality vulnerability and the need for much better vigilance is internationally recognised. In 1970, for example, the United States Bureau of Water Hygiene⁽²²⁾ published a detailed analysis of a national survey investigating public water supply systems. The survey was intended to assess facility deficiencies, e.g. in source protection, filtration, chlorination, etc., that might indicate, or lead to, potentially unsafe drinking water. It included, therefore, a review of the physical, chemical, and bacteriological quality of a range of drinking waters being currently consumed, so that the data could be compared with quality standards laid down by the U.S. Public Health Service⁽²²⁾ in 1962.

In the general summary of water quality evaluation of systems involving over 18 million consumers, those which met the recommended standards ranged between 50 and 73% of the total of 969 systems examined, with the best results from areas with more than 100,000 consumers per system. The section of the above survey which dealt with surface water only, defined the raw water sources as either

- (a) from a river, stream, brook, lake, reservoir, pond, etc., only;
- (b) or, in the case of combined (surface and underground) sources of supply, that more than 50% of the annual requirement came from a surface source as described in (a) above.

These data involved between 112 and 124 such systems, and the proportion assessed as adequate in terms of bacteriological quality, chemical quality, and

physical quality were 80%, 83%, and 83% in the respective criterion. However, the source protection data assessed adequacy as only 55%, and more revealing were the opinions of local operators who judged that 59% of their sources had remained unchanged in quality during the previous three years, and whilst 15% reported an improvement in source quality, 26% were of the opinion that their sources had deteriorated.

At the time of writing this paper (December 1973), one section of a United States Government Bill, then passing through the legislative processes and entitled the "Safe Drinking Water Act of 1973", referred to "*inadequate monitoring and surveillance, and a lack of sufficient information and technology to adequately treat raw water to assure its potability*".

The proposed legislation is yet another example of the continuing need for vigilance because man's waste disposal activities change frequently in response to material needs, thus requiring constant review of existing technology within the waste disposal, as well as in the water purification, sector of the water cycle. In both these sectors the technology accepted as adequate today may not necessarily prove to be so in the future, and the problems may well require considerable extension of physical and chemical expertise if the situation changes to one where synthetic organic pollutants become a major threat⁽²⁴⁾.

4. The future role of storage

In this new area requiring intensive research and development, it would seem important to assess the potential of bankside storage reservoirs but not solely in their dilution or blending capacity. There may well be a latent potential for biodegradation if the correct balance between the abiotic and biotic components of a reservoir, here regarded as an artificial ecosystem, could be found. In this connection it is important to distinguish between the loss of an offending substance from the water mass by mere accumulation in the cells of the freshwater flora and fauna, as opposed to true degradation resulting from physical, chemical, or biological agencies within the ecosystem.

It is necessary, therefore, to define the terminology before attempting assessment of a single factor which may, or may not, be operating beneficially in a water purification process. In precise terms, biodegradation implies complete breakdown of complex substances to simple derivatives, by biological processes acting in isolation. Alternatively, it might be loosely interpreted as partial breakdown of offending pollutants to substances which are acceptable, both in the nature of the substance and in its concentration, to the prevailing standards of water quality. However, this interpretation also implies that biotic components are solely responsible for the desired effects.

All biological mechanisms are governed by numerous factors, and the precise time for the required degree of biodegradation is also complicated in natural or artificial freshwater ecosystems by the inevitable presence of abiotic mechanisms which may mask the purely biological processes. In any event, the absolute concentration of a particular pollutant may inhibit the physiological capability of the biota to survive, although they might tolerate somewhat lower concentrations, although not necessarily indefinitely.

Although biodegradation mechanisms are of increasing importance it would be impossible in this particular paper to do more than indicate the range of current research. In this connection, the writer is indebted to Symons⁽²⁵⁾ for drawing attention to the wide range of literature on the general aspects of biodegradation in soils and in freshwater environments, and in particular

to the fact that there are at least 36 publications with special relevance to water supply as indicated by computer search of literature available at the Water Resources Scientific Information Center, Office of Water Resources Research, U.S. Department of the Interior. A further list of relevant papers from Chemical Abstracts, computerised since 1970, is also available in the U.S.A.

Before leaving the topic of biological capability, it is relevant to consider the accumulation potential of living organisms to adsorb, or even to incorporate within the living structures, a wide variety of organic pollutants which may be in solution or in suspension in a water supply source. If the source supports a natural population of algae, invertebrates, and even aquatic macrophytes, the surface area of biotic particles within the ecosystem will vary seasonally, with maximum potential in the spring, summer and autumn of every year. An adsorption capability also exists when some of the clays, especially montmorillonite and some types of Fuller's earth, may be present in the freshwater environment. In both instances, the presence of particles in suspension in a bankside reservoir offer an adsorption facility for reducing the concentration of undesired organic pollutants, provided that the particular substances are attractable. This raises an interesting possibility related to newly developed engineering systems for artificial mixing within lakes and reservoirs, and referred to earlier in this paper⁽¹⁹⁾.

If it is assumed that the presence in suspension of biotic and abiotic particles throughout the full depth of a reservoir water column is desirable to ensure adequate surface areas for pollutant adsorption, the mixing systems available, and at present used for preventing thermal stratification and de-oxygenation, are capable of controlled turbulent mixing and thus hold in suspension not only the larger particles but also colloidal suspensions of fine silt and clay. The resultant outflow from a reservoir which has controlled mixing facilities would, therefore, contain a known range of particles—abiotic and biotic—with a known effect on filtration systems.

In the absence of sufficient number of particles to ensure the desired adsorption surface area, addition of suitable particles to the incoming river water might be feasible. This approach, of course, is a complete reversal of the original concept of bankside storage as a settlement facility, although reducing the amount of artificial mixing energy would allow a controllable amount of sedimentation if this were desired. It also assumes that existing filtration media, rates of flow, and filtrate quality, will always deal reliably with every type of particle on which an undesirable pollutant has been adsorbed, and it raises the further question of filter debris disposal.

There is also the capability of freshwater organisms to assimilate within their tissues considerable amounts of organic pollutants which man wishes to eliminate from his drinking water. The risks of destroying populations of the desirable flora and fauna if they are overloaded with particular pollutants of course exists, and it eliminates their physiological as well as their adsorptive capacity. However, these ideas are necessarily speculative but they offer opportunities for applied investigation rather than academic study of the effects of pollutants on isolated groups of the flora and fauna of freshwater.

Perhaps the best known example of the production of potable water from a highly polluted river is that of the River Rhine, and Rook⁽²⁶⁾ described the Berenplaat reservoir as a storage facility used primarily for quality improvement in the overall treatment of the Rhine water for the drinking water supply to Rotterdam. In

the same account he lists numerous volatile organic pollutants in the Rhine water which are substantially removed by storage in the reservoir, although the subsequent waterworks processes include microstraining, breakpoint chlorination, ferric iron coagulation, powdered activated carbon, flocculation, sludge blanket sedimentation, and rapid sand filtration. It would be interesting to know whether the 19th century pioneers in the water supply purification field could have ever envisaged a situation requiring so many barriers.

The facts so far presented in this paper are deliberately intended to suggest that bankside storage cannot be lightly dismissed on the grounds that bacteriological and virological safety requirements are infallibly dealt with in well-designed waterworks treatment systems. Neither can the facility be dismissed in the light of its potential for dilution, blending, or any other proven function in which it forms a very simple but highly efficient protective barrier.

The author believes that there are strong arguments for retaining the raw water storage facility in every situation where source deterioration has already started, and even in places where it can be predicted that the quality of surface sources will deteriorate. However, the approach to the quality improvement characteristics requires intensive efforts, comparable in scope to those of the late 19th and early 20th century, to determine the latent potential within the abiotic-biotic components of the reservoir ecosystem so that reliable biodegradation, biotic accumulation, or even adsorption factors can be usefully employed in the new situation where organic pollutants may be of significance.

It can, of course, be argued that economic pressures might justify a *laissez faire* attitude, although economists do not take responsibility for the ultimate risks to public health. However, to complete this brief survey it would be desirable to indicate the current costs of providing raw water storage, but bearing in mind that the quality control features may well be only 1 or 2% of the overall costs of ensuring a safe and wholesome drinking water (see Serpell⁽¹³⁾, page 63).

5. Some examples of bankside storage reservoir costs (at December, 1973)

The examples quoted in the following notes, and summarised in Appendix I, refer only to raw water storage construction costs and design in lowland areas where the river bed, and the adjoining flood plain, consists of gravel deposits overlying impervious material such as London or Oxford Clay.

The costs were compiled for the author (see Acknowledgements) during an inflationary period (December, 1973) when reservoir construction costs had virtually doubled within the previous four years, despite the tremendous advances in mechanical equipment available for the various civil engineering works. The hypothetical cases are also restricted to relatively small schemes for river-reservoir yields where storage facilities of 150 m.g ($6.8 \times 10^6 \text{ m}^3$), 500 m.g ($2.3 \times 10^6 \text{ m}^3$), and 1000 m.g ($4.5 \times 10^6 \text{ m}^3$) are intended to provide seven days' reserves for waterworks with outputs of 20 m.g.d. (1.05 m³/s), 70 m.g.d. (3.7 m³/s), and 140 m.g.d. (7.4 m³/s) respectively.

It is assumed that the preferential shape is square or rectangular, and that the reservoir has a substantially flat bottom, and although the depth of water would probably range between 20 ft (6.1 m) and 55 ft (16.8 m), any of these design features would be modified by local topography and land availability. Land costs are not included in Appendix I because of wide variations in price within local areas and nowadays dependent upon

planning designations. The Total Land Requirements shown in Appendix I are, of course, the summation of the Water Surface Area and the area occupied by the perimeter bank structure, plus the relatively small amount of land outside the perimeter but within the overall site boundary.

In Reservoir Types 1A, 1B, and 1C, and also in Types 2A, 2B, and 2C, the geological features are assumed as Topsoil 12 in (304 mm), Overburden, i.e. sand, peat, brick, stones, etc., 4 ft (1.22 m), Gravel 15 ft (4.57 m), and then impervious Clay. Types 3A and 3B assume an "all-Clay" site.

The various design features are as follows:—

Reservoir Type 1

A watertight basin constructed solely by excavation, and with no part of the structure above the general level of the surrounding land. Water depth in A, B, and C would be about 20 ft (6.1 m), and the inner slope of the excavation would be suitably angled to prevent undue erosion.

- 1A. Although the water depth would be about 20 ft (6.1 m), the total excavation depth—around the perimeter only—would have to be about 25 ft (7.6 m). This allows for adequate bonding between the clay floor and the compacted clay perimeter wall which effectively prevents lateral leakage.
- 1B. Perimeter retaining wall constructed of mass concrete, non-reinforced, and about 3 ft (0.92 m); bentonite clay slurry poured during excavation of perimeter trench.
- 1C. Use of bituminous sheeting to ensure watertight perimeter only, i.e. on inner slope only, and not over the bottom of the reservoir.

Reservoir Type 2

A conventional earthen embankment, with the inner slope (3:1) lined with concrete or with bituminous sheeting. Outer embankment slope probably $2\frac{1}{2}$:1, with gravel shoulders, then topsoil and grass. Assumed water depth range 38 to 53 ft (11.6 to 16.2 m), depending upon volume required on site.

- 2A. Compacted clay cut-off below ground level, and core-wall above ground level; concrete lining to inner slope.
- 2B. Bituminous sheeting instead of concrete lining to inner slope, but again to prevent shoreline erosion.
- 2C. Bituminous sheeting keyed to the bottom clay, and as replacement for clay-core wall of 2A above, to prevent lateral leakage.

Reservoir Type 3

A conventional "earthen" embankment but constructed entirely of clay from the site, and with 5:1 slopes for both the inner and outer faces of the embankment.

- 3A. Inner slope lined with bituminous sheeting to prevent erosion.
- 3B. Inner slope lined with concrete, as an alternative method to 3A for preventing a shoreline erosion.

In both 3A and 3B, the outer slopes would normally be covered with topsoil and then sown with grass.

It will be clear from the data in Appendix I that major economic disadvantages apply to

- (i) construction of relatively small reservoirs, possibly for short-term or even for local needs, along the length of a particular source river, and to
- (ii) the construction of the "hole in the ground" type of reservoir (Types 1A, 1B, and 1C) where costs per unit volume of storage are completely unrealistic when compared with clay-cored or other (2A, 2B, 2C) embankment types, or even with pure clay perimeter structures.

It seems likely, therefore, that the storage requirements of the future will be met by resurrection of estuarine barrage schemes which will be large enough to provide reliable yields for direct supplies to distant waterworks, or even for discharge into water supply source rivers some distance from the impoundment. In inland areas, the river-regulation reservoir is an obvious possibility, with volumes of the order of 50,000 m.g (227 × 10⁶m³) which were first considered for southern England as long ago as 1899!

In conclusion it must be said that the quality requirements of domestic and industrial consumers are not necessarily identical, and the overall costs of uninterrupted and vast quantities of safe and wholesome water for universal usage is an obvious area for evaluation. However, wherever the well-being of human populations is concerned, there can be no disagreement about maintaining water supplies at the highest level of quality by maintaining rigidly the proven barriers against deterioration.

Acknowledgements

The author wishes to thank Dr. E. Windle Taylor, C.B.E., Director of Water Examination, for permission to publish this paper although the views expressed are not necessarily those of the Metropolitan Water Board.

Reservoir construction costs in Appendix I are included by permission of Mr. P. Cooley, Construction Engineer, and the author also acknowledges the detailed data on this aspect which were kindly provided by Mr. H. Waters and Mr. A. Birtles of the resident engineering staff for construction of the new storage reservoir at Datchet.

References

1. Mason, W. P. (1898). "Water Supply", 2nd Ed., Wiley, N.Y., 504 pp.
2. Hassall, A. H. (1850). "A microscopic examination of the water supplied to the inhabitants of London", Highley, Lond., 65 pp.
3. Frankland, P. (1894). "Micro-organisms in water", Longmans, Lond., 527 pp.
4. Permain, T. H. and Moor, C. G. (1899). "The analysis of Food and Drugs. Part II, Chemical and biological analysis of water", Bailliere, Tindall & Cox, Lond., 112 pp.
5. Shadwell, A. (1899). "The London Water Supply", Longmans, Lond., 272 pp.
6. Thresh, J. C. (1901). "Water and Water Supplies", 3rd Ed., Rebman, Lond., 527 pp.
7. Jephson, H. (1907). "The Sanitary Evolution of London", T. Fisher Unwin, Lond., 440 pp.
8. Houston, A. C. (1909). 3rd Research Rep., Metropolitan Water Board, Lond.
9. Don, J. and Chisholm, J. (1913). "Modern Methods of Water Purification", Arnold, Lond., 398 pp.
10. Ellms, J. W. (1917). "Water Purification", McGraw-Hill, Lond. and N.Y., 594 pp.
11. Windle Taylor, E. (1958). "The Examination of Waters and Water Supplies", (Thresh, Beale and Suckling), 7th Ed., Churchill, Lond., 841 pp.
12. Department of the Environment. (1971). First Annual Report of the Steering Committee on Water Quality, H.M.S.O., Lond.
13. Serpell, C. A. (1973). "Raw Water Storage. A Note on the First Annual Report of the Steering Committee on Water Quality", J. Inst. W.E., 27, 55.
14. Metropolitan Water Board. "London's Water Supply 1903-1953", Staples Press, Lond., 368 pp.
15. Reports of the Directors of Water Examination. Metropolitan Water Board, London, 1905 to 1974 inclusive. (Rep. Nos. 1-45 incl.)
16. Research Reports of the Director of Water Examination, Metropolitan Water Board, London, 1908-1920. (Rep Nos. 1-13 incl.)
17. Theobald Smith, (1892). Thirteenth Ann. Rep., St. Bd. Hlth. of N.Y. for 1892, 712.
18. Winslow, C. E. A. (1916). "Tests for bacillus coli as an indicator of water pollution". J.A.W.W.A., 3, 927.
19. Ridley, J. E. (1970). "The biology and management of eutrophic reservoirs", Wtr. Trt. Exam., 19, 374.
20. Kekwick, B. V. (1972). "The effect of the 1970 strike of municipal workers", Wtr. Trt. Exam., 21, 153.
21. Adams, R. W., Robinson, R. D. and Kennett, C. A. (1973). "The River Derwent Scheme of the Nottingham Corporation", J. Inst. W.E., 27, 15.
22. Bureau of Water Hygiene. (1970). "Community Water Supply Study; Analysis of National Survey Findings", U.S. Publ. Health. Serv., Dept. Hlth. Educ. and Welf., 111 pp.
23. United States Public Health Service Drinking Water Standards (1962). Publ. No. 956, Superintendent of Documents, Govt. Printing Off., Washington, D.C., 61 pp.
24. Croll, B. T. (1972). "Organic pollutants in Water", Wtr. Trt. Exam., 21, 213.
25. Symons, J. M. (1973). E.P.A. Laboratory, Cincinnati, Ohio, U.S.A., (personal communication).
26. Rook, J. J. (1972). "Production of Potable Water from a Highly Polluted River", Wtr. Trt. Exam., 21, 259.

APPENDIX I

Theoretical examples of construction design and costs of raw water storage reservoirs in Southern England
(See text, page 15)

STORAGE VOLUME	Total Area of Land Required						Reservoir Water Surface Area					
	TYPE 1		TYPE 2		TYPE 3		TYPE 1		TYPE 2		TYPE 3	
	acres	ha	acres	ha	acres	ha	acres	ha	acres	ha	acres	ha
150 m.g (6.8 × 10 ⁶ m ³)	34	13.8	26	10.5	36	14.6	32	13.0	22	8.9	25	10.1
500 m.g (2.3 × 10 ⁶ m ³)	103	41.7	64	25.9	84	34.0	100	40.5	52	21.0	63	25.5
1000 m.g (4.5 × 10 ⁶ m ³)	194	78.5	105	42.5	138	55.8	190	76.9	85	34.4	97	39.3

STORAGE VOLUME	Water Depth						Estimated Construction Costs £ million (at December 1973)							
	TYPE 1		TYPE 2		TYPE 3		TYPE							
							1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B
	ft	m	ft	m	ft	m								
150 m.g (6.8 × 10 ⁶ m ³)	20	6.1	38	11.6	36	11.0	1.46	1.26	1.18	0.91	0.89	0.63	0.95	0.99
500 m.g (2.3 × 10 ⁶ m ³)	20	6.1	47	14.3	44	13.4	3.91	3.36	3.34	1.79	1.75	1.25	1.69	1.76
1000 m.g (4.5 × 10 ⁶ m ³)	20	6.1	53	16.2	49	14.9	6.72	6.22	6.20	2.65	2.59	1.92	2.60	2.68

Protection par réservoirs latéraux des alimentations en eau à partir d'eau de rivière

par le Dr. J. E. Ridley

Biologiste, Metropolitan Water Board, Londres, G.B.

1. Introduction

Dans son manuel traitant des aspects sanitaires des distributions d'eau, Mason⁽²⁾ décrit l'ingéniosité des civilisations primitives pour s'assurer les quantités convenables d'eau potable pour l'usage humain et aussi leur appréciation précise des "dangers tapis dans une eau polluée".

Malheureusement ces dangers se sont révélés dans de nombreuses villes au début du 19^{ème} siècle en raison de l'évacuation désordonnée des matières fécales dans les cours d'eau. A cette époque, la manière la plus sûre d'évaluer le potentiel épidémique d'un point d'eau potable particulier était d'étudier les cas périodiques de choléra, typhoïde, dysenterie et diarrhée chronique et de faire le rapport des taux de mortalité avec les volumes et les types de matières fécales déversées au voisinage immédiat de la prise d'eau.

Beaucoup d'auteurs d'oeuvres classiques⁽¹⁻¹¹⁾ ont depuis décrit avec détail les diverses causes et les effets de l'inaptitude des hommes à comprendre que les ressources en eau douce ne sont pas inépuisables et que ce ne sont pas non plus des écosystèmes auto-correctifs dans lesquels les processus biologiques naturels ont une aptitude infinie à traiter les surcharges en matières fécales. Ainsi la production d'une eau saine et agréable à partir des points d'eau de plaine ne s'est pas produite simplement par hasard, mais elle résulte de nombreuses expériences traumatisantes qui ont obligé à améliorer la lutte contre la pollution et qui ont stimulé l'amélioration des méthodes analytiques pour détecter une qualité insuffisante.

La technologie des distributions d'eau a donc progressé depuis les procédés simples jusqu'à des opérations combinées utilisant des méthodes physiques, chimiques et biologiques pour assurer un produit de haute qualité. Un exemple de facteurs de traitement multiples dans un ouvrage apparemment unique est le réservoir latéral dans lequel des mécanismes biologiques sont reconnaissables à côté du mélange purement physique de l'eau de rivière avec l'eau du réservoir. Les premiers réservoirs étaient simplement des petits décanteurs peu profonds situés entre la prise en rivière et les filtres associés. Bien que l'objectif visé ait été d'améliorer la clarté de l'eau pour que les filtres se colmatent moins rapidement, il fut bientôt visible qu'il y avait aussi une remarquable réduction dans le nombre des bactéries fécales pathogènes et non-pathogènes après que l'eau de rivière ait séjourné de 7 à 10 jours dans les réservoirs, ce qui réduisait le travail à effectuer par les filtres pour réduire le nombre de bactéries⁽⁹⁾. Cette amélioration de qualité s'ajoutait aux améliorations prévisibles dans la qualité chimique de l'eau, mesurée par les chimistes de cette époque en termes d'azote ammoniacal et albuminoïde, d'oxygène absorbé par le permanganate, etc. Elle illustre le rôle complexe des composants biologiques dans les écosystèmes d'eau douce.

Il reste à voir si les principes originaux et les fonc-

tions de ces réservoirs latéraux relativement petits sont toujours valables en certaines situations d'aujourd'hui où le puisage direct dans les rivières de plaine polluées est toujours normalement pratiqué, même en tenant compte de l'emploi du chlore avant et immédiatement après la variété de procédés de filtration sophistiqués maintenant disponibles.

Mais les problèmes de qualité d'aujourd'hui et de l'avenir ne sont plus confinés à des facteurs bactériologiques ou même virologique, bien que ces facteurs soient toujours une préoccupation fondamentale. Le montant croissant des effluents industriels implique évidemment de plus grands risques pour les eaux de surface, mais aussi souterraines, en proportion directe du volume déversé mais exponentielle à la toxicité des substances dangereuses pour l'eau potable. Les dangers les plus évidents résultent des accidents de camions citernes qui peuvent exiger l'évacuation immédiate des produits dans les égouts pluviaux ou dans fossés, et donc dans une nappe souterraine ou directement au cours d'eau. Les stocks de pesticides et de bien d'autres espèces de toxiques solubles ou nuisibles dans l'eau sont un autre risque potentiel pour toutes sortes d'accidents inévitables.

Moins dangereuse mais cependant encore significative est la pénétration accidentelle de composés aromatiques dans un point d'eau en concentrations faibles, non toxiques, qui amèneront dans l'eau traitée des goûts et odeurs désagréables, à moins que l'on n'incorpore dans le station des procédés de traitement compliqués et sélectifs. Ce type d'incident peut provoquer une réaction des consommateurs non moins sévère qu'une mortalité mineure de poisson dans un cours d'eau sujet à une diminution temporaire d'oxygène dissous; dans les deux cas, la réaction des consommateurs ne peut pas être ignorée bien que la danger pour la santé publique soit inexistant.

L'incorporation d'un réservoir latéral ayant une capacité d'environ 7 jours est un avantage évident pour une alimentation à partir d'eau de rivière lors des incidents de pollution passagers qui peuvent aller de négligeables à sérieux dans leurs effets sur la qualité de l'eau potable. Cette opinion a été récemment exprimée dans le premier rapport annuel de comité d'orientation sur la qualité de l'eau⁽¹²⁾ avec une recommandation, plus tard appuyée par une circulaire du gouvernement, que les puisages en rivière directs en aval de déversements d'eaux usées soient protégés par un réservoir d'eau brute équivalent à au moins sept jours de consommation. Comme on peut s'y attendre, cette recommandation a immédiatement provoqué des questions au sujet de la définition précise des "déversements d'eaux usées", du rapport entre les débits naturels et les volumes d'eaux usées tenant compte de la dilution dans le cours d'eau et des possibilités de disparition naturelle du polluant s'il y a une distance suffisante entre son point de déversement et le point de puisage du service d'eau.

Ces arguments ont été discutés en détail par Ser-

pell⁽¹³⁾ qui traite en particulier des polluants transitoires ainsi que des effets de contamination à long terme par des traces de toxiques variés. Dans toutes les discussions, on peut arguer que les statistiques de pollution des ressources montrent que les incidents potentiellement dangereux, grâce aux méthodes modernes de surveillance et d'analyse, surviendront si rarement que la dépense considérable d'une nouvelle barrière peut ne pas être justifiée. Ceci est probablement vrai en de nombreuses situations, même lorsqu'un incident résulte de la défaillance d'une partie de la station d'épuration des eaux usées ou même de la station de traitement d'eau potable.

Mais la même approche statistique aurait prouvé qu'au 19^{ème} siècle les épidémies hydriques étaient insignifiantes si on les comparait au volume d'eau "saine" distribué, ou même au nombre de consommateurs non touchés, de sorte que les victimes devenaient une partie mineure des statistiques. Il paraîtrait donc convenable de reconsidérer le rôle des réservoirs d'eau de rivière comme instrument de contrôle de qualité à la lumière de l'expansion prévisible des besoins en eau de rivière, alors que les cours moyens, ou même inférieurs, de rivières polluées seront de plus en plus utilisés comme source d'eau potable. Les volumes nécessaires dans l'avenir conduiront inévitablement à prévoir de très grands réservoirs de "compensation" ou de "régulation de débit" pour des usages multiples, mais avec priorité à l'eau potable. Ces grands réservoirs pourront bien avoir à desservir les services d'eau d'une vaste région, mais ils n'excluent pas nécessairement le besoin, en certains cas, de réservoirs latéraux relativement petits.

2. Les premiers réservoirs latéraux

Un bon exemple d'utilisation forcée, mais réussie, des cours inférieurs de rivières de plaine est fourni depuis plus d'un siècle par le service qui alimente environ 80% de la population de la région de Londres, où le Metropolitan Water Board⁽¹⁴⁾ est de loin le plus grand service d'eau de Grande-Bretagne à utiliser de telles ressources. En outre, on dispose depuis 70 ans des données de base sur les changements de qualité de l'eau des rivières, la Tamise et la Lea, aux points de puisage, comme des résultats détaillés des recherches et des progrès impliquant le stockage en réservoirs, les méthodes de filtration et les techniques de désinfection pendant la même période^(15, 16).

Le débit et la qualité des ressources en eau pour l'alimentation de Londres sont depuis longtemps sujets à des recherches critiques qui ont toujours été dirigées vers une plus grande sécurité et la réalisation des normes de qualité le plus élevées.

Même après la loi de 1852 (Metropolis Water Act) qui exigeait la filtration de toutes les eaux prises en rivière pour l'alimentation de Londres, il y eut une série d'enquêtes par la Commission du Duc de Richmond en 1869, le Comité de Sir William Vernon Harcourt en 1880, celui de Sir Matthew White Ridley en 1891, celui de Sir Joseph Pease en 1896 et par la Commission royale de 1897-1899 qui fit un rapport sur l'alimentation en eau dans les limites des sociétés de distribution métropolitaine et sur l'intérêt de transférer la responsabilité à un service public.

Chacun de ces groupes d'experts discuta chaudement les alimentations en eau alors existantes et donna son opinion sur la possibilité de réaliser des aqueducs et conduites pour amener à Londres l'eau des régions montagneuses du Pays de Galles, des Midlands ou même du Lake District. On discuta également les implications légales et économiques des normes de qualité et il y eut une série de propositions pour construire une série de réservoirs et de stations filtrantes

nécessaires pour couvrir l'augmentation prévisible des besoins de la population de Londres. En ce qui concerne le nombre de consommateurs, il est intéressant de noter que la prévision la plus couramment admise, qui se prouva fautive, était d'environ 12 millions d'habitants en 1941!

Mais le thème qui revenait sans cesse a été parfaitement décrit dans le 87^{ème} paragraphe du rapport final de la Commission royale de 1897-1899, publié en décembre 1899:

"La pureté de l'eau distribuée à Londres est naturellement une question vitale et, comme Londres est principalement alimentée par la Tamise et la Lea, qui sont sujettes à pollution pour de multiples causes, c'est une question qui appelle la vigilance et un traitement soigneux."

Ce thème historique a persisté, en insistant encore plus sur la vigilance et le traitement soigneux, dans les circonstances actuelles de changements rapides.

L'un des premiers sujets d'études détaillées a été le contrôle de la qualité par les réservoirs latéraux, spécialement leurs avantages bactériologiques en se rappelant que la chloration finale n'avait pas encore été mise au point comme technique valable, pas plus que les problèmes de goût associés n'avaient été résolus.

Mais l'alimentation en eau de la fin du 19^{ème} siècle avait le grande chance que la bactériologie fut devenue une science établie. Cela permettait au microbiologiste des eaux douces de prendre la responsabilité de déterminer les caractères sanitaires des eaux de rivière captées et aussi des eaux filtrées et distribuées, tandis que les données sanitaires chimiques se montraient toujours valables en bien d'autres façons.

En Grande-Bretagne, les travaux de pionniers de Frankland⁽³⁾ et Houston⁽¹⁶⁾ permirent bientôt de préciser les caractères bactériologiques de qualité des eaux de la Tamise et de la Lea, et les recherches s'étendirent à l'examen de l'eau des réservoirs, des divers filtrats individuels et de la production générale des ouvrages de distribution d'eau de la région de Londres. Ce fut en fait la fondation des programmes analytiques d'aujourd'hui pour déterminer la qualité à chaque stade de purification, de la source au consommateur.

Vers la même époque, des études semblables sur la survivance des organismes fécaux en eau douce furent publiées aux U.S.A. par Théobald Smith⁽¹⁷⁾ et un peu plus tard par Winslow⁽¹⁸⁾ qui décrivit aussi la suite des événements qui conduisirent à l'épidémie de typhoïde de 1908 à Auburn, N.Y., par suite de la pollution fécale du lac Owase.

Le rapport de loin le plus détaillé du début du 20^{ème} siècle sur les avantages et inconvénients de mettre en réservoir l'eau des rivières de plaine avant filtration fut produit par Houston en février 1909. Bien qu'à cette époque il conclut que, en ce qui concerne la Tamise et la Lea, "l'eau de rivière brute devait être stockée avant filtration, 30 jours de préférence", il ne considérait pas que ce fut une période minimale, ou maximale, de stockage. Par ex., dans son rapport il établissait que l'élimination des organismes typhiques et cholériques se faisait probablement en 7 à 10 jours, et il estimait que "la réduction marquée du nombre de *B. coli* quand on stocke l'eau pendant une période suffisamment longue" supposait "une réduction encore plus marquée (si non une élimination totale) des microbes moins résistants et moins nombreux des maladies hydriques".

Nous ne nous excuserons pas de faire de longues citations des rapports publiés par Houston et autres pionniers car il est important de signaler que les discussions sur le stockage de l'eau n'ont pas attendu l'introduction de phrases aussi distinguées que "pollu-

tion de l'environnement", "eutrophisation et ses conséquences", "recyclage pour la conservation de l'eau".

Bien que la longue liste des avantages du stockage dressée par Houston couvrit une grande variété de paramètres bactériologiques et chimiques qui, soutenaient, donnaient "un sentiment de sécurité permanente" il était conscient de leurs inconvénients en coûts de construction et coûts de pompage subséquents. Mais il faisait très justement ressortir que les avantages de qualité ne doivent pas être débités de l'ensemble total des dépenses relatives aux réservoirs, mais de la seule partie qui excède les besoins en volume d'un projet particulier.

Dans la liste des inconvénients était citée la possibilité de poussées d'algues dans les réservoirs recevant des eaux de plaine riches en nutriments, mais l'auteur suggérait les moyens de minimiser ce problème par une conception convenable et des techniques de gestion qui ont ultérieurement été mises au point à faible frais, spécialement dans l'emploi de réservoirs de plaine⁽¹⁹⁾ où les teneurs en phosphates et nitrates sont relativement élevées. Les conclusions de Houston pourraient bien avoir été écrites de nos jours, car en 1909 il écrivait:

"Pour résumer, il faut souligner que la plupart des inconvénients réels ou supposés, sinon tous disparaissent si le stockage de l'eau est considéré non comme une loi intangible des Mèdes et des Perses, mais comme une politique élastique dont on peut s'écarter lorsque les conditions locales le permettent et en même temps le rendent souhaitable."

Cette opinion nuancée fut bientôt mise à l'épreuve pendant la Première Guerre mondiale lorsque l'emploi des réservoirs fut abandonné pour économiser le charbon. La prise directe en Tamise, avec préchloration avant que l'eau n'atteigne les filtres, fut signalée comme efficace par Houston dans son 12^{ème} rapport de recherche⁽²⁰⁾ mais il maintenait que cela "ne liait pas nécessairement l'auteur à l'opinion que ce procédé devrait être indéfiniment poursuivi après guerre". L'emploi d'eau stockée en réservoir a été repris à la fin des années 1920 avec une chloration finale, remplaçant finalement la chloration bactéricide de l'eau prise en rivière. Depuis cette époque, l'habitude est de ne fournir aux stations de traitement que de l'eau de réservoir.

3. Le développement du rôle des réservoirs d'eau brute

Les réservoirs du 19^{ème} siècle dont avait hérité le MWB étaient très petits et prévus seulement pour utilisation à court terme comme secours lorsque les rivières étaient excessivement troubles. Le besoin de réservoirs d'eau brute plus importants apparut il y a plus de 60 ans pour assurer la continuité du service même pendant les étiages sévères. D'où la construction progressive de nombreux grands réservoirs que l'on peut décrire comme de petits lacs⁽¹⁹⁾ dont le débit absolument assuré a compensé en de nombreuses occasions la déficience des rivières.

Le rôle précis des réservoirs a ultérieurement été défini par Harold dans son 29^{ème} Rapport⁽²¹⁾ comme barrière d'importance comparable à celle de la prévention des pollutions à la source et à celle de la filtration en réduisant la vulnérabilité des alimentations en eau potable aux risques connus ou potentiels.

Un incident récent a été décrit par Kekwick⁽²²⁾. En 1970, pendant une courte période, de nombreuses stations de purification d'eaux d'égout ont été incapables de produire des effluents acceptables, en raison de conflits du travail. Une enquête couvrant les alimentations en eau de surface de 22 services d'eau montra que

la vulnérabilité à une telle pollution était significativement réduite lorsqu'il existait des réservoirs d'eau brute et l'auteur concluait que "cet incident fait ressortir une fois de plus que, là où les eaux de surface sont traitées en vue de leur distribution, rien ne peut être tenu pour acquis". L'expérience du MWB montre aussi qu'en de très nombreuses occasions les réservoirs d'eau brute ont joué un rôle vital en maintenant l'alimentation alors que les prises d'eau en rivières de ces réservoirs devaient être fermées pour des périodes de plusieurs jours ou même semaines, certains paramètres de qualité étant inacceptables. Cette fermeture résulte du nombre croissant d'incidents pétroliers, de goûts résultants des eaux usées industrielles, de pesticides, cyanures, etc. . . ; en fait de toute la série des polluants inacceptables qui, malgré la surveillance de la qualité de la rivière, sont toujours une menace potentielle.

Un autre exemple du besoin croissant de maintenir dans l'industrie de l'eau une politique de protections multiples est illustré par une publication récente d'Adams, Robinson et Kennett⁽²¹⁾. Ces auteurs décrivent un projet de réservoir d'eau de rivière qui, non sans hésitations, a été réalisé pour compléter des captages souterrains existants. Comme le point de puisage avait dû être fixé dans le cours inférieur, le plus pollué, ils signalent que "un réservoir d'eau brute était absolument fondamental pour ce projet" non seulement pour assurer un débit satisfaisant, mais encore "comme stade très important de la purification de l'eau". Ces vues font écho à celle des savants et ingénieurs du début du 20^{ème} siècle et, bien que ce projet comporte également une préchloration pour le contrôle bactéricide de l'eau de rivière puisée, les auteurs estiment que leur réservoir d'eau brute permet d'arrêter les puisages en rivière quand la qualité de l'eau est particulièrement indésirable. Dans ce contexte, ils ne font pas allusion seulement aux matières en suspension, mais aussi aux possibilités de "conditions toxiques dues aux pollutions accidentelles" de la rivière.

Il existe une prise de conscience internationale de la vulnérabilité de la qualité de l'eau et de la nécessité d'une vigilance accrue. En 1970 par ex., le Bureau d'hygiène de l'eau des Etats-Unis a publié une analyse détaillée d'une enquête sur les réseaux de distribution d'eau publics. Cette enquête visait à détecter les insuffisances de protection des captages, filtration, chloration, etc. . . qui peuvent indiquer ou mener à une eau potentiellement dangereuse. Elle comprenait donc l'étude de la qualité physique, chimique et bactériologique d'une série d'eaux potables couramment consommées afin de comparer les mesures avec les normes de qualité du Service de Santé public des Etats-Unis⁽²³⁾ publiées en 1962.

Pour des réseaux desservant plus de 18 millions de consommateurs, ceux qui répondaient aux normes représentaient entre 50 et 73% des 969 réseaux étudiés, les meilleurs résultats étant obtenus dans les régions comptant plus de 100,000 consommateurs par réseau. La partie de cette enquête traitant uniquement des eaux de surface définissait les eaux brutes comme:

- (a) provenant d'un fleuve, d'une rivière, d'un ruisseau, lac, réservoir, etc. . . . uniquement,
- (b) ou en cas d'alimentation combinée (eau souterraine et eau de surface) provenant à plus 50% d'une source définie en a).

Les chiffres intéressent entre 112 et 124 de tels réseaux et la partie reconnue satisfaisante en terme de qualité bactériologique, chimique et physique représentait respectivement 80, 83 et 83% de chacun de ces critères. Cependant les chiffres relatifs à la protection des captages ne la donnent comme satisfaisante que dans 55% des cas, et plus révélatrice encore est l'opi-

nion des exploitants locaux qui jugent que 59% de leurs captages n'ont pas vu leur qualité varier depuis trois ans, 15% ont signalé une amélioration et 26% une détérioration de la qualité de l'eau captée.

Au moment où ce rapport est rédigé (décembre 1973), un article du projet de loi en cours d'examen par le législateur aux Etats-Unis et intitulée "Loi sur l'eau potable saine de 1973" fait allusion à "*la surveillance insuffisante et un manque d'information et de technologie suffisantes pour traiter convenablement l'eau brute afin d'assurer sa potabilité*".

Ce projet de loi est un nouvel exemple du besoin d'être continuellement en alerte car les activités polluantes changent constamment suivant les besoins matériels, ce qui oblige à une constante révision de la technologie existante dans le secteur eaux usées aussi bien que dans le secteur purification du cycle de l'eau. Dans ces deux secteurs, la technologie acceptée aujourd'hui peut ne pas l'être nécessairement dans l'avenir et les problèmes peuvent exiger une extension considérable des connaissances physiques et chimiques si la situation évolue de telle façon que les polluants organiques synthétiques deviennent la menace majeure⁽²⁴⁾.

4. Le rôle futur du stockage

Dans ce nouveau secteur, qui exige d'intensives recherches et mises au point, il semblerait important d'estimer le potentiel des réservoirs latéraux mais pas seulement leur capacité de dilution ou de mélange. Il peut très bien y avoir un potentiel latent de biodégradation si l'on peut trouver l'équilibre correct entre les composants abiotiques et biotiques d'un réservoir, considéré comme un écosystème artificiel. Sous ce rapport, il est important de distinguer entre la disparition d'une substance nuisible de la masse de l'eau par simple accumulation dans les cellules de la faune et de la flore, et la dégradation vraie résultant d'actions physiques, chimiques ou biologiques à l'intérieur de l'écosystème.

Il est donc nécessaire de définir la terminologie avant d'essayer d'évaluer un facteur unique qui peut ou non intervenir dans un processus de purification de l'eau. En termes précis, la biodégradation implique une destruction complète de substances complexes en dérivés simples par des processus biologiques agissant isolément. Alternativement, on peut la définir en gros comme la destruction partielle des substances nuisibles en substances qui sont acceptables à la fois compte-tenu de la nature de la substance et de sa concentration, selon les normes de qualité de l'eau admises. Mais cette interprétation implique que les composants biotiques sont seuls responsables des effets désirés.

Tous les mécanismes biologiques sont commandés par de nombreux facteurs, et le moment précis du degré de biodégradation requis est aussi compliqué dans les écosystèmes d'eau douce naturels ou artificiels par la présence inévitable de mécanismes abiotiques qui peuvent masquer les processus purement biologiques. De toute façon, la concentration absolue d'un polluant particulier peut inhiber la capacité physiologique du biotope à survivre, bien que celui-ci puisse tolérer des concentrations quelque peu inférieures, bien que pas nécessairement indéfiniment.

Les mécanismes de biodégradation ont une importance croissante, mais il serait impossible dans ce rapport d'indiquer plus que l'étendue des recherches actuelles. Sous ce rapport, l'auteur est reconnaissant à Symons⁽²⁵⁾ qui a attiré son attention sur l'étendue de la littérature relative aux aspects généraux de la biodégradation dans les sols et dans les eaux douces, et en particulier sur le fait qu'il y a au moins 36 publications

traitant spécialement de l'alimentation en eau comme l'indique la recherche par ordinateur de la littérature disponible au Centre d'information scientifique sur les ressources en eau de l'Office des ressources en eau du Département fédéral de l'Intérieur, Etats-Unis. Une autre liste établie en 1970 d'après les Chemical Abstracts est également disponible.

Avant de quitter le sujet des capacités biologiques, il convient de considérer le potentiel d'accumulation des organismes vivants qui absorbent, ou même incorporent dans les structures vivantes une grande variété de polluants organiques en solution ou en suspension dans une eau captée. Si cette eau contient une population naturelle d'algues, d'invertébrés et même de macrophytes aquatiques, la surface des particules biotiques dans l'écosystème variera saisonnièrement avec un potentiel maximal au printemps, en été et en automne chaque année. Une capacité d'adsorption existe aussi lorsque certaines argiles, notamment la montmorillonite et certaines terres à foulon, sont présentes dans l'eau. Dans ces deux cas la présence de particules en suspension dans un réservoir offre une possibilité d'adsorption pour réduire la concentration des polluants organiques indésirables, si les substances en question peuvent être attirées. Cela soulève une possibilité intéressante relativement aux nouvelles méthodes de mélange artificiel dans les lacs et réservoirs déjà signalés ci-dessus⁽¹⁹⁾.

Si l'on admet que la présence en suspension de particules biotiques et abiotiques dans toute l'épaisseur d'un réservoir est désirable pour assurer une surface convenable d'adsorption des polluants, les procédés de mélange disponibles, jusqu'à présent utilisés pour empêcher la stratification thermique et la desoxygénation, sont capables de provoquer un mélange turbulent contrôlé maintenant en suspension non seulement les grosses particules, mais aussi l'argile colloïdale. L'eau sortant d'un réservoir contiendrait alors des particules abiotiques de taille connue, d'où effet un connu sur les appareils filtrants.

En l'absence d'un nombre suffisant de particules pour assurer la surface d'adsorption souhaitée, on pourrait ajouter à l'eau de rivière pompée les particules souhaitées. Cela renverse naturellement le concept original d'un réservoir comme décanteur, bien qu'en réduisant la quantité d'énergie de mélange on puisse obtenir un certain effet de décantation. Cela suppose également que les moyens de filtration existants, les débits et la qualité du filtrat pourront toujours traiter chaque type de particule sur laquelle un polluant indésirable a été adsorbé, et cela soulève enfin la question de l'élimination des boues des filtres.

Il y a aussi la possibilité que les organismes d'eau douce assimilent dans leurs tissus des quantités considérables de polluants organiques que l'homme désire éliminer de son eau potable. Le risque de destruction de la faune et de la flore désirées, si elles sont surchargées de certains polluants, existe naturellement, ce qui éliminerait leurs capacités physiologiques aussi bien que d'adsorption. Mais ces idées sont spéculatives; elles offrent des possibilités de recherches appliquées plutôt que d'étude académique des effets des polluants sur des groupes isolés de flore et de faune des eaux douces.

L'exemple le plus connu de production d'eau potable à partir d'une eau très polluée est celui du Rhin. Rook⁽²⁶⁾ a décrit le réservoir de Berenplaat comme exemple de réserve utilisée essentiellement pour améliorer la qualité de l'eau dans le traitement général de l'eau du Rhin pour l'alimentation en eau de Rotterdam. Il a donné la liste des nombreux polluants organiques volatiles de l'eau du Rhin qui sont substantiellement enlevés par le séjour dans le réservoir, bien que

le traitement ultérieur comprenne microtamisage, chloration au break point, coagulation au fer ferrique, charbon actif en poudre, floculation, décanteur à lit de boue et filtration rapide sur sable. Il serait intéressant de savoir si les pionniers du 19^{ème} siècle en matière de purification de l'eau potable auraient jamais pu envisager une situation exigeant autant de barrières.

Les faits présentés dans ce rapport sont destinés à suggérer que le stockage en réservoir latéral ne peut être légèrement rejeté sous prétexte que les exigences de sécurité bactériologiques et virologiques sont infailliblement satisfaites dans des stations de traitement bien conçues. De même cet ouvrage ne peut pas être rejeté à la lumière de son potentiel de dilution, de mélange et autre fonction prouvée pour laquelle il forme une barrière simple mais très efficace.

L'auteur croit qu'il y a de forts arguments pour retenir les réservoirs d'eau brute dans toute situation où une détérioration de la ressource s'est déjà produite, et même là où on peut prévoir que la qualité de l'eau se détériorera. Cependant la recherche des caractéristiques d'amélioration de qualité demande des efforts intensifs, comparables à ceux déployés à la fin du 19^{ème} et au début du 20^{ème} siècle, pour déterminer le potentiel latent dans les composants biotiques-abiotiques de l'écosystème du réservoir de façon que les facteurs valables de biodégradation, accumulation biotique et même adsorption, puissent être employés dans la situation nouvelle où les polluants organiques peuvent être importants.

On peut naturellement objecter que les pressions économiques peuvent justifier une attitude de *laissez faire*, bien que les économistes n'aient pas la responsabilité des risques ultimes pour la santé publique. Mais pour compléter cette brève revue, il faut indiquer le coût actuel d'un réservoir d'eau douce, en se rappelant que les caractéristiques de contrôle de la qualité peuvent n'être qu'un ou deux pour cent des dépenses totales pour avoir une eau potable saine et agréable (voir Serpell⁽¹³⁾, p. 63).

5. Quelques exemples de prix de revient de réservoirs latéraux (en décembre 1973)

Les exemples cités dans les notes suivantes et résumés dans l'annexe 1 ne se réfèrent qu'au coût de construction de réservoirs d'eau brute en plaine là où le lit de la rivière et la plaine voisine sont formés de graviers surmontant un matériau imperméable comme l'argile de Londres ou d'Oxford.

Les coûts ont été compilés par l'auteur (voir remerciements) pendant une période inflationniste (décembre 1973) au cours de laquelle ces coûts avaient virtuellement doublé en quatre ans, malgré les progrès considérables dans l'équipement mécanique disponible pour les travaux publics. Les cas hypothétiques ont été limités à des projets relativement petits dont les capacités: $6,8 \times 10^5$ m³, $2,3 \times 10^6$ m³ et $4,5 \times 10^8$ m³ visent à donner une réserve de sept jours à des ouvrages dont le débit est de 1,05 m³/s, 3,7 m³/s et 7,4 m³/s respectivement.

On admet que la forme est carrée ou rectangulaire et que le réservoir a un fond généralement plat; la profondeur de l'eau variera probablement entre 6,1 et 16,8 m, ces caractéristiques pouvant être modifiées par la topographie et le terrain disponible. Le prix du terrain n'est pas compris dans l'annexe 1 en raison des importantes variations de prix suivant la région, et, de nos jours, suivant l'affectation d'urbanisme. La surface totale nécessaire indiquée à l'annexe 1 est naturellement la somme de la surface d'eau plus la digue et la surface

relativement petite en-dehors de ce périmètre mais à l'intérieur du site.

Pour les réservoirs type 1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 2C on admet que la géologie est la suivante: terre arable 304 mm; divers (sable tourbe, briques, pierres, etc. . .) 1,22 m, gravier 4,57 m, puis argile imperméable. Les types 3A et 3B sont supposés en site tout argile.

Les divers types sont les suivants:

Réservoir type 1

Bassin imperméable construit uniquement par excavation, sans aucune partie au-dessus du sol avoisinant. La profondeur de l'eau est d'environ 6,1 m et les pentes intérieures sont inclinées convenablement contre l'érosion.

- 1A. Bien que la profondeur de l'eau soit de 6,1 m, la profondeur totale de l'excavation, autour du périmètre seulement, devra être de 7,6 m pour permettre une liaison convenable entre le fond d'argile et le mur périphérique d'argile compactée qui empêche les fuites latérales.
- 1B. Mur périphérique en béton massif, non armé, d'environ 0,92 m d'épaisseur. Coulis de bentonite injecté pendant le creusement de la tranchée périphérique.
- 1C. Couche bitumineuse pour assurer l'étanchéité périphérique seulement, c'est-à-dire sur les pentes et non au fond du réservoir.

Réservoir type 2

Réservoir classique à digues en terre, la face interne (3 : 1) revêtue de béton ou de bitume. Face externe de la digue probablement 2½ : 1 avec talus en gravier, puis terre arable et herbe. Profondeur d'eau 11,6 à 16,2 m suivant le volume nécessaire.

- 2A. Coupure au-dessous du niveau du sol puis noyau en argile compactée; revêtement en béton des faces internes.
- 2B. Couche bitumineuse au lieu du revêtement en béton sur la face interne, mais à nouveau pour prévenir l'érosion de la zone de batillage.
- 2C. Couche bitumineuse scellée au fond d'argile pour remplacer le noyau d'argile de 2A, en vue de prévenir les fuites latérales.

Réservoir type 3

Digue en terre classique, mais construite uniquement en argile provenant du site, avec des pentes à 5 : 1 à l'extérieur comme à l'intérieur.

- 3A. Face interne revêtue de bitume pour empêcher l'érosion.
- 3B. Face interne couverte de béton comme méthode remplaçant 3A pour prévenir l'érosion dans la zone de batillage.

Pour 3A et 3B, les faces externes seront normalement couvertes de terre arable et mises en herbe.

Il ressort de l'annexe 1 que les inconvénients économiques majeurs intéressent:

- (a) la construction de réservoirs relativement petits, peut-être pour des besoins à court terme ou locaux, le long d'une rivière particulière, et
- (b) la construction en excavation (types 1A, B et C) dont le coût par unité de volume sont complètement irréalistiques par rapport aux types à digue

à noyau d'argile (2A, B et C) ou même en argile pure.

Il semble donc que les besoins de réservoirs pour l'avenir seront couverts par la résurrection de projets de barrages d'estuaire qui seront suffisamment importants pour permettre des débits directs à des services d'eau éloignés, ou même pour réalimenter des rivières utilisées comme source d'eau à une certaine distance du réservoir. A l'intérieur des terres, les réservoirs régulateurs de débit de rivière sont une possibilité évidente, avec des volumes de l'ordre de $227 \times 10^6 \text{ m}^3$ qui ont été proposés pour la première fois pour le sud de l'Angleterre dès 1899.

En conclusion, on peut dire que les exigences de qualité pour les consommateurs domestiques et industriels ne sont pas nécessairement identiques: le coût global de fourniture ininterrompue d'une eau pour l'usage universel est évidemment un secteur à étudier. Cependant, partout où le bien-être des populations est en jeu, il ne peut pas y avoir de désaccord sur la nécessité de maintenir les services d'eau au plus haut

degré de qualité en maintenant rigide ment les barrières éprouvées contre sa détérioration.

Remerciements

L'auteur remercie le Dr. Windle Taylor, C.B.E., Directeur de l'examen de l'eau, pour la permission de publier ce rapport, bien que les idées exprimées ne soient pas nécessairement celles du M.W.B.

Les chiffres de l'annexe 1 sont publiés avec l'autorisation de M. P. Cooley, Ingénieur-constructeur et l'auteur remercie également pour les renseignements détaillés à ce sujet qui lui ont été aimablement communiqués par M. H. Waters et A. Birtles, du service de construction du nouveau réservoir de Datchet.

Bibliographie

(Voir le texte anglais.)

ANNEXE I

Exemples théoriques de coûts d'étude et de construction de réservoir d'eau brute en Angleterre du Sud

VOLUME EMMAGASINE	Surface totale du terrain nécessaire			Surface de l'eau dans le réservoir		
	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3
	ha	ha	ha	ha	ha	ha
150 m.g. ($6,8 \times 10^5 \text{ m}^3$)	13,8	10,5	14,6	13,0	8,9	10,1
500 m.g. ($2,3 \times 10^6 \text{ m}^3$)	41,7	25,9	34,0	4,05	21,0	25,5
1000 m.g. ($4,5 \times 10^6 \text{ m}^3$)	78,5	42,5	55,8	76,9	34,4	39,3

VOLUME EMMAGASINE	Profondeur de l'eau			Coût de construction estimé en millions de livres (décembre 1973)							
	TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	TYPE							
				1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B
	m	m	m								
150 m.g. ($6,8 \times 10^5 \text{ m}^3$)	6,1	11,6	11,0	1,46	1,26	1,18	0,91	0,89	0,63	0,95	0,99
500 m.g. ($2,3 \times 10^6 \text{ m}^3$)	6,1	14,3	13,4	3,91	3,36	3,34	1,79	1,75	1,25	1,69	1,76
1000 m.g. ($4,5 \times 10^6 \text{ m}^3$)	6,1	16,2	14,9	6,72	6,22	6,20	2,65	2,59	1,92	2,60	2,68

Estuaries as sites for fresh water reservoirs

by P. Santema,

Director of the Government Institute for Water Supply

and Th. G. Martijn,

Deputy-director of the Testing and Research Institute of the Netherlands Waterundertakings KIWA Ltd.

1 Introduction

The increasing water demand in relation to the aspects of quantity and quality of the resources available, forces a number of countries to the planning and building of storage reservoirs.

The difficulties encountered, especially in densely populated countries are numerous and it goes without saying that the location of dams and artificial reservoirs meets an increasing resistance from the general public. Several countries are considering now the possibilities of building artificial closed reservoirs, surrounded by dikes, in estuaries.

This paper deals with aspects of these closed fresh water reservoirs in relation to the properties of the estuaries. In particular a situation will be reviewed where there is already a closed estuary available. The reason is that the authors are citizens of a country where a project is under construction that aims at the closure of a number of tidal rivers and estuaries, to protect the country against floods.

Given that these closed estuaries are available, a discussion will be presented as to the question of whether these estuaries have potentialities for fresh water supply for domestic and industrial purposes.

Many of the considerations and criteria mentioned will also be applicable to situations where the question to be answered is whether or not an open estuary may be used for a fresh water reservoir.

2 Need for reservoirs

Many countries are confronted with an increasing water demand for industrial and domestic purposes. In addition, during certain periods of the year the amount of water available from groundwater and surface water resources does not always meet the need for water. If a water supply is dependant to a large extent on a surface water source like a river, storage may be needed to overcome periods of low discharges during droughts. Therefore, it is assumed that the discharge of the river is insufficient to provide water for a regular and undisturbed supply.

On the other hand there are many rivers loaded with a relatively constant amount of artificially discharged pollutants, causing for a number of pollutants, a variable concentration of that pollutant in the water, depending on the discharge. During periods of low flow the pollution content may reach its maximum, and as a result, the treatment plant has to be designed to remove this peak load of pollutants. This may lead to an uneconomic design of the treatment plant including a high level of consumption of chemicals within the treatment processes. The inclusion of a storage reservoir in the system might help to reduce the peak loads of pollution to a lower level.

The impoundment may be operated in such a way that it is only during periods of high discharges with corresponding relatively low pollution content, that water is abstracted from the river and pumped into the reservoir. During periods of low flow the intake can be stopped and the storage capacity used to feed the treatment plant. In this way the treatment process may be based on a lower pollution load and lower operation costs might be involved. An economic, quantitative and qualitative analysis, including the processes that may take place in the reservoir itself, may lead to an optimum design of the system.

Many rivers used for the abstraction of water for domestic and industrial purposes are navigable and are, moreover, used to a certain extent as a means of transport for more or less treated sewage. This introduces risks resulting from the possibility of accidents, and consequently uncontrolled discharges of pollutants and toxic substances in the water. It may happen that the treatment processes are not capable of removing these toxic elements to an acceptable degree. For such cases, storage is also needed to overcome the time of zero abstraction, caused by the accidental pollution.

In conclusion, it may be said that there are three reasons, singly or in combination, leading to the inclusion of a storage reservoir in the water supply system if surface water from a river has to be used;

- a. to overcome periods of insufficient water flow;
- b. to ensure an economic design of the water supply system and more specifically to avoid overdesign of treatment plants;
- c. to guarantee undisturbed water production in cases of accidental pollution.

3 Location of reservoirs

Once it is decided that a storage reservoir has to be included in the water supply system, there are a number of considerations involved in the decision concerning the location of the impoundment.

In general a reservoir is located between the source and the distribution area and normally there is a constant supply from the reservoir to this area. The capacity of the trunk mains, which convey the water from the reservoir to the area of supply, is determined in relation to the storage capacity within the distribution area.

An interruption of the supply, e.g. by burst of mains, cannot be accepted, and for this reason there is, in many cases, a need for at least two trunk mains, following different alignments from the reservoir to the distribution area. Each trunk main has to have more than half the supply capacity needed. In order to reduce the investment related to the safety of the supply, the reservoir should be located as close to the distribution area as possible.

The operation of the reservoir in relation to the

characteristics of the source can be carried out in many different ways. There are systems based on a regular supply from the source to the reservoir. In that case the watertable in the reservoir is normally constant, and only during the occurrence of an accidental pollution of the source will the supply to the reservoir be stopped. However, the supply from the reservoir continues, resulting in a decreasing volume of storage.

Other systems are based on the principle that only in periods of relatively good quality and/or sufficient discharge of the source is there an intake of water from the source to the reservoir. This means that, in many cases, the trunk main from the source to the reservoir has to have a capacity in excess of the average supply; which is related to the consumption in the distribution area. This consideration points to the need to locate the reservoir close to the source. An economic evaluation should be undertaken to determine, from the viewpoint of water transport, the optimum location of the reservoir between the source and the distribution area.

In densely populated countries in particular, there is limited space available for the construction of reservoirs. Moreover, sites for reservoirs need to meet specific geo-hydrological criteria in relation to the building of the reservoirs. E.g. seepage of water from the inside to the outside and the reverse should normally be negligible.

The above mentioned aspects are also of interest if estuaries are being considered as sites for the location of reservoirs for drinking water purposes. In this connection it is important to note that estuaries are in many cases characterized by the following features:—

- a. created by the interaction of the sea and a river;
- b. situated in sediments conveyed by the rivers during ages of erosion;
- c. located near densely populated areas;
- d. conveying heavily polluted river water to the sea, the pollutants originating mainly from the industrialized upstream areas;
- e. partly and periodically affected by salt intrusion from the sea.

Based on the considerations mentioned in this paragraph and paragraph 2, it may be concluded that an estuary can only be used for public water supply if a closed reservoir is located in the estuary. Moreover, the pattern of salt water intrusion must meet certain requirements, which generally means that the outfall of the estuary has to be controlled by a dam with sluices or a barrage.

As far as the location of a closed reservoir in a closed estuary is concerned, the following disadvantages can be mentioned in connection with the above mentioned considerations;—

- a. in an estuarine area there is generally a limited choice for the location of a reservoir. An optimal location between source and distribution area might not be possible;
- b. a selected intake depending on the quality of the water is difficult. The closed estuary receives different water qualities but levels out the differences in quality, and thus eliminates the advantages of water of relatively good quality during periods of high water flow of the feeding rivers;
- c. the qualitative water management of a closed estuary has to deal with a number of special problems which are not always easy to solve;
- d. the generally deep porous strata of the subsoil may require expensive technical solutions to prevent seepage during periods that the volume of the reservoir has to be used without supply from the source, e.g. in case of accidental pollution;
- e. an accidental pollution on the river ultimately reaches the estuary, and it takes more time to flush the closed estuary than the river. From this viewpoint the capacity of a reservoir has to be greater than in the case where the water is abstracted from a river.

The advantages arising from the use of a closed reservoir in a closed estuary are the following;—

- a. in the main the location of a closed reservoir in a closed estuary does not frustrate other interests related to the use of land, such as town planning, industrial development, agriculture, recreation etc.;
- b. if the closed estuary is in itself a fresh water reservoir there are less problems to guarantee a sufficient supply of water during droughts;
- c. assuming that a substantial local load of pollutants is absent, the overall water quality in a closed estuary for a good deal of the year may have certain advantages over the quality of the river water.

Depending on the specific properties of the estuary, of the region and the relative importance of the above mentioned considerations, one may decide that an estuary has potentialities for the location of a closed reservoir.

In the following paragraphs a description will be given of certain aspects of the development of the estuarine area in the southwestern part of The Netherlands, a project which aims at the closure of a number of tidal rivers and estuaries. Special emphasis will be given to its environmental impact, its properties as a fresh water reservoir in itself and its potentialities for closed reservoirs for public water supply purposes.

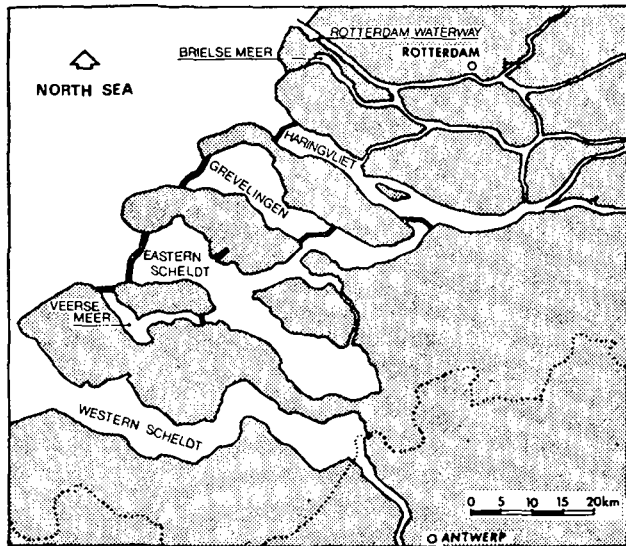
4 The Netherlands' Delta Project

In the southwestern part of The Netherlands a huge scheme for the improvement of flood protection and water management, the so-called Delta Plan is at present in the process of realization.

The first studies and plans for improvement of the situation, which existed before 1953, date back to the 'thirties. A number of smaller schemes, aimed at shortening the coastline and the improvement of water management and/or land reclamation programmes were carried out in that period. However, the storm flood of February 1953, which devastated large areas in the southwestern part of The Netherlands, was the great impetus to carry out major improvements that require considerable investments and, in many ways, deeply affect the area involved.

The Delta Plan aims at the closure of a number of tidal rivers and estuaries by use of movable flood barriers and dams (see Fig. 1). Due to navigation interests the Rotterdam Waterway and the Western Scheldt will remain open, so that the existing dike system along these and the connecting rivers needs to be heightened and strengthened. In order to avoid the occurrence of too strong tidal currents and the various adverse effects thereof, the Delta Scheme includes the building of a number of secondary dams. In one of the primary dams a major complex of sluices has been built for the evacuation of the flood waters of the rivers Rhine and Meuse. In other dams, locks have been built for inland navigation. Finally, intake works and discharge sluices will be built as required for water management on the enclosed water basins.

The former estuaries may be transformed wholly or partly into fresh water basins and play a role in water supply for domestic, industrial, and agricultural purposes. The enclosed water basins, with the former tidal lands, sandbanks, etc., offer various possibilities for the establishment of nature reserves and for the construction of facilities for outdoor recreation. In this connection it is of great importance that the various dams of the Delta Plan form, more or less, a starting point for the development of a new system of road connections. With the initiation of the Delta Plan, the formerly isolated central deltaic area will become more integrated with the surrounding area, which has been subjected to an accel-



Delta plan: location of dams.

ated process of industrialization and urbanization since the 'fifties. Although the intention is that the more open character of the central deltaic area will be preserved, in the future the area will be in a better position to fulfil essential functions within a larger, highly developed region.

The realization of the Delta Plan means, directly or indirectly, a drastic and rather abrupt change in the environmental conditions in the deltaic area proper of the Rhine, the Meuse and the Scheldt. The geography of the deltaic area, prior to the beginning of the Delta-works, was the result of rather gradual natural processes of delta formation and the engineering activities of Man since earliest historical times. These activities included the diking of those tidal lands where the natural processes of sedimentation had raised the level of the land sufficiently above mean sea level. Success normally was guaranteed only in those cases where Man's activities did not interfere too much with the forces of nature. However, it often happened that afterwards large areas of these diked lands were regained by the sea, temporarily or permanently.

The realization of the Delta Plan means that the former tidal lands, land inward of the primary dams, will no longer be subject to the influence of the tides, while in the greater part of the deltaic area salt or brackish water will be replaced by fresh water. Furthermore, an additional area of sandbanks and more silty areas, which previously flooded every tide, will become permanently dry land. Compared to the rather gradual changes in earlier times, the situation created by the various phases of the Delta Plan will come as a shock to the environment.

It goes without saying that the Delta Project will have important hydrological and hydrobiological effects. With the transformation of the former estuaries into fresh water basins, new possibilities will be created for an adequate water supply for domestic, industrial and agricultural purposes. For reasons of controlled water quality the domestic water supply requires separate basins or reservoirs, in which a fluctuation of the water level may make up for interruptions of the intake of water. These new possibilities will improve the often precarious situation in which the water supply of the southwestern part of the country finds itself nowadays. To this end the delta basins will at least partly be flushed with river water both in the period of desalinization and, later on, for water quality control. An enormous problem, however, is the quality of the river water to be used.

5 Hydrological and Hydrobiological Aspects of the Delta Plan

In the following lines a few hydrological and hydrobiological aspects of the Delta Plan will be discussed in more detail.

It is evident that, due to the realization of the Delta Plan, considerable changes are taking place in water movement and water quality. The building of the dams eliminates the tidal influence, the regular flushing of the estuaries with sea water will no longer take place and the intensity of the water circulation will be much smaller than under previous conditions. In this first phase, semistagnant salt or brackish lakes are created. Next, at least a part of the system of lakes will be flushed with river water and thus be transformed into fresh water lakes.

In order to be able to formulate and carry out an optimal quantitative and qualitative management programme for the lake system which is being created, a multi-disciplinary programme of investigations and studies is being carried out. The various water basins which have been created already within the framework of the Delta Plan form, with their different environmental conditions, a unique set of research objects. The network of measuring and sampling stations at present comprises 150 stations in which, continuously or periodically, a number of physical, chemical, biological and bacteriological parameters are being measured.

The environmental consequences for the aquatic system of the transformation of an estuary into a semi-stagnant salt or brackish lake are described below with the help of:—

- a) the results of one year's observations in the Grevelingen basin;
- b) the environmental conditions in the Brielse Meer, as an example of a former estuary in the fresh water phase.

a) Due to the building of dams in the Grevelingen estuary, the tidal influence has been eliminated and, under the present conditions, wind induced water circulation is the main cause of any water movement still taking place. The salinity level remains rather constant, with small variations due to rainfall, evaporation, drainage of polder water and the discharge and intake of (salt) water via a navigation lock in one of the dams.

The wind induced water circulation promotes the exchange of water and oxygen between the various depth levels in the lake. The exchange processes can be affected considerably, however, by density differences in the water, which are primarily due to differences in temperature. The Grevelingen basin is well exposed to the influence of the wind and, normally, wind induced circulation is sufficient for maintaining more or less homogeneous conditions in the lake, but in relatively short periods without wind, and a simultaneous sharp rise in air temperature, stratification in the water may take place in the deeper parts of the basin. Normally, this stratification will be of short duration only, and it will not follow a more or less regular seasonal pattern, as is the case in several deep lakes elsewhere.

When a thermocline has been formed, the exchange of water and oxygen between the epilimnion and the hypolimnion, above and below the thermocline, is reduced considerably. Biological and chemical oxygen demand may then lead to oxygen depletion in the hypolimnion. Locally this has been observed in the Grevelingen basin over relatively short periods of time. Under anaerobic conditions, oxygen reduction processes take place near the bottom, and the products of these reduction processes can affect the water quality unfavourably (production of methane, hydrogen sulphide, ammonia; mobilization of certain elements from the bottom silt).

The changes which took place in the Grevelingen area have had considerable biological consequences. Many tide-dependent species, such as bottom organisms, thick shelled diatoms and species of benthos and littoral have been reduced considerably in number or have been eliminated completely. In the initial stages large quantities of dead organisms and organic material had to be mineralized, mainly in the deeper parts of the basin. The consequently increased oxygen demand led to low oxygen concentrations or even to oxygen depletion. This again led to the death of many place-dependent organisms, such as shell fish, aquatic earth worms, sponges, etc. After the period of decay which lasted for nearly half a year, a recovery period began, however, which ultimately will lead to a new dynamic hydrobiological equilibrium. In a hydrobiological sense there are losses, but also gains (increase of thin shelled diatoms, and in general more mobile organisms); expressed in terms of number of species and rarity, the losses, however, are greater than the gains.

After the elimination of the tidal influence a large scale process of sedimentation took place (sand, silt, organic material, dead organisms), with the result that light intensities in the water and the thickness of the photosynthetic zone increased considerably. This had an important effect on the growth of algae and on the production and consumption of oxygen.

b) The Brielse Meer is a former estuary which, since 1950, has been maintained as a fresh water basin. The fresh water for the greater part originates from the rivers Rhine and Meuse. The water of the river Rhine is heavily polluted, and the water of the Meuse is not free from pollution either. Before the river water reaches the intake of the Brielse Meer, the quality of the water has improved somewhat during its passage through the delta, due to flocculation and sedimentation (organic matter, silt, sand, heavy metals, pesticides, etc.), biodegradation, reoxygenation, evaporation of volatile substances, etc. In the Brielse Meer itself a further improvement of the water quality takes place due to the effect of the impoundment. In this connection the changes in the concentration of nutrients deserve attention.

A characteristic of the Brielse Meer is the high concentration of nutrients in the water. Periodically, algae blooms (also blue-green algae) occur. The algae may give the water a bad odour and a bad taste. The colour of the water and clearly visible floating algae mats are aesthetically unattractive. The slimy growths are a nuisance for swimmers and fishermen. The oxygen concentration in the water shows wide variations due to the high oxygen production by the algae and the high consumption e.g. during the mineralization phase; in the latter phase anaerobic conditions may occur.

The growth of algae depends among other factors on the light intensities and the availability of nutrients. Normally the availability of nitrogen and phosphorus are the limiting factors. For the circumstances in the deltaic area in The Netherlands it seems to be appropriate to focus attention on the possibilities of control of the concentration or load of phosphorus.

The variation of the phosphorus concentration of the water of the Brielse Meer as a function of the distance to the intake shows interesting features. It appears that about 40% of the phosphorus load (total phosphorus) of the intake water is being accumulated in the bottom silt over a short stretch of water near the intake, due to a process of flocculation and sedimentation. It seems likely that the phosphorus in the bottom material will not come into solution, or be otherwise mobilized again, as long as the water near the bottom remains in an aerobic

condition. The high concentrations of phosphorus in the water of the Brielse Meer at greater distances from the intake are due to local loads of sewage and polluted polder water. The results of the present investigations and studies seem to indicate that, in the Brielse Meer, a satisfactory water quality can be maintained, with reasonable hydrobiological conditions, if the above mentioned local loads of pollutants are removed. Experiments are being carried out to intensify the process of flocculation and sedimentation near the intake by adding iron sulphate to the intake water (up to 6 ppm Fe+++). The percentage of the total phosphorus load in the intake water which is being precipitated may thus be increased to 50% or more.

On the basis of experience gained so far, and the results of the present investigations and studies, a number of conclusions can be drawn as to the management programmes for the lake system behind the delta dams;—

- a) the processes of self purification of the intake water are of utmost importance; every effort should be made to avoid serious disturbances to these processes and even to stimulate them (selective intake based on quality criteria, introduction of control of limiting factors for algae e.g. phosphorus concentration, ensurance of sufficient retention time under normal conditions, ensurance of sufficient flushing capacity for emergency cases, etc.);
- b) it is very important to remove local loads of pollutants, to be very careful with waste heat loads, and to protect the water against the polluting effects of navigation (including recreation craft) and of accidents (toxic substances, oil products, etc.). In this connection it is important that the functions of the various basins should be clearly defined and that the basins which have to fulfil conflicting functions are separated from each other, so that a diversified quantitative and qualitative water control may be exercised. Waters which have a preponderant function as a major inland navigation route, for example, may be separated from waters with a function within the domains of water supply or recreation;
- c) the adverse effects of thermal and chemical stratification should if possible be avoided or compensated for. The basins can be provided with facilities for discharging water from pre-selected depths and by mobile or fixed facilities to promote the mixing of water from the various depth levels and/or to increase the oxygen supply to the deeper water layers.

6 Summary

Many countries are confronted with an increasing water demand for industrial and domestic purposes. This increasing demand in relation to the aspects of quantity and quality of the resources available, may force the planning and building of storage reservoirs.

This paper deals with the potentialities of estuaries as sites for fresh water reservoirs. After an evaluation of the reasons leading to the need for inclusion of a storage reservoir within the water supply system, and a discussion of the problems involved in the location of reservoirs, a few aspects of the Netherlands' Delta Project are presented.

Acknowledgement

The authors express their appreciation of Mr. R. Klomp for his contribution to this paper.

Les estuaires comme sites de réservoirs d'eau douce

par P. Santema

Directeur de l'Institut d'état pour l'alimentation en eau (Pays-Bas).

et Th. G. Martijn

Directeur adjoint de l'Institut pour l'essai et la recherche des distributions d'eau néerlandaises KIWA.

1 Introduction

L'augmentation des besoins en eau comparée à la quantité et à la qualité des ressources disponibles oblige un certain nombre de pays à étudier et à construire des réservoirs de stockage.

Les difficultés rencontrées, spécialement dans les pays à population dense, sont nombreuses et il va sans dire que la localisation des barrages et des réservoirs se heurte à des résistances croissantes du grand public. Plusieurs pays étudient maintenant la possibilité de construire des réservoirs artificiels, entourés de digues, dans des estuaires.

Le présent rapport traite des aspects de ces réservoirs d'eau douce compte-tenu des caractéristiques des estuaires. En particulier, on examinera une situation dans laquelle un estuaire clos est déjà disponible. La raison en est que les auteurs sont citoyens d'un pays où un projet est en cours de réalisation pour fermer un certain nombre de fleuves et estuaires à marées, en vue de protéger le pays contre les inondations.

Etant donné que ces estuaires clos existent déjà, on discutera si ces estuaires peuvent être utilisés pour l'alimentation en eau domestique et industrielle.

La plupart des considérations et critiques mentionnées seront applicables à des situations où la seule question qui se pose est de savoir si un estuaire ouvert peut être utilisé comme réservoir d'eau douce.

2 Besoins en réservoirs

Beaucoup de pays ont à faire face à des besoins croissants en eau domestique et industrielle. En outre, en certaines périodes de l'année, le débit disponible en eau souterraine ou superficielle n'est pas toujours suffisant pour couvrir les besoins. Si un service d'eau dépend d'une eau de surface comme une rivière, on peut avoir besoin de réserves pour passer les périodes d'étiage pendant les sécheresses. Nous admettrons que le débit est insuffisant pour fournir de l'eau régulièrement et sans problème.

D'un autre côté, il y a beaucoup de rivières qui reçoivent une charge relativement constante de pollution, ce qui fait que pour un certain nombre de polluants, la concentration dans l'eau varie en fonction du débit. Pendant les étiages, la concentration en polluants peut atteindre son maximum et en conséquence, la station de traitement doit être basée sur cette pointe de polluants à enlever. Cela peut conduire à une conception peu économique de la station de traitement, et à une consommation élevée de réactifs pour le traitement. L'insertion d'un réservoir de stockage dans le réseau peut aider à réduire les pointes de pollution.

L'alimentation du réservoir peut être aménagée de façon que l'eau ne soit pompée de la rivière vers le réservoir que pendant les époques où le débit de la rivière est élevé et où, en même temps, la pollution est

faible. Pendant les étiages, la prise d'eau peut être fermée et l'eau du réservoir utilisée pour alimenter la station de traitement. De cette façon, la station de traitement peut être conçue pour une plus faible charge de pollution et les frais d'exploitation seront plus faibles. Une analyse économique, quantitative et qualitative, tenant compte des processus qui interviennent dans le réservoir lui-même, peut conduire à une conception optimale de l'ensemble.

Beaucoup de rivières utilisées pour puiser de l'eau pour les besoins domestiques et industriels sont navigables et, de plus, utilisées dans une certaine mesure pour le transport d'eau d'égout plus ou moins traitée. Il en résulte des risques résultant de la possibilité d'accident amenant des déversements non contrôlés de substances polluantes et toxiques dans l'eau. Il peut arriver que la station de traitement ne soit pas capable d'enlever ces toxiques à un degré acceptable. En ce cas, le stockage est également nécessaire pour passer le temps où le puisage sera impossible en raison de la pollution accidentelle.

En conclusion, on peut dire qu'il y a trois raisons qui, séparément ou en combinaison, amènent à inclure un réservoir de stockage dans le réseau d'alimentation en eau lorsqu'on utilise de l'eau d'une rivière:

- a) pour surmonter les périodes de débit insuffisant;
- b) pour assurer une conception économique du réseau de distribution d'eau, et, plus spécifiquement, pour éviter de concevoir des stations de traitement trop grandes;
- c) pour garantir la production de l'eau sans problèmes en cas de pollution accidentelle.

3 Emplacement des réservoirs

Une fois que l'on a décidé qu'il est nécessaire d'inclure un réservoir de stockage dans le réseau d'alimentation en eau, la décision relative à l'emplacement de ce réservoir résulte d'un certain nombre de considérations.

En général, le réservoir est situé entre le captage et la région desservie et, normalement, il livre à cette région un débit constant. La capacité des conduites principales qui transportent l'eau du réservoir vers la région desservie est déterminée en fonction de la capacité des réservoirs situés à l'intérieur de la région desservie.

Une interruption de la desserte, par exemple en cas de rupture de conduite, ne peut pas être acceptée et pour cette raison il est souvent nécessaire de prévoir deux conduites au moins suivant des tracés différents entre le réservoir et la région desservie. Chaque conduite principale doit avoir plus de la moitié de la capacité nécessaire. Pour réduire les investissements relatifs à la sécurité de l'alimentation, le réservoir doit être logé aussi près que possible de la région desservie.

L'exploitation du réservoir en fonction des caractéristiques de la ressource peut se faire de bien des façons différentes. Il y a des systèmes basés sur une alimentation régulière du réservoir par la ressource. En ce cas, le niveau de l'eau dans le réservoir est normalement constant et ce n'est que lors d'une pollution accidentelle de la ressource que l'alimentation du réservoir sera stoppée.

Cependant, le réservoir continue à fournir de l'eau, donc le volume stocké diminue. D'autres systèmes sont basés sur le principe que ce n'est que lors des périodes où l'eau est de qualité relativement bonne et/ou lorsque le débit de la ressource est suffisant qu'il y a fourniture d'eau de la ressource au réservoir. Il en résulte que souvent la conduite principale entre la ressource et le réservoir devra avoir une capacité supérieure à l'alimentation moyenne, laquelle dépend de la consommation dans la région desservie. Cette considération plaide pour que le réservoir soit près de la ressource. Une évaluation économique doit déterminer, du point de vue transport de l'eau, l'emplacement optimal du réservoir entre la ressource et la région desservie.

Dans les régions à population dense spécialement, l'espace pour la construction du réservoir est limité. En outre, les sites pour un réservoir doivent répondre à certains critères géo-hydrologiques. Par ex. l'infiltration de l'eau du réservoir vers l'extérieur et inversement doit normalement être négligeable.

Les aspects mentionnés ont aussi leur intérêt lorsque l'on considère l'emplacement de réservoirs d'eau potable. A ce point de vue, il est généralement important que les estuaires aient les caractères suivants:

- a) être créés à l'intersection de la mer et d'un fleuve;
- b) être situés dans les sédiments amenés par le fleuve pendant ses époques d'érosion;
- c) être situés près de régions très peuplées;
- d) amener à la mer des eaux très polluées, les polluants provenant des régions industrialisées en amont;
- e) être partiellement et périodiquement affectés par des intrusions de sel de la mer.

De ces considérations et de celles du chapitre 2, on peut conclure qu'un estuaire ne peut être utilisé pour l'alimentation en eau publique que si pour ce but spécial on réalise dans l'estuaire un réservoir clos. En outre, la condition intrusion de sel doit répondre à certaines exigences qui signifient généralement que le contact avec l'estuaire doit être contrôlé par un barrage avec des vannes.

En ce qui concerne l'emplacement d'un réservoir clos dans un estuaire lui-même clos, on peut mentionner les inconvénients dérivant des considérations ci-dessus:

- a) dans une région d'estuaire, on a généralement un choix limité pour l'emplacement du réservoir. L'emplacement optimal entre ressource et distribution peut ne pas être possible;
- b) il est difficile de choisir la prise d'eau en fonction de la qualité de l'eau. L'estuaire clos reçoit des eaux de différentes qualités, mais nivèle ces qualités et élimine ainsi l'avantage des eaux de qualité relativement bonne pendant les périodes de hautes eaux des fleuves qui l'alimentent;
- c) la gestion de la qualité de l'eau d'un estuaire clos doit traiter un certain nombre de problèmes spéciaux qui ne sont pas toujours faciles à résoudre;
- d) les couches poreuses généralement épaisses du sous-sol peuvent exiger des solutions techniques coûteuses pour empêcher l'infiltration pendant les périodes où le réservoir doit être utilisé sans apport de la ressource, par ex. en cas de pollution accidentelle.
- e) toute pollution accidentelle du fleuve atteint finalement l'estuaire et il faut plus de temps pour vidanger l'estuaire clos que le fleuve. De ce point de vue, la capacité du réservoir doit être plus grande que lorsque l'eau est prise dans le fleuve.

Les avantages d'un réservoir clos établi dans un estuaire clos sont les suivants:

- a) généralement, l'établissement d'un réservoir clos dans un estuaire clos ne frustre pas d'autres intérêts liés à l'usage du sol, comme l'urbanisation, le développement industriel, l'agriculture, les loisirs; etc...;
- b) si l'estuaire clos est lui-même un réservoir d'eau douce, il y a moins de problèmes pour garantir une alimentation en eau suffisante pendant les sécheresses;
- c) si l'on admet qu'il n'y a pas de pollutions locales importantes, la qualité générale de l'eau dans un estuaire clos peut avoir, pendant une bonne partie de l'année, certains avantages sur la qualité de l'eau du fleuve.

Suivant les propriétés spécifiques de l'estuaire, de la région, et l'importance relative des considérations ci-dessus, on peut décider qu'un estuaire a des potentialités pour l'emplacement d'un réservoir clos.

Dans le chapitre suivant, nous décrirons certains aspects de la mise en valeur de la région d'estuaires du sud-ouest des Pays-Bas, projet qui vise à la fermeture d'un certain nombre de fleuves à marées et d'estuaires. L'accent sera mis sur son aspect environnement, ses propriétés comme réserve d'eau douce en lui-même et ses potentialités pour l'établissement de réservoirs clos pour l'alimentation en eau.

4 Le Projet Delta Néerlandais

Dans le sud-ouest des Pays-Bas, un vaste plan d'amélioration de la protection contre les inondations et de gestion des eaux, le Plan Delta, est en cours de réalisation.

Les premières études pour l'amélioration de la situation existant avant 1953 datent des années 30. Un certain nombre de petits projets, visant par ex. à raccourcir la ligne de rivage et à améliorer la gestion des eaux et/ou à récupérer des terres ont été en fait réalisés lors de cette période. L'inondation due à la tempête de février 1953, qui a dévasté une vaste région du sud-ouest des Pays-Bas, a donné l'impulsion à la réalisation d'améliorations majeures qui demandent des investissements considérables et qui affectent profondément, de plusieurs façons, la région en jeu.

Le Plan Delta vise à la fermeture d'un certain nombre de fleuves à marées et d'estuaires par des barrages de crue mobiles ou fixes (Fig. 1).^{*} En raison de intérêts prépondérants de la navigation, le Canal maritime de Rotterdam et l'Escaut occidental resteront ouverts, de sorte que les digues existant le long de ces voies d'eau et de celles qui s'y rattachent devront être rehaussées et renforcées. Pour éviter des courants de marée trop importants et leurs inconvénients, le Plan Delta prévoit la construction de divers barrages secondaires. Dans l'un des barrages primaires, un système complexe de vannes a été construit pour l'évacuation des hautes eaux du Rhin et de la Meuse. Dans d'autres barrages, des écluses ont été prévues pour la navigation intérieure. Finalement, des prises d'eau et des vannes de vidange seront construites pour la bonne gestion des bassins ainsi constitués.

Les estuaires peuvent être transformés totalement ou partiellement en bassins d'eau douce et jouer un rôle dans l'alimentation en eau pour les besoins domestiques, industriels et agricoles. Les bassins clos, avec les terrains antérieurement soumis à la marée, les bancs de sable, etc... offrent des possibilités pour l'établissement de réserves naturelles et de zones de loisir. A ce point de vue, il est important de noter que les divers barrages du Plan Delta forment le point de départ d'un nouveau réseau routier. Avec la réalisation du Plan Delta, la région

^{*}Pour le Fig. 1 voir le texte anglais.

centrale du pays, autrefois isolée, sera mieux intégrée aux régions avoisinantes qui ont subi un processus accéléré d'industrialisation et d'urbanisation depuis les années 50. Bien que l'on prévoie de préserver le caractère plus ouvert de la région deltaïque centrale, à l'avenir cette région sera dans une meilleure position pour accomplir ses fonctions essentielles dans une région plus importante, très développée.

La réalisation du Plan Delta signifie, directement ou indirectement, une modification drastique et plutôt abrupte dans la situation de la région deltaïque propre du Rhin, de la Meuse et de l'Escaut. La géographie de cette région, avant le commencement des travaux Delta, était le résultat d'un processus naturel graduel de formation de delta et des interventions de l'homme depuis les temps historiques les plus reculés. Ces activités comprenaient l'endiguement des terres à marée là où les phénomènes naturels de sédimentation avaient suffisamment réhaussé le niveau du terrain au-dessus du niveau moyen de la mer. Le succès n'était normalement assuré que lorsque les activités de l'homme n'interféraient pas trop avec les forces de la nature. Cependant, il arrivait souvent que de vastes régions fussent reprises par la mer, temporairement ou en permanence.

La réalisation du Plan Delta signifie que les terres à marée antérieures, à l'intérieur des digues primaires, ne seront plus soumises à l'influence des marées, et que dans la plus grande partie de la région des deltas, l'eau salée ou saumâtre sera remplacée par de l'eau douce. En outre, d'autres régions de bancs de sable et de terrains d'alluvions, qui autrefois étaient recouverts à chaque marée, seront asséchés en permanence. Comparée avec les changements graduels des époques antérieures, la situation créée par les différentes phases du Plan Delta sera un choc pour l'environnement.

Il va sans dire que le Plan Delta aura d'importants effets hydrologiques et hydrobiologiques. Avec la transformation des anciens estuaires en bassins d'eau douce, de nouvelles possibilités sont ouvertes pour une alimentation en eau convenable pour les besoins domestiques, industriels et agricoles. Pour des raisons de contrôle de la qualité de l'eau, l'alimentation en eau potable exige des bassins ou réservoirs séparés, dans lesquels on peut jouer sur les variations de niveau pour compenser l'interruption du puisage de l'eau. Ces nouvelles possibilités amélioreront la situation souvent précaire dans laquelle se trouve actuellement la partie sud-ouest du pays. A cette fin, les bassins du delta seront balayés au moins en partie par de l'eau de fleuve à la fois pendant la période de dessalement et plus tard pour le contrôle de la qualité de l'eau. Un problème énorme est toutefois posé par la qualité de l'eau de fleuve à utiliser.

5 Aspects hydrologiques et hydrobiologiques du Plan Delta

Nous allons discuter plus en détail les aspects hydrologiques et hydrobiologiques du Plan Delta.

Il est évident que la réalisation du Plan Delta amène des changements considérables dans les mouvements et la qualité de l'eau. La construction de barrages élimine l'influence des marées, le balayage régulier des estuaires par l'eau de mer ne se produira plus et l'intensité de la circulation de l'eau sera bien plus faible que précédemment. Pour commencer, on crée des lacs salés ou saumâtres semi-stagnants. Ensuite, une partie du réseau de lacs sera balayée par l'eau de fleuve et transformée en lacs d'eau douce.

Pour pouvoir formuler et réaliser un programme de gestion quantitatif et qualitatif optimal pour le réseau de lac en formation, un programme multi-disciplinaire de recherches et d'études est en cours. Les divers bassins qui ont déjà été créés dans le cadre du Plan Delta forment, avec leurs environnements variés, un jeu unique d'objets de recherche. Le réseau de mesure et de prises d'échantillons comprend actuellement 150 stations dans lesquelles on mesure en continu ou périodiquement un certain

nombre de paramètres physiques, chimiques, biologiques et bactériologiques.

Les conséquences environnementales pour le système aquatique de la transformation d'un estuaire en un lac semi-stagnant salé ou saumâtre seront illustrés par:—

- a) les résultats d'une année d'observations dans le bassin de Grevelingen.
- b) l'environnement du Brielse Meer, comme l'exemple d'un ancien estuaire en phase eau douce.

a) En raison de la construction de barrages dans l'estuaire de Grevelingen, l'influence des marées a été éliminée et, actuellement, la circulation induite par le vent est la cause principale des mouvements d'eau qui se produisent. Le niveau de salinité reste assez constant, avec de petites variations dues aux pluies, à l'évaporation, au drainage de l'eau de polder et aux intrusions et rejet d'eau salée par une écluse dans l'une des digues.

Les circulations induites par le vent favorisent les échanges d'eau et d'oxygène entre les divers niveaux du lac. Mais ces échanges peuvent être notablement affectés par les différences de densité de l'eau dues surtout aux différences de température. Le bassin de Grevelingen est bien exposé à l'influence du vent et, normalement, la circulation induite par le vent est suffisante pour maintenir le lac en état plus ou moins homogène, mais dans les périodes relativement courtes sans vent avec simultanément une rapide augmentation de la température de l'air, il peut se produire une stratification de l'eau dans les parties les plus profondes du bassin. Normalement, cette stratification sera de courte durée et ne sera pas plus ou moins régulièrement liée aux saisons, comme c'est le cas dans plusieurs lacs profonds ailleurs.

Quand un thermocline s'est formé, les échanges d'eau et d'oxygène entre l'épilimnion et l'hypolimnion sont considérablement réduits. La demande biologique et chimique en oxygène peut conduire à une diminution de l'oxygène dans l'hypolimnion. Localement, cela a été observé dans le bassin de Grevelingen pendant des durées relativement courtes. Dans les conditions anaérobies, des processus de réduction de l'oxygène se produisent près du fond et les produits de ces réductions peuvent affecter défavorablement la qualité de l'eau (production de méthane, d'hydrogène sulfuré, d'ammonium; mobilisation de certains éléments de la boue du fond).

Les changements qui ont eu lieu dans la région de Grevelingen ont eu des conséquences biologiques considérables. Beaucoup d'espèces dépendant des marées, comme les organismes de fond, les diatomées à coque épaisse et les espèces du benthos et du littoral ont été considérablement réduites en nombre ou complètement éliminées. Dans le premier stade, de grandes quantités d'organismes morts et de matière organique ont été minéralisées, surtout dans la partie la plus profonde du bassin. La demande en oxygène qui en résultait a amené à une grande diminution ou même à la disparition complète de l'oxygène. Par suite, il en est résulté la mort de nombreux organismes sédentaires comme les mollusques, les vers, les éponges, etc. . . . Après la période de dépérissement qui dura près de six mois, une période de récupération commença qui finalement aboutit à un nouvel équilibre hydrobiologique dynamique. En un sens hydrobiologique, il y a des pertes, mais aussi des gains (accroissement des diatomées à coque mince et, en général, organismes plus mobiles); exprimées en termes de nombre d'espèces et de rareté, les pertes, cependant, sont plus importantes que les gains.

Après élimination de l'influence des marées, une sédimentation à grande échelle intervint (sable, vase, matières organiques, organismes morts) d'où il résulta que l'intensité de la lumière dans l'eau et l'épaisseur de la zone phytosynthétique augmentèrent considérablement. Cela eut une influence importante sur la croissance des algues et sur la production et la consommation d'oxygène.

b) Le Brielse Meer est un ancien estuaire qui depuis 1950 est transformé en bassin d'eau douce. Cette eau

douce provient essentiellement du Rhin et de la Meuse. L'eau du Rhin est très polluée, celle de la Meuse n'est pas non plus sans pollution. Avant que l'eau du fleuve atteigne l'entrée du Brielse Meer, la qualité s'est un peu améliorée pendant sa traversée du delta en raison de phénomènes de floculation et décantation (matière organique, vase, sable, métaux lourds, pesticides, etc. . . .) biodégradation, réoxygénation, évaporation de substances volatiles, etc. . . . Dans le Brielse Meer lui-même se produit une nouvelle amélioration de la qualité de l'eau pendant son séjour. Sous ce rapport, le changement de concentration des nutriments mérite attention.

Une caractéristique du Brielse Meer est sa forte concentration en nutriments. Périodiquement il s'y forme des fleurs d'eau, ainsi que des algues bleu-vertes. Ces algues peuvent donner à l'eau de mauvais goûts et odeurs. La couleur de l'eau et les matelas très visibles d'algues flottantes sont peu esthétiques. Les organismes visqueux gênent baigneurs et pêcheurs. La concentration en oxygène de l'eau montre de grandes variations en raison de l'importante production d'oxygène par les algues et de son importante consommation, par ex. dans les phases de minéralisation; dans cette dernière phase, on peut aboutir à l'anaérobiose.

La croissance des algues dépend notamment de l'intensité de la lumière et de la présence de nutriments. Normalement, la présence d'azote et de phosphore est le facteur limitant. Pour la situation de la région deltaïque des Pays-Bas, il semble utile d'attirer l'attention sur les possibilités de contrôle de la concentration ou de la charge en phosphore.

La variation de la teneur en phosphore de l'eau du Brielse Meer en fonction de la distance du point d'entrée de l'eau offre des traits intéressants. Environ 40% de la charge en phosphore (phosphore total) de l'eau qui pénètre dans le lac s'accumule dans la vase du fond sur une faible longueur après l'entrée, en raison d'un processus de floculation et sédimentation. Il semble probable que ce phosphore déposé ne reviendra pas en solution et ne sera pas autrement mobilisé aussi longtemps que l'eau du fond demeurera aérobie. Les fortes teneurs en phosphore de l'eau du Brielse Meer sont dues à des déversements locaux d'eau d'égout ou de polder. Le résultat des études actuelles semble indiquer que l'on peut maintenir une eau de qualité convenable dans le Brielse Meer, avec des conditions hydrobiologiques raisonnables, si l'on peut éliminer les déversements locaux d'eau polluée. Des expériences sont en cours pour intensifier la floculation et la sédimentation près de l'entrée par injection de sulfate de fer dans l'eau entrante (jusqu'à 6 ppm Fe+++). Le pourcentage de phosphore total dans l'eau entrante qui est précipité peut être accru jusqu'à 50% et plus.

L'expérience acquise jusqu'à présent et les études en cours permettent de tirer certaines conclusions:

- a) les processus d'autoépuration de l'eau entrante sont de la plus haute importance; tous efforts doivent être faits pour éviter de troubler ces processus et même pour les stimuler (choix du point d'entrée basé sur des critères de qualité, contrôle des facteurs limitants pour les algues comme la teneur en phosphore, assurance d'un temps de rétention suffisant dans les conditions normales et d'une capacité de balayage suffisante en cas d'urgence, etc. . . .);
- b) il est très important de supprimer les déversements locaux de polluants, d'être très prudents avec les déversements d'eau chaude et de protéger l'eau contre les effets polluants de la navigation (y compris les bateaux de plaisance) et les accidents (toxiques, produits pétroliers, etc. . . .). Sous ce rapport, il est important que les fonctions des divers bassins soient clairement définies et que les bassins qui ont à remplir des fonctions contradictoires soient séparés les uns des autres de façon que l'on puisse effectuer un contrôle qualitatif et quantitatif diversifié de l'eau. Les eaux qui ont une fonction prépondérante de voies navigables par ex. peuvent être séparées des eaux pour l'alimentation en eau ou pour la récréation;
- c) les effets nuisibles de la stratification thermique et chimique doivent si possible être évités ou compensés. Les bassins peuvent être pourvus d'installations pour l'évacuation de l'eau à des profondeurs choisies et d'ouvrages mobiles ou fixes réalisant le mélange de l'eau des différentes profondeurs et/ou pour augmenter l'arrivée d'oxygène dans les couches profondes.

6 Résumé

Beaucoup de pays ont le problème des besoins croissants en eau domestique et industrielle. Cette augmentation des besoins, en liaison avec les aspects quantité et qualité des ressources disponibles, peut obliger à prévoir et à construire des réservoirs de stockage.

Le présent rapport traite des potentialités des estuaires comme sites de réservoirs d'eau douce. Après étude des raisons qui amènent à inclure un réservoir de stockage dans le réseau d'alimentation en eau et une discussion des problèmes que cela soulève pour l'emplacement des réservoirs, quelques aspects du projet Delta des Pays-Bas sont présentés.

Remerciements

Les auteurs remercient M. A. Klomp pour sa contribution au présent rapport.

Use of activated carbon in water treatment practice and its regeneration

by Prof. Dr. Heinrich Sontheimer,

Lehrstuhl für Wasserchemie der Universität Karlsruhe.

1 Introduction

Activated carbon has been used in waterworks for many years for taste and odour control. There are normally two ways of using activated carbon:

- (1) Use of powdered carbon. Here the carbon is added to the water in suspension and, after a reaction time of about 10 to 20 minutes, is removed by filtration and/or flocculation. Dosages usually range from 5 to 30 mg/l and can be easily adjusted to different water conditions. Regeneration of the used carbon is not worthwhile in most cases. Powdered carbon is mainly employed for the removal of taste and odour.
- (2) Use of activated carbon filters. Here granular carbon (0.5–3 mm) is used as a filter agent through which the water percolates. Filter heights range from 1 to 3 m, with filtration velocities of between 5 and 30 m/h. The carbon has to be replaced after a throughput of between 30 and 200 m³/kg of activated carbon. Regeneration of the spent carbon can be carried out either at the mills producing activated carbon or at the waterworks.

Comparing these two methods for the use of activated carbon, the following conclusions can be drawn:

Powdered carbon may be used with advantage in cases where only taste and odour have to be removed, and where cheap grades of carbon can be used with good success. This normally implies low concentrations of dissolved organic substances (< 3 mg/l TOC).

Studies made at the Rhine and other rivers have shown that the chemical pollution of surface waters is still increasing (1). This is due to the fact that a large number of these pollutants is non-biodegradable. ¹⁴C-measurements at the Rhine have shown that the organic substances taken out by adsorption from bank-filtered river water are mostly of synthetic origin. More than 250 non-biodegradable substances could be detected using gas chromatography and mass spectrometry, 50 of them being chlorinated hydrocarbons (2). More recent data have shown that the concentration of lipophilic organic chlorine compounds in the Rhine (3) range from 30 to 70 mg/Cl per m³ while the total concentration of chlorinated organic substances may reach 0.5 mg/l. These results indicate that activated carbon treatment will now be required for many rivers for the removal of chemical pollutants such as pesticides, chlorinated hydrocarbons, nitro compounds, etc.

Here activated carbon filters have certain advantages over powdered carbon. This applies as regards safety, as an activated carbon filter can be controlled fairly well. In addition, the carbon can be used more effectively. It has been possible to attain loadings with organic substances up to 15% by weight treating waters with a TOC of 3 mg/l or less.

Since carbon filters are now widely used in our country and have proved very effective, this paper deals

mainly with the practical experience gained by using such filters in various German waterworks.

2 Some theoretical considerations

Adsorption of dissolved organic substances on to activated carbon has been of interest to research workers for more than 50 years. However, there is still a large gap between practical experience and theoretical considerations, and for this reason chemical engineering methods are only seldom applied for the optimization of waterworks filters. Nevertheless, there are some new findings resulting in a better understanding of the processes taking place during adsorption and, whilst being performed with pure organic substances only, they are also of importance as regards drinking water problems, where there are many thousands of different types of organics in the treated water.

During the past few years a research team at the University of Karlsruhe led by Prof Schlünder and myself has made very detailed studies on the kinetics of adsorption of different pure substances. As a result a new model was set up for the adsorption process, initially proposed by Heil (4) in the form as illustrated in Figure 1.

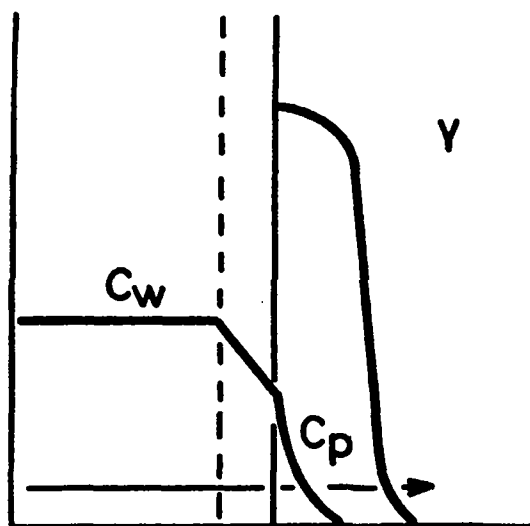


FIG. 1 COMBINED FILM AND PORE DIFFUSION MODEL FOR ADSORPTION

(C_w = concentration in the water
 C_p = concentration in the carbon
 y = concentration in the pore water)

It could be shown that film diffusion is rate determining during the first part of the adsorption process. Later on we have pore diffusion. This means that the concentration gradient within the water-filled pores of the carbon only regulates the adsorption velocity. Apart from this we have to assume an instantaneous equilibrium between the concentration within the pore water and the surrounding walls, which can be described

by the adsorption isotherm. The validity of this general model was proved by Brauch (5) using ^{14}C -labelled organic molecules.

This outcome is of importance for practical purposes. We may infer the the shape and height of the adsorption isotherm has a considerable influence on the adsorption velocity. Therefore we can expect better efficiencies by using carbons with higher adsorption capacities in those cases where the adsorption kinetics are governing the overall process. This applies to most carbon filters used in waterworks.

Another study made by Fritz (6) on the adsorption of two different organic substances in the solution has also shown very interesting results. He studied the combined adsorption of phenol and nitrophenol, which have only minor differences in the adsorption capacity for each pure substance. Having both substances in one solution, it appeared that there was no strong influence on the adsorption capacity of the nitrophenol on account of phenol, whilst on the other hand phenol had only a very low adsorption capacity in the presence of nitrophenol. We may deduce from these results that carbon testing methods using one pure substance only, such as for instance phenol, iodine, ABS etc., will not be helpful in deciding on the type of carbon to be used, as there are always many adsorbable substances present in the waters to be treated.

The results obtained with two substances can be described by a general formula, and applying this we are now able to study the adsorption for other pairs of organic substances too, needing only very few measurements. Such studies will help to develop a better testing method for comparing different carbons used for drinking water treatment. We shall try to find pure organic substances representative of the many organics we have in a surface water. This may also be helpful for the development of new types of activated carbons and for the optimization of the reactivation of the used carbons.

The last study to be mentioned here deals with the influence of the chemical surface structure of the activated carbon on the adsorption capacity for different substances. Here very interesting results have been presented by Weber and others (7). Our studies were concentrated on the adsorption of chlorinated hydrocarbons, and have shown so far that there is also a considerable influence of the chemical structure. In the course of these measurements a new analytical method was developed by Kuhn (8) which allows for the determination of the organic chlorine of the adsorbed substances.

These few examples of our research work show that it is still worthwhile to study the adsorption process in a more general way because such experiments help towards a better understanding of activated carbon filters used in practice.

3 Practical experience with activated carbon filters

The following report cannot go into great detail concerning the manifold information gained at the waterworks using and studying activated carbon filters. I shall try to summarize the knowledge obtained so far on this subject and to give just a few examples so that the general results may be easily understood. When activated carbon filters are used for removing dissolved organic substances we have to pay special attention to optimal pretreatment, choice of the optimal grade of activated carbon and operation conditions.

4 Pretreatment before the activated carbon filters

Dissolved organic substances which should be removed by activated carbon filters are usually very low in concentration. Taste and odour producing organics as

well as pesticides often lie below the mg/m^3 region. Organo-chlorine compounds have been found in concentrations of 0.1 to 1 mg/l while the overall dissolved organic substances present in most waters range 10 to 20 times higher.

Pretreatment before activated carbon filters should reduce the overall organic concentration and the turbidity. In Germany ozone treatment is widely used for this purpose. This leads to a reduction of taste and odour on the one hand, and to flocculation on the other. Recent studies made at the waterworks in Duisburg (9), Düsseldorf and Langenau have shown that the additional use of alum or iron salts induces further reduction of organic substances and turbidity. Optimal pretreatment depends on the quality of the raw water, and has to be closely studied in order to find means of completely removing all suspended solids and sufficient dissolved organic substances to obtain better adsorption capacities within the following filter.

5 Choice of optimal carbon grade

Even more important than pretreatment is the use of optimal grades of activated carbon. There are so many different kinds on the market that it is rather difficult to find the optimal one for each type of water. There are several methods for testing activated carbons as for instance the BET surface, pore size and pore distribution, benzene loading, phenol value, iodine number etc. However, summing up the amount of experience gained at many different waterworks and taking into account the literature data, we have come to the conclusion that none of these tests are really helpful in obtaining data on the efficiency expected of a practical filter. This means that at present we still have to do the testing of the water on the spot. However, these studies have their problems too:—

- (1) Surface waters to be treated with activated carbon have changing concentrations for dissolved organic substances. Thus carbon grades yielding the best results at one time may not be optimal for all water qualities.
- (2) It is usually very difficult to decide on the correct parameters for comparing different grades of activated carbons used in different filters but treating the same water.
- (3) Biological activity normally occurs in the carbon filter after several weeks, facilitating better removal efficiencies in most cases. One of the chief advantages is the possible nitrification of ammonia, which is widely used by the waterworks along the Rhine.

In order to get a better understanding of these problems Table 1 gives some data on a pilot plant study made at the waterworks in Düsseldorf (10) using different types of granular activated carbons. These had been chosen in preceding studies as being best suited for filtered riverbank Rhine water treated with ozone. In the first place the table shows data used to characterize activated carbons. Secondly we have data on the reduction of dissolved organic carbon (DOC) by the filters (2 m height and 10 m/h filtration velocity) after different periods. Tests were stopped after six months, and the loaded carbons were extracted with dioxane followed by dimethylformamid, yielding data for the polar and the less polar substances. In addition we have analysed the loadings with total and with lipophilic organic chlorine, and also with some defined hydrocarbons.

Comparing these data we can see that the carbon removing most of the overall organics has also the highest loading. For this comparison the values for the dioxane and the DMF extracts have to be summarized. However, the data for the extractable adsorbed substances are low compared with the calculated figures. The difference can only be partly explained by the losses of volatile and non-extractable substances. As can be seen below, the larger amount is lost by biological oxidation.

TABLE 1: COMPARISON BETWEEN 3 GRADES OF ACTIVATED CARBON

		carbon		
		F	L	N
BET surface (m ₂)		950	1,000	1,000
Volume of adsorption pores (cm ³ /100 g)		46	54	53
Benzene loading (per weight)				
at 9/10 saturation pressure		45	35	46
at 1/1000 saturation pressure		16	19	16
Phenol loading at 1 mg/l		3.6	4.0	5.4
at 0.1 mg/l		1.7	2.0	2.0
TBS loading at 1 mg/l		12	10	11
at 0.1 mg/l		10	8	9
TOC removal during 2 months %		46	39	42
during 4 months %		33	28	30
during 6 months %		27	22	25
Calculated carbon loading g/kg activated carbon		170	140	170
1. Extraction with dioxane g/kg activated carbon				
	0 m height	31	23	28
	1 m "	24	17	24
	2 m "	21	15	10
2. Extraction with DMF g/kg activated carbon				
	0 m "	43	37	46
	1 m "	54	44	45
	2 m "	44	34	42
Total organic chlorine load g/kg activated carbon				
	0 m "	3.3	5.5	3.6
	1 m "	2.0	2.9	2.4
	2 m "	1.5	2.3	2.0
Lipophilic organic chlorine load g/kg activated carbon				
	0 m "	2.2	2.2	1.7
	1 m "	1.7	1.7	—
	2 m "	—	1.2	1.4
Hexachlorocyclohexane load mg/kg activated carbon				
	0 m "	18	32	30
	1 m "	4	8	6
	2 m "	0.5	1	0
Bis-(2-chlorpropyl) ether load mg/kg activated carbon				
	0 m "	350	540	230
	1 m "	15	400	110
	2 m "	44	140	100
Hexachlorbutadiene load mg/kg activated carbon				
	0 m "	115	390	130
	1 m "	39	63	36
	2 m "	5	19	25

Comparing the amount of adsorbed organic chlorine compounds we get a totally different view of the effectiveness of the various carbons. This can also be seen by comparing the loadings for defined chlorinated substances. These data make it clear that the different grades of carbon have their own specific advantages.

6 Experience with large activated carbon filters

In order to study the more interesting carbon grades for different water qualities, further tests were made with large-scale filter plants at several works. It is not possible to go into detail here on the results and experience gained. I can only try to sum up the most important observations and conclusions collected during the past three years.

Using activated carbon grades of high quality, satisfactory treatment results are obtained by most works using filtration velocities not exceeding 15 m/h, filter bed heights of 2 to 3 m and medium carbon sizes of 1 to 1.5 mm. It is advisable to have carbon granules with differing diameter in order to avoid mixing them up when back-washing the filter. Carbon loadings of organic substances calculated by DOC measurements may then be as high as 40 to 80 g DOC per kg of carbon. Medium removal efficiencies range between 40 and 60% for DOC and between 80 and 95% for organic chlorine, using an operation period of 3 to 6 months for the carbon in a filter. In these circumstances it would seem preferable to have the carbon regenerated at the works.

Operation time depends on the quality of the raw water and on several other operation conditions such as change in filtration velocity, etc. The filter can be con-

trolled by measuring water quality criteria, such as DOC or UV extinction. It was found that percentage reduction of these data very often shows an exponential dependence on the throughput. Small filters also have proved successful for efficiency controls. The most precise information, however, is gained by carrying out measurements of carbon loading. Here we have developed some new analytical methods for testing the load with chlorinated substances, one of the most important being the determination of the lipophilic organic chlorine. This is done by extraction with dioxane or DMF, transferring the non-polar chlorine compounds to n-hexane after adding water (11). Another successful method recently developed is a temperature programmed pyrohydrolysis (8).

Based on the experience gained during recent years by German waterworks, we can say that these tests of the carbon in the waterworks filters will yield the most precise and significant information. But it has been found too that the degree of pollution should not exceed a certain limit if the processed water is to be of good quality. Therefore, the international cooperation society of waterworks in the Rhine area has submitted a memorandum (12) giving detailed data for quality limits of river water. This memorandum also sets out the aims of pollution control under the aspects of drinking water quality and has attracted much attention.

7 Regeneration of spent activated carbon

If we were to use powdered carbon or carbon filters to remove taste and odour only, regeneration of the spent carbon would not have many advantages. This is due to the

fact that the regeneration of powdered carbon itself presents many difficulties. Granular carbons used for taste and odour removal only very often do not have enough hardness to undergo regeneration treatment without excessive loss, while on the other hand they can be used in a filter for a very long time.

As a consequence of the new pollution problems discussed above many other organic substances have to be adsorbed requiring operation times of a few months only. Here regeneration becomes a necessity for economical reasons. As is well known, there are thermal and chemical regeneration methods. Whilst extraction by means of DMF or similar solvents to elutriate all adsorbed organic substances might result in high adsorption capacities and small losses (13), total desorption of the used solvents is fairly difficult. This may not be very important when treating waste water, but

when it comes to drinking water it goes without saying that not even the smallest final loading of solvents can be tolerated. It is for this reason that thermal regeneration methods using temperatures between 500 and 800°C are the only ones practised so far. Process conditions for thermal regeneration are similar to those for the fabrication of new activated carbons and therefore the same types of equipment can be used. Up to now multiple hearth furnaces have been used in most of the few plants performing regeneration on the spot. Rotary kilns also have been employed by some plants.

Whilst these two types of regeneration equipment are well known, this is not the case with a new fluid-bed regeneration equipment recently developed in our country (14). In order to elucidate this process, Figure 2 shows two schematic drawings.

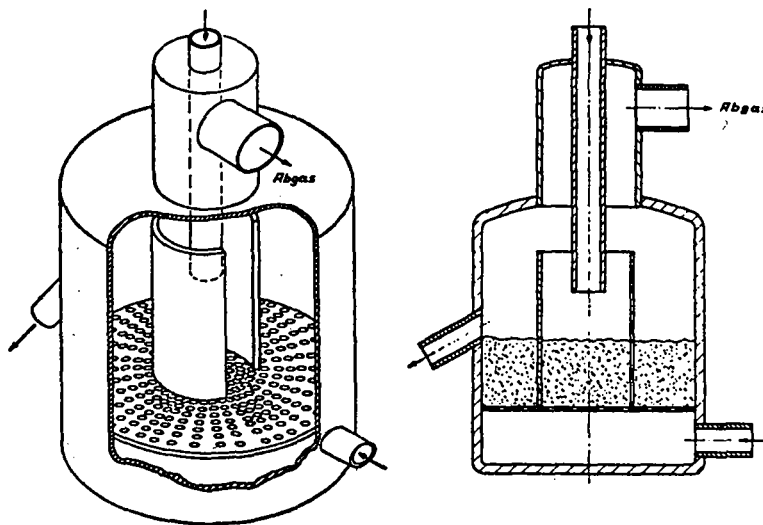


FIG. 2 FLUID BED REGENERATION PLANT

The spent wet carbon moves to the centre of the plant. Fluidization, caused by the hot regeneration gases, then induces the granular carbon to migrate through the kiln—controlled by the inner and outer walls—towards the outlet. Operation conditions can be altered by using different temperatures and vapour concentrations in the entering gas, and also by using different gas and carbon throughputs. Temperatures above the fluid bed can be used successfully for control purposes.

Operation conditions and effectiveness of this new type of regeneration process have been studied with good results during the past two years. One of the main advantages seems to be that no moving parts are required in the high temperature region. It will thus be possible to build small plants with 50 to 100kg/h regenerated carbon. Some plants are to be erected in the near future, and then we shall be able to gather more information on this new and interesting process.

There are still many problems to be overcome during the next few years in connection with the regeneration of activated carbons used for drinking water. From an economical point of view the reduction of losses is the most important one. This can be attained by different means, such as for example by using activated carbon with a bigger hardness, by changing the process conditions during regeneration—where temperature is probably the most important one—or by changing the adsorption capacity and thus the interval between two regenerations. In this connection it seems important to develop methods for controlling the regeneration efficiency, allowing for a quick determination of the adsorption capacity of the regenerated carbon when used under practical conditions at the works themselves. Research in this direction is now under way.

Regeneration when performed at the waterworks will reduce the carbon treatment costs by 50% and more. This illustrates the economic importance of regeneration and explains why many waterworks using granular

carbons are now planning to install their own regeneration plants. It can be expected that this development will also open up new ways for better and safer water treatment plants as it allows for a better adaptation of the adsorption step to the specific quality of the raw water.

8 Biological treatment using activated carbon filters

The use of activated carbon in drinking water treatment was instigated by the attempt to remove taste and odour. Nowadays chemical pollutants play an important role and enhance the use of carbon filters at many works. Experience has shown that biological activity is an important factor concerning the effectiveness of these filters.

These observations lead to the conclusion that it should be possible to use activated carbon filters instead of other biological treatment processes, such as slow sand filtration, which have now been used for more than a hundred years. It was for this reason that the waterworks in Bremen, using water of the River Weser, decided to make a pilot plant study (15) on the possibilities of replacing the existing slow sand filters. Table 2 gives some data on the median efficiency of this plant at different water flows in the river.

TABLE 2

Water flow m ³ /sec	DOC (dissolved organic carbon)		
	Weser mg/l	after flocculation and filtration mg/l	after slow sand filter mg/l
100	9.6	5.5	3.3
200	6.6	3.8	2.7
300	5.5	3.2	2.5
400	5.0	2.9	2.4
600	4.5	2.6	2.3
800	4.3	2.5	2.3

The pilot plant consisted of different carbon filters. Filtration velocity was 10m/h for most of the studies, compared with 10cm/h in the slow sand filter. Filter height was 5 to 6m. Some of the filters have now been in operation for more than three years without changing the carbon. Typical results produced by such a filter during the third year of operation are presented in Table 3.

TABLE 3

	median	max.	min.
Reduction in DOC (mg/l)	0.5	0.86	0.34
O ₂ consumption (mg/l)	3.7	7.3	2.5
CO ₂ formed as C (mg/l)	1.4	2.9	1.1
Reduction in total countings	97%	100%	92%
Reduction in E coli	96%	100%	93%

Median data for total countings in the effluent have been as low as 6.7/ml while coli countings were below 1 per 100ml. There was practically no difference between the data of the activated carbon filter and the slow sand filter after six months of operation.

Regarding the mechanism of this treatment, all data show that adsorption of the organic molecule is the primary step. After this the adsorbed substances, now being in a high concentration at the surface of the carbon, are oxidized by the micro organisms. This leads to a biological regeneration of the activated carbon, but it is a slow process.

The data have shown that 100 to 140 g of organic substance can be oxidized by micro organisms in 1 m³ of activated carbon in the course of one day. But as the loading of a carbon may be in the region of 40 to 60 kg/m³ we would need more than a year for such biological regeneration. However, if the additional load will not be too high for a given time there will be an equilibrium between loading and biological oxidation. This applied to filter velocities not exceeding 10 to 14 m/h as they were used in Bremen for these studies.

The effectiveness of the biological treatment depends on the filtration velocity and the filter height, the size of the carbon granules and the distribution of the pore sizes, as well as on the adsorption capacity. Treatment always starts with a pure adsorption, changing to biological activity after a certain time. This can be seen in Table 4, giving data obtained during the first year of operation and using a good carbon grade.

TABLE 4

EFFICIENCY OF AN ACTIVATED CARBON FILTER DURING THE FIRST YEAR OF OPERATION

Date	DOC removed mg/l C	%	O ₂ con- sumed mg/l O	CO ₂ developed mg/l C
26. 9.—17.10.72	2.9	89	2.3	0.1
24.10.—14.11.72	3.5	89	2.2	0.7
21.11.—12.12.72	2.8	84	2.2	0.5
19.12.— 9. 1.73	2.6	78	3.4	1.0
16. 1.— 6. 2.73	2.9	64	3.6	1.2
10. 2.—13. 3.73	1.9	56	2.1	0.8
20. 3.—10. 4.73	1.6	51	2.8	1.0
17. 4.—15. 5.73	2.5	50	3.5	2.5
22. 5.—12. 6.73	1.9	52	5.5	2.0
26. 6.—7. 7.73	2.1	54	6.1	2.6
14. 7.—14. 8.73	2.4	51	6.4	2.3

Filter velocity 10 m/h
Height of column 6 m
Activated carbon LSS 0.5—1.0 mm

These data show the high efficiency of this filter for the removal of organic substances, and the slow change from pure adsorption to pure biological action, with adsorption being an intermediate step.

This high degree of reduction of dissolved organics by biological action can only be reached if most of the substances are bio-degradable. It may be of interest to know that pretreatment with ozone can lead to higher bio-degradability when performed before such an activated carbon filter.

This report shows that activated carbon filters may also be of interest regarding biological treatment of drinking water, producing similar or even better results than slow sand filters. Another advantage of such type of treatment is the fact that also hazardous chemical pollutants can be removed, thus contributing to higher safety regarding drinking water quality.

9 Conclusions and outlook

Activated carbon has been widely used in waterworks for removing undesired taste and odour. The increasing amount of chemical pollutants such as chlorinated hydrocarbons etc. observed in many river waters enforce the use of activated carbon. Here filters with granular carbon have certain advantages over powdered carbon. This is especially true regarding the control of efficiency and the possible regeneration of the activated carbon. It can be assumed therefore that the use of activated carbon filters will be of growing importance in the near future.

Design and operation conditions of such plants, having so far been based on pilot plant data and experience collected from different plants only, will surely improve, making use of the results of general research studies on adsorption conducted at different places all over the world. Further development can also be expected on better grades of activated carbon and on control methods. In addition, we may be able to make better use of the biological activity occurring within activated carbon filters, and also develop new process combinations for surface water treatment.

The use of activated carbon is one of the answers of the water industry to growing water pollution, and such a plant, well designed and properly operated, will certainly help to obtain better drinking water quality. But this cannot be the only solution of the pollution problem, and we should therefore persist in fighting for better waste treatment practices, which may make use of activated carbon too.

It was not possible to go into great detail in this paper. I have, nevertheless, tried to depict possible courses to be followed concerning the future use of activated carbon in water treatment, but I have also pointed out the problems connected with this venture. Most of the data and experience presented in this paper were provided by different waterworks in our country co-operating with our institute. This combined effort to solve these difficult problems has proved of great value, and I would like to thank all those persons who did most of the work described in this special report.

REFERENCES

1. SONTHEIMER, H. Aufgaben und Möglichkeiten des Gewässerschutzes am Beispiel des Rheins. Chem.-Ing.-Techn. 45 (1973) Nr. 20, 1185.
2. KÖLLE, W., SCHWEER, K.-H., STIEGLITZ, L. Identifizierung biologisch schwer abbaubarer organischer Verbindungen im Rhein. Jahrb. "Vom Wasser", 39 (1972) 109.
3. GREVE, P.A., HERING, B. J. A. Die mikrocoulometrische Bestimmung von organisch gebundenem Halogen in Oberflächen- und anderen Gewässern. Zweites Fachgespräch: Gewässer und Pflanzenschutzmittel, 14. -16.6. 1972, Berlin.
4. HEIL, G. Dissertation, Universität Karlsruhe 1971.
5. BRAUCH, V. To be published in Jahrb. "Vom Wasser" 42 (1974).
6. FRITZ, W. Private communication.
7. SNOEYINK, V. L., WEBER, W. J. The Surface Chemistry of Active Carbon. Env. Sci. and Technol., Vol. 1, No. 3 (1967) 228.
8. KÜHN, W., SONTHEIMER, H. Einige Untersuchungen zur Bestimmung von organischen Chlorverbindungen auf Aktivkohlen. Jahrb. "Vom Wasser" 41 (1973) 65.
9. SCHEIDTMANN, H., THRONE, H., SONTHEIMER, H. Untersuchungen zur Verbesserung der Trinkwasseraufbereitungstechnologie am Niederrhein. (2. Bericht)-Flockungs-Filtration in Mehrschichtfiltern. GWF-Wasser/Abwasser, 114 (1973) Nr. 10, 467.
10. Stadtwerke Düsseldorf. Private communication. Report to be published in 1974.
11. PARK, Y. K., SONTHEIMER, H. Überführung und Anreicherung von Pestiziden aus Dioxanextrakten in n-Hexan. Jahrb. "Vom Wasser" 41 (1973) 81.
12. Rheinwasserverschmutzung und Trinkwassergewinnung. Memorandum der Internationalen Arbeitsgemeinschaft der Wasserwerke in Rheineinzugsgebiet (1973).
13. MAIER, D. Untersuchungen zur chemischen Regeneration an erschöpften Wasser-reinigungskohlen. Jahrb. "Vom Wasser" 38 (1971) 255.
14. Aktivkohle Reaktivierung. Lurgi Schnellinformation T 1089/7.73. Lurgi Apparate-Technik GmbH, Frankfurt/M.
15. EBERHARDT, M. Untersuchungen zur optimalen Kombination von Adsorption, Filtration und biologischer Reinigung. Engler-Bunte-Institut der Universität Karlsruhe. Veröffentlichung des Bereichs und des Lehrstuhls für Wasserchemie. Heft 5 Filtration (1971).

For further literature see: Report on the Water Research Conference at the University of Reading. 3-5 April 1973 on Activated Carbon in Water Treatment.

L'emploi du charbon actif en traitement de l'eau et sa régénération

Par le Prof. Dr. Heinrich Sontheimer,

Lehrstuhl für Wasserchemie der Universität Karlsruhe.

1 Introduction

Il y a de nombreuses années que l'on utilise le charbon actif en distribution d'eau pour lutter contre les goûts et odeurs. Il y a habituellement deux façons de procéder :

- (1) Emploi de charbon en poudre. Le charbon est alors ajouté à l'eau en suspension et, après un temps de réaction de 10 à 20 mn, il est enlevé par filtration et/ou floculation. Le dosage varie habituellement de 5 à 30 mg/l et peut être facilement ajusté aux différentes conditions de l'eau. Dans la plupart des cas, la régénération du charbon est sans intérêt. Le charbon en poudre est surtout utilisé contre les goûts et odeurs.
- (2) Emploi de filtres en charbon actif. On utilise alors du charbon granulé (0,5 à 3 mm) comme agent de filtration à travers lequel filtre l'eau. L'épaisseur des filtres varie de 1 à 3 m, avec des vitesses de filtration de 3 à 30 m/h. Il faut remplacer le charbon après passage de 30 à 200 m³/kg de charbon actif. La régénération du charbon épuisé peut être réalisée soit à l'usine qui produit le charbon, soit à la station de traitement.

La comparaison des deux méthodes d'emploi du charbon actif amène les conclusions suivantes :

Le charbon en poudre peut être avantageusement utilisé lorsqu'il suffit d'enlever goût et odeur, et lorsqu'on peut utiliser avec un bon résultat des qualités de charbon bon marché. Ceci implique de faibles concentrations de substances organiques dissoutes (<3 mg/l COT).

Les études faites sur le Rhin et d'autres fleuves ont montré que la pollution chimique des eaux de surface augmente toujours (1). Ceci est dû au fait qu'un grand nombre de ces pollutions est non-biodégradable. Les mesures de ¹⁴C dans le Rhin ont montré que les substances organiques retenues par adsorption lors de l'infiltration de l'eau de rivière dans les rives sont surtout d'origine synthétique. On peut détecter plus de 250 substances non biodégradables en utilisant la chromatographie gazeuse et la spectrométrie de masse, 50 d'entre elles étant des hydrocarbures chlorés (2). Des analyses plus récentes ont montré que la teneur en composés organiques chlorés lipophiles dans le Rhin (3) va de 3 à 70 mg/m³ de chlore et que la teneur totale en substances organiques chlorées peut atteindre 0,5 mg/l. Ces résultats indiquent que pour beaucoup de rivières, le traitement au charbon actif sera requis pour enlever les polluants chimiques comme pesticides, hydrocarbures chlorés, composés azotés, etc.

Les filtres à charbon actif ont alors certains avantages sur le charbon en poudre, en particulier la sécurité car un filtre à charbon actif peut être assez bien contrôlé. En outre, le charbon peut être utilisé plus efficacement. Il a été possible d'obtenir des charges en substances organiques jusqu'à 15% en traitant des eaux ayant au maximum 3 mg/l de COT.

Les filtres à charbon actif étant maintenant largement répandus dans notre pays et s'étant montrés très efficaces, le présent rapport traite principalement de l'expérience pratique acquise dans l'utilisation de ces filtres par divers services d'eau allemands.

2 Quelques considérations théoriques

L'adsorption de substances organiques dissoutes sur le charbon actif intéresse les chercheurs depuis plus de 50 ans. Il y a cependant encore un fossé entre l'expérience pratique et les considérations théoriques et, pour cette raison, on n'applique que rarement les méthodes du génie chimique à l'optimisation des filtres. Cependant, certaines découvertes récentes permettent de mieux comprendre les processus qui surviennent pendant l'adsorption et, bien qu'elles ne portent que sur des substances organiques pures, elles sont également importantes pour les problèmes d'eau potable où il y a des milliers de types différents de matières organiques dans l'eau traitée.

Ces dernières années, une équipe de chercheurs de l'Université de Karlsruhe dirigée par le Prof. Slünder et moi-même fait des études détaillées sur la cinétique de l'adsorption de différentes substances pures. En conséquence, un nouveau modèle de processus d'adsorption a été créé, initialement proposé par Heil (4) sous la forme donnée par la fig. 1. *

On a pu montrer que la diffusion de film détermine la vitesse pendant la première partie du processus d'adsorption. Plus tard, on a une diffusion de pore. Cela signifie que le gradient de concentration à l'intérieur des pores pleins d'eau du charbon régularise seulement la vitesse d'adsorption. A part cela, il faut admettre qu'il y a un équilibre instantané entre la concentration à l'intérieur de l'eau de pore et les parois voisines, que l'on peut représenter par l'isotherme d'adsorption. La validité de ce modèle général a été prouvée par Brauch (5) en utilisant des molécules organiques marquées au ¹⁴C.

Cette découverte est importante pour des raisons pratiques. On peut en inférer que la forme et la hauteur de l'isotherme d'adsorption ont une influence considérable sur la vitesse d'adsorption. On peut donc espérer de meilleures vitesses en utilisant du charbon ayant de plus grandes capacités d'adsorption dans les cas où la cinétique d'adsorption gouverne le processus général. Cela s'applique à la plupart des charbons utilisés dans les distributions d'eau.

Une autre étude faite par Fritz (6) sur l'adsorption de deux substances organiques dans la solution a aussi donné de très intéressants résultats. Il a étudié l'adsorption combinée du phénol et du nitrophénol, qui n'ont que de faibles différences en capacité d'adsorption pour chaque substance pure. Si l'on met les deux substances ensemble

*Pour la fig. 1, voir le texte anglais.

en solution, il apparaît qu'il n'y a pas d'influence importante sur la capacité d'adsorption du nitrophénol en raison de la présence du phénol, alors qu'inversement le phénol a une très faible capacité d'adsorption en présence du nitrophénol. On peut en déduire que les méthodes d'essai du charbon utilisant une seule substance pure comme l'iode, le phénol, l'ABS, etc. . . . n'aideront pas à choisir le type de charbon à utiliser, car il y a toujours beaucoup de substances adsorbables présentes dans l'eau à traiter.

Les résultats obtenus avec deux substances peuvent être décrits par une formule générale et, en appliquant celle-ci, on peut étudier également l'adsorption d'autres paires de substances organiques. Il n'y a besoin pour cela que de quelques mesures. De telles études aideront à mettre au point une meilleure méthode d'essai pour comparer les différents charbons utilisés en traitement des eaux potables. Il faut essayer de trouver des substances organiques pures représentatives des nombreux corps organiques présents dans les eaux de surface. Cela peut aussi aider à la mise au point de nouveaux types de charbons actifs et à l'optimisation de la réactivation du charbon actif.

La dernière étude à citer ici traite de la structure chimique de la surface du charbon actif sur la capacité d'adsorption pour différentes substances. De très intéressants résultats ont été présentés par Webec *et al* (7). Nos études portaient sur l'adsorption des hydrocarbures chlorés et ont montré jusqu'ici qu'il y a aussi une influence considérable de la structure chimique. Au cours des mesures, une nouvelle méthode analytique a été mise au point par Kühn (8). Elle permet la détermination du chlore organique des substances adsorbées.

Ces quelques exemples de nos travaux de recherche montrent qu'il est encore utile d'étudier le processus d'adsorption d'une façon plus générale car ces expériences aident à une meilleure compréhension des filtres à charbon actif utilisés en pratique.

3 Expérience pratique sur des filtres à charbon actif

Le rapport qui suit ne peut pas entrer dans de grands détails sur les informations variées obtenues dans les services d'eau qui utilisent et étudient les filtres à charbon actif. J'essaierai de résumer les connaissances acquises jusqu'ici sur ce sujet et de donner quelques exemples pour que l'on puisse facilement comprendre les résultats. Quand on utilise des filtres à charbon actif pour enlever les substances organiques dissoutes, il faut faire spécialement attention au prétraitement optimal, au choix de la qualité optimale de charbon actif et aux conditions d'exploitation.

4 Prétraitement avant les filtres à charbon actif

Les substances organiques dissoutes qui doivent être enlevées par du charbon actif sont généralement en très faible concentration. Les matières organiques produisant goût et odeur aussi bien que les pesticides se trouvent souvent au-dessous de la région du mg/m³. On a trouvé des composés organo-chlorés en concentration de 0,1 à 1 mg/l tandis que l'ensemble des substances organiques dissoutes présentes dans la plupart des eaux sont 10 à 20 fois plus abondantes.

Le prétraitement avant les filtres à charbon actif doit réduire la teneur en matières organiques totale et la turbidité. En Allemagne, on utilise largement l'ozone dans ce but. Il amène d'un côté une réduction des goûts et odeurs et d'un autre côté une floculation. Des études récentes faites au service des eaux de Duisburg (9), Düsseldorf et Langenau ont montré que l'emploi de sels

d'alumine ou de fer amène une nouvelle réduction des substances organiques et de la turbidité. Le prétraitement optimal dépend de la qualité de l'eau brute; il doit être soigneusement étudié pour trouver le moyen d'enlever complètement tous les corps en suspension et suffisamment de matière organique en solution pour obtenir une meilleure capacité d'adsorption des filtres qui suivent.

5 Choix de la qualité de charbon optimale

Plus important encore que le prétraitement est l'emploi de qualités optimales de charbon actif. Il y a tant de qualités différentes sur le marché qu'il est assez difficile de trouver celle qui est optimale pour chaque type d'eau. Il y a plusieurs méthodes pour tester les charbons actifs, par ex.: la surface spécifique, la taille des pores et leur distribution, la charge retenue en benzène, la valeur phénol, le nombre d'iode, etc. Mais en résumant l'expérience acquise dans différents services d'eau et en tenant compte des données bibliographiques, nous sommes arrivés à la conclusion qu'aucun de ces tests ne permet réellement d'obtenir des renseignements sur le rendement à attendre d'un filtre réel. Cela signifie que jusqu'à présent il nous faut toujours essayer l'eau sur place. Mais cette étude soulève également des problèmes.

- (1) Les eaux de surface à traiter par le charbon actif ont des teneurs variables en substances organiques dissoutes. Donc les qualités de charbon donnant les meilleurs résultats une fois peuvent ne pas être optimales pour toutes les qualités d'eau.
- (2) Il est habituellement très difficile de décider des paramètres corrects pour comparer les différentes qualités de charbons actifs utilisés dans différents filtres mais traitant la même eau.
- (3) Une activité biologique se produit normalement dans les filtres à charbon actif après plusieurs mois. Elle apporte généralement un meilleur rendement de rétention. L'un des principaux avantages est la possibilité de nitrifier l'ammoniacque, qui est largement utilisée par les services d'eau le long du Rhin.

Pour faire mieux comprendre ces problèmes, le tableau 1 donne certains chiffres sur une étude pilote faite au service des eaux de Düsseldorf (10) en utilisant différents types de charbons actifs granulés. Ces charbons ont été choisis lors d'études précédentes comme étant les mieux adaptés à la filtration de l'eau infiltrée du Rhin traitée à l'ozone. D'abord le tableau donne les facteurs utilisés pour caractériser les charbons actifs. Ensuite, nous avons les chiffres de réduction du carbone organique dissous (COD) par les filtres (2 m de haut et 10 m/h de vitesse filtration) après différentes périodes. Les essais ont été arrêtés après six mois et les charbons chargés ont été extraits au dioxanne puis au diméthyl-formamide, donnant des chiffres pour les substances polaires et moins polaires. En outre, nous avons analysé les charges en chlore organique total et lipophile, et aussi quelques hydrocarbures définis.

En comparant ces chiffres, on voit que le charbon qui enlève le plus de substances organiques dans l'ensemble a aussi la plus forte charge retenue. Pour cette comparaison, les valeurs pour les extraits au dioxanne et au DMF ont dû être résumées. Mais les chiffres pour les substances extractibles adsorbées sont faibles par rapport aux valeurs calculées. La différence ne peut être que partiellement expliquée par les pertes en substances volatiles et non-extractibles. Comme on peut le voir ci-dessous, la plus grande partie est perdue par oxydation biologique.

TABLEAU 1 : COMPARAISON ENTRE TROIS QUALITÉS DE CHARBON ACTIF

	Charbon		
	F	L	N
Surface spécifique (m ²)	950	1 000	1 000
Volume des pores d'adsorption (cm ³ /100 g)	46	54	53
Charge retenue en benzène (en poids)			
à 9/10 de la pression de saturation	45	35	46
à 1/1 000 de la pression de saturation	16	19	16
Charge retenue en phénol à 1 mg/l	3,6	4,0	5,4
à 0,1 mg/l	1,7	2,0	2,0
Charge retenue en T B S à 1 mg/l	12	10	11
à 0,1 mg/l	10	8	9
Carbone organique total enlevé en 2 mois %	46	39	42
en 4 mois %	33	28	30
en 6 mois %	27	22	25
Charge retenue en carbone calculée g/kg de charbon actif	170	140	170
1. Extraction au dioxane g/kg de charbon actif			
0 m de hauteur	31	23	28
1 m "	24	17	24
2 m "	21	15	10
2. Extraction au DMF g/kg de charbon actif			
0 m de hauteur	43	37	46
1 m "	54	44	45
2 m "	44	34	42
Charge totale retenue en carbone g/kg de charbon actif			
0 m "	3,3	5,5	3,6
1 m "	2,0	2,9	2,4
2 m "	1,5	2,3	2,0
Charge retenue en chlore organique lipophile g/kg de charbon actif			
0 m "	2,2	2,2	1,7
1 m "	1,7	1,7	—
2 m "	—	1,2	1,4
Charge retenue en hêxachlorocyclohexane mg/kg charbon actif			
0 m "	18	32	30
1 m "	4	8	6
2 m "	0,5	1	0
Charge retenue en éther bis (2-Chlorpropyle) mg/kg charbon actif			
0 m "	350	540	230
1 m "	15	400	110
2 m "	44	140	100
Charge retenue en hexachlorbutadiène mg/kg charbon actif			
0 m "	115	390	130
1 m "	39	63	36
2 m "	5	19	25

Si l'on compare le poids de composés organiques chlorés adsorbés, on a une vue toute différente du rendement des divers charbons. On peut également le voir en comparant les charges retenues pour différentes substances chlorées. Ces chiffres font ressortir que les différentes qualités de charbon ont leurs avantages spécifiques propres.

6 Expériences sur grands filtres à charbon actif

Pour étudier les qualités de charbon les plus intéressantes pour différentes qualités d'eau, de nouveaux essais furent faits sur des stations filtrantes à grande échelle de divers services d'eau. Il n'est pas possible de donner le détail des résultats obtenus. Je ne peux qu'essayer de résumer les observations les plus importantes et les conclusions réunies depuis trois ans.

En utilisant des charbons de haute qualité, on obtient des résultats de traitement satisfaisants dans la plupart des services d'eau avec des vitesses de filtration qui ne dépassent pas 15 m/h, des hauteurs de lits filtrants de 2 à 3 m et des tailles de grain moyennes de 1 à 1,5 mm. Il est recommandé d'avoir des granulés de charbon de différentes tailles pour éviter de les mélanger lorsqu'on lave les filtres. La charge du charbon en substances organiques mesurée par le COD peut alors atteindre 40 à 80 g de COD par kg de charbon. Les rendements d'enlèvement moyen vont de 40 à 60 % pour le COD et de 8 à 95 % pour le chlore organique en utilisant une période de marche de 3 à 6 mois, pour le charbon dans un filtre. Dans ces conditions, il semble préférable de régénérer le charbon à la station.

Le temps d'exploitation dépend de la qualité de l'eau brute et de diverses conditions d'exploitation comme le changement de vitesse de filtration, etc. . . . Le filtre peut être contrôlé en mesurant des critères de qualité de l'eau comme le COD et l'extinction UV. On a trouvé que le pourcentage de réduction de ces valeurs montre très souvent une dépendance exponentielle avec le volume traité. Des petits filtres se sont également montrés efficaces pour le contrôle du rendement. Les renseigne-

ments les plus précis, cependant, sont obtenus en mesurant la charge retenue par le charbon. Nous avons pour cela mis au point certaines méthodes analytiques nouvelles pour tester la charge en substances chlorées, l'une des plus importantes étant la détermination du chlore organique lipophile. Cela se fait par extraction à l'aide de dioxane ou de DMF en transférant les composés chlorés non polaires sur du n-hexane après addition d'eau (11). Une autre méthode efficace récemment mise au point est une pyrohydrolyse à température programmée (8).

D'après l'expérience acquise ces dernières années par les distributions d'eau allemandes, nous pouvons dire que ces essais sur le charbon dans les filtres donnera les informations les plus précises et les plus significatives. Mais il a aussi été découvert que le degré de pollution ne devrait pas dépasser une certaine limite si l'on veut que l'eau produite soit de bonne qualité. En conséquence, l'Association Internationale des Distributions d'eau de la région du Rhin a soumis un mémoire (12) donnant des chiffres détaillés pour les limites de qualité de l'eau de rivière. Ce memorandum précise également les buts de la lutte contre la pollution sous les aspects qualité de l'eau potable et il a attiré un grand intérêt.

7 Régénération du charbon actif épuisé

Si l'on n'utilisait du charbon en poudre ou des filtres à charbon que pour enlever les goûts et odeurs, la régénération du charbon épuisé n'aurait pas beaucoup d'avantages. Cela tient au fait que la régénération du charbon en poudre lui-même offre de grandes difficultés. Les charbons en grains utilisés uniquement pour enlever goûts et odeur n'ont très souvent pas la dureté nécessaire pour supporter le traitement de régénération sans pertes excessives, tandis que d'un autre côté, ils peuvent être utilisés très longtemps dans un filtre.

Comme suite aux nouveaux problèmes de pollution discutés ci-dessus, beaucoup d'autres substances organiques doivent être adsorbées, ce qui réduit le temps d'exploitation à quelques mois. La régénération devient alors nécessaire pour des raisons économiques. Comme

on sait, il y a des méthodes de régénération thermiques et chimiques. L'extraction au DMF ou autres solvants similaires pour éliminer toutes les substances organiques adsorbées peut redonner une capacité d'adsorption élevée pour de faibles pertes (13) mais la désorption totale du solvant est assez difficile. Cela peut ne pas être très important quand on traite des eaux usées, mais quand il s'agit d'eau potable, il va sans dire que même le plus faible résidu final de solvant ne peut pas être toléré. C'est pour cela que les méthodes de régénération thermiques recourant à des températures de 500 à 800° C sont les seules utilisées actuellement. Les conditions de traitement pour la régénération thermique sont semblables à celles de la fabrication de charbon actif et en conséquence on peut utiliser les mêmes types d'équipement. Jusqu'à maintenant, on a utilisé des fours à foyers multiples dans la plupart des quelques stations qui pratiquent la régénération sur place. Certaines ont aussi employé des fours rotatifs.

Ces deux types d'équipement de régénération sont bien connus, ce qui n'est pas le cas d'un nouveau four à lit fluidisé récemment mis au point (14). La fig. 2* donne deux schémas permettant de comprendre ce procédé.

Le charbon épuisé humide entre par le centre du four. La fluidisation provoquée par le gaz de régénération chaud amène alors le charbon en grains à migrer entre un cylindre intérieur et les parois du four vers la sortie. On peut modifier les conditions de fonctionnement en utilisant différentes températures et concentrations de vapeur dans le gaz injecté, et en utilisant également différents débits de gaz et de charbon actif. Les températures au-dessus du lit fluidisé peuvent être utilisées pour le contrôle du fonctionnement. Les conditions de fonctionnement et le rendement de ce nouveau type de four ont été étudiés depuis deux ans avec de bons résultats. L'un des principaux avantages semble être qu'il n'y a pas de pièce en mouvement dans la région à haute température. Il sera donc possible de construire de petites installations pour 50 à 100 kg/h de charbon régénéré. Certaines installations seront construites dans un proche avenir et nous serons alors en mesure de recueillir d'autres informations sur cet intéressant procédé.

Il y a encore de nombreux problèmes à surmonter à propos de la régénération du charbon actif utilisé pour l'eau potable. D'un point de vue économique, la réduction des pertes est le plus important. On peut y arriver de différentes façons, par ex. en utilisant du charbon actif plus dur, en changeant les conditions de traitement pendant la régénération (où la température est probablement le facteur le plus important) ou en changeant la capacité d'adsorption et par conséquent l'intervalle entre deux régénérations. Sous ce rapport, il semble important de mettre au point des méthodes pour contrôler le rendement de la régénération, pour permettre la détermination rapide de la capacité d'adsorption du charbon régénéré lorsqu'il est utilisé dans des conditions pratiques à la station elle-même. Des recherches en ce sens sont en cours.

La régénération à la station de traitement réduira le coût du traitement du charbon de 50% au moins. Cela illustre l'importance économique de la régénération et explique que de nombreux services d'eau utilisant du charbon granulé projettent d'avoir leur propre installation de régénération. On peut espérer que ce progrès ouvrira de nouvelles voies à un traitement de l'eau meilleur et plus sûr car il permet une meilleure adaptation de l'étape adsorption à la qualité spécifique de l'eau brute.

8 Traitement biologique utilisant les filtres à charbon actif

L'emploi de charbon actif en traitement de l'eau potable est venu de tentatives faites pour enlever goûts et odeurs. A l'heure actuelle, les polluants chimiques jouent un rôle important et augmentent l'intérêt du

*Pour la fig. 2, voir le texte anglais.

charbon. L'expérience a montré que l'activité biologique est un facteur important de l'efficacité de ces filtres.

Ces observations amènent à conclure qu'il serait possible d'utiliser des filtres à charbon actif à la place des autres traitements biologiques comme les filtres à sable lents, utilisés depuis plus de cent ans. C'est pourquoi le service des eaux de Brème, utilisant l'eau de la Weser, a décidé une étude en station pilote (15) sur la possibilité de remplacer les filtres lents existants. Le tableau 2 donne quelques renseignements sur le rendement de cette station pour différents débits du fleuve.

TABLEAU 2

Débit m ³ /sec.	COD (carbone organique dissous)		
	Weser mg/l	Après floculation et filtration mg/l	Après filtre à sable lent mg/l
100	9,6	5,5	3,3
200	6,6	3,8	2,7
300	5,5	3,2	2,5
400	5,0	2,9	2,4
600	4,5	2,6	2,3
800	4,3	2,5	2,3

La station pilote était formée de différents filtres à charbon. La vitesse de filtration était de 10 m/h pour la plupart des essais, contre 20 cm/h avec les filtres lents. La hauteur du filtre était de 5 à 6 m. Quelque-uns de ces filtres fonctionnent depuis plus de trois ans sans qu'on ait changé le charbon. Les résultats typiques produits par un tel filtre pendant la troisième année d'exploitation sont donnés par le tableau 3.

TABLEAU 3

	Médiane	Max.	Min.
Réduction en COD (mg/l)	0,5	0,86	0,34
O ₂ consommée (mg/l)	3,7	7,3	2,5
CO ₂ formé en C (mg/l)	1,4	2,9	1,1
Réduction en germes totaux	97%	100%	92%
Réduction en <i>E. coli</i>	96%	100%	93%

Les valeurs médianes pour les numérations de germes totaux dans l'effluent sont descendues à 6,7/ml et les coli à moins d'un par 100 ml. Il n'y a pratiquement pas de différence entre les résultats donnés par les filtres à charbon actif et ceux des filtres lents après dix mois d'exploitation.

En ce qui concerne le mécanisme de ce traitement, tout montre que l'adsorption de la molécule organique est la première étape. Après cela, les substances adsorbées, étant maintenant très concentrées à la surface du charbon, sont oxydées par les micro-organismes. Il en résulte une régénération biologique du charbon actif, mais ce processus est lent.

Les chiffres montrent que 100 à 140 g de matière organique peuvent être biologiquement oxydés dans un mètre cube de charbon actif chaque jour. Mais comme la charge du charbon actif peut être de 40 à 60 kg/m³, il faudrait plus d'un an pour une telle régénération biologique.

Mais si la charge ajoutée par unité de temps n'est pas trop élevée, il y aura équilibre entre la charge et l'oxydation biologique. Ceci vaut pour les vitesses de filtration, qui ne dépassent pas 10 à 14 m/h, utilisées à Brème pour ces études.

Le rendement du traitement biologique dépend de la vitesse de filtration, de l'épaisseur du filtre, de la taille des grains de charbon et de la distribution des tailles de pores, aussi bien que de la capacité d'adsorption. Le traitement commence toujours par une adsorption pure, qui devient activité biologique après un certain temps. Cela ressort du tableau 4, qui donne les résultats obtenus pendant la première année d'exploitation en utilisant une bonne qualité de charbon.

TABLEAU 4
RENDEMENT D'UN FILTRE À CHARBON
ACTIF PENDANT LA PREMIÈRE ANNÉE
D'EXPLOITATION

Date	COD enlevé mg/l C%	O ₂ consommé mg/l O	CO ₂ produit mg/l C
26. 9.—17.10.72	2,9 89	2,3	0,1
24.10.—14.11.72	3,5 89	2,2	0,7
21.11.—12.12.72	2,8 84	2,2	0,5
19.12.— 9. 1.73	2,6 78	3,4	1,0
16. 1.— 6. 2.73	2,9 64	3,6	1,2
10. 2.—13. 3.73	1,9 56	2,1	0,8
20. 3.—10. 4.73	1,6 51	2,8	1,0
17. 4.—15. 5.73	2,5 50	3,5	2,5
22. 5.—12. 6.73	1,9 52	5,5	2,0
26. 6.— 7. 7.73	2,1 54	6,1	2,6
14. 7.—14. 8.73	2,4 51	6,4	2,3

Vitesse de filtration 10 m/h
Épaisseur du lit 6 m
Charbon actif LSS 0,5—1,0 mm

Ces chiffres montrent le haut rendement de ce filtre pour enlever les matières organiques et le changement graduel de l'adsorption pure à l'action biologique pure, avec l'adsorption comme stade intermédiaire.

Ce degré élevé de réduction des matières organiques dissoutes par action biologique ne peut être atteint que si la plupart de ces substances sont biodégradables. Il est intéressant de savoir qu'un prétraitement à l'ozone peut permettre une meilleure biodégradabilité avec de tels filtres à charbon.

Le rapport montre que les filtres à charbon actif peuvent donc être intéressants pour le traitement biologique de l'eau potable, en donnant des résultats semblables ou même meilleurs que les filtres à sable lents. Un autre avantage de ce traitement est qu'en outre les polluants chimiques dangereux peuvent être retenus, ce qui contribue à améliorer la sécurité de la qualité de l'eau potable.

9 Conclusions

On utilise largement le charbon actif en distribution d'eau pour enlever les goûts et odeurs indésirables. Les teneurs croissantes en polluants chimiques tels qu'hydrocarbures chlorés, etc. . . . rencontrés dans beaucoup d'eaux de rivières obligent à utiliser le charbon actif. Les filtres à charbon en grains ont alors certains avantages

sur le charbon en poudre, en particulier pour le contrôle du rendement et la possibilité de régénérer le charbon actif. On peut donc admettre que l'emploi des filtres en charbon actif se développera dans l'avenir.

La conception et les conditions d'exploitation de telles installations basées jusqu'ici sur des expériences en station pilote réalisées par quelques services d'eau, s'améliorera sûrement si l'on peut utiliser les résultats des recherches sur l'adsorption réalisées en différents endroits dans le monde. On peut également espérer des progrès dans la qualité des charbons actifs et les méthodes de contrôle. En outre, on peut mieux utiliser l'activité biologique qui se développe dans les filtres à charbon actif, et aussi mettre au point de nouvelles combinaisons de procédés pour le traitement des eaux de surface.

L'emploi du charbon activé est l'une des réponses de l'industrie de l'eau à la pollution croissante des eaux et une telle installation convenablement conçue et exploitée, aidera certainement à obtenir une meilleure qualité d'eau potable. Mais cela ne peut pas être la seule solution au problème de la pollution, et il faut donc continuer à lutter pour un meilleur traitement des eaux usées, ce qui peut se faire également à l'aide de charbon actif.

Le présent rapport n'a pas pu entrer dans les détails. Il a cependant essayé de décrire les modes possibles d'utilisation du charbon actif à l'avenir en traitement de l'eau, mais j'ai aussi fait ressortir les problèmes rencontrés en ce domaine. La plupart des données et des expériences présentées dans ce rapport ont été fournies par différents services d'eau d'Allemagne collaborant à notre institut. L'effort commun pour résoudre ces difficultés s'est montré de grande valeur, et je veux remercier toutes les personnes qui ont fait la plupart des travaux décrits dans ce rapport.

BIBLIOGRAPHIE

4. Heil, G.—Dissertation, université de Carlsruhe, 1971.
6. Fritz—Communication privée.
10. Service des eaux de Dusseldorf—Communication privée. Rapport à publier en 1974.
12. Pollution du Rhin et alimentation en eau potable. Mémoire de la Communauté de travail internationale des distributions d'eau du Bassin du Rhin (1973).

Pour documentation complémentaire, voir: Rapport sur la Conférence de la recherche sur l'eau, Université de Reading, 3-5 avril 1973: Activated carbon in water treatment.

Coût et traitement: expériences réelles d'augmentation de la capacité d'une station de traitement d'eau existante

par M. Lasnier,

Directeur Régional Adjoint Société Lyonnaise des eaux et de l'éclairage

Pourquoi augmenter la capacité d'une station ?

Plusieurs causes peuvent être à l'origine de la nécessité de cette augmentation :

- Très souvent, c'est un accroissement des besoins en eau, domestiques ou industriels, qui nécessite le développement des ressources;
- Parfois, la dégradation de la qualité de l'eau brute a pu conduire à diminuer le débit d'une station de traitement pour pouvoir maintenir une qualité acceptable de l'eau produite, créant ainsi un déficit dans les ressources.

On pourra ainsi se trouver en présence de problèmes très différents suivant que l'on devra agir sur les volumes traités, sur la qualité de l'eau, ou sur les deux à la fois.

Les moyens à mettre en oeuvre

Certaines installations ont été calculées très largement par le constructeur; il est alors possible d'en augmenter le débit sans incidence notable sur la qualité et le coût de l'eau produite. Cependant, la plupart du temps, des modifications devront être apportées en différents points de l'usine :

1) - Amélioration du traitement

Dans certains cas, une simple modification du traitement de clarification peut permettre à une station existante d'augmenter son débit sans modification importante des équipements. On peut, par exemple, adjoindre un adjuvant qui permettra d'améliorer la floculation et de produire un floc plus gros, plus dense, et décantant mieux :

La première tranche de la station de traitement d'eau de Seine de VIRY-CHATILLON (France) comporte un décanteur "Accelator" de débit nominal 1 000 m³/h (3 700 gal/min), suivi de 12 filtres rapides. Avant 1958, le sulfate d'alumine était utilisé seul et le débit réel de la station dépassait difficilement 800 m³/h (2 900 gal/min), donnant une eau de qualité irrégulière. La mise en place d'un poste de distribution de silice activée a permis d'assurer le débit nominal et d'atteindre, en pointe, 1 200 m³/h (4 400 gal/min), tout en produisant une eau de qualité nettement améliorée.

Le débit de la station de traitement du SYNDICAT INTERCOMMUNAL des EAUX de l'OUEST MARSEILLE a vu son débit porté de 360 m³/h (1 300 gal/min) à 540 m³/h (2 000 gal/min) par l'utilisation d'alginate de soude, cela pour une même qualité de l'eau produite.

2) - Amélioration de la coagulation-floculation

Dans certains cas, l'introduction de réactif peut être améliorée par l'installation d'un mélangeur (flash mixing) qui permettra une coagulation plus complète, et par suite, une amélioration de la floculation. Dans d'autres cas, la mise en place d'un flocculateur, ou l'amélioration d'un flocculateur existant, peut permettre une floculation meilleure qui donnera naissance à un floc dont l'aptitude à décanter sera améliorée.

Le débit de la station de CALI en Colombie est passé de 60 000 m³/j (13 mgd) à 86 000 m³/j (19 mgd) par adjonction de 9 flocculateurs mécaniques disposés en amont des décanteurs statiques de surface 4 250 m² (46 000 ft²) qui n'ont pas été modifiés.

3) - Amélioration au niveau de la décantation

Ces améliorations peuvent être de deux types :

a) Installation d'un décanteur avant une batterie de filtres

Que ce soit une augmentation du débit ou simplement la détérioration de la qualité de l'eau brute ayant entraîné des taux de traitement en coagulant et adjuvant plus élevés, on a pu être amené à augmenter de façon telle la cadence des lavages que celle-ci devient prohibitive. L'adjonction d'un décanteur permet de remédier à cette situation et peut conduire à une augmentation importante de la capacité de la station de traitement.

L'usine d'YVOIR-sur-MEUSE de la Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux produisait, à sa mise en service en 1949, 360 à 450 m³/h (1 300-1 650 gal/min) avec le traitement suivant :

- stérilisation à l'hypochlorite de soude
- coagulation au sulfate d'alumine à faible dose (10 à 15 ppm)
- filtration à la vitesse de 4 m/h (1,36 gal/ft²/min) sur silice concassé (1 à 2mm; U.S Mesh 10 to 18)
- filtration sur diatomées
- stérilisation finale.

En 1964/1966, la capacité de production a pu être portée à 750 m³/h (2 750 gal/min) par l'installation d'un flocculateur-décanteur avant la filtration :

- flocculateur, surface 113 m² (1 200 ft²), volume 365 m³ (13 000 ft³)
- décanteur, surface 500 m² (5 400 ft²), volume 1 585 m³ (56 000 ft³)

Le traitement fut aussi complété par l'utilisation de la silice activée et du bioxyde de chlore.

Ces aménagements ont permis pratiquement de doubler les débits mais aussi d'obtenir une qualité d'eau meilleure, malgré l'augmentation des vitesses de filtration.

b) Transformations avec modifications d'un décanteur

De nombreuses modifications peuvent permettre soit d'améliorer la qualité de l'eau décantée, soit d'augmenter le débit traité en maintenant une qualité égale de l'eau décantée. Par exemple, l'installation de plaques ou de tubes dans un décanteur statique, la transformation d'un décanteur statique en décanteur accéléré (vitesse: 3,5 m/h 1,2 gal/ft²/min) ou super-acceléré (6 à 7 m/h; 2-2, 4 gal/ft²/min).

De telles transformations sont très fréquentes. On peut en citer deux à titre d'illustration:

- L'usine de BRIVE-la-GAILLARDE (France) comportait, à l'origine, un décanteur statique de 24,50 m x 12,60 m (80,4 ft x 41,3 ft) et de 2,95 m de hauteur (9,67 ft). Son débit de 300 m³/h (1 100 gal/min) correspondait à une vitesse de 1 m³/h par m² de surface (0,34 gal/ft²/min). L'installation à l'intérieur de la cuve existante de deux décanteurs à lit de boue (Pulsator) de 21 m x 6,15 m (69 ft x 20 ft) a permis de faire passer le débit à 750 m³/h (2 750 gal/min) (débit multiplié par 2,5).
- L'usine de FORM EL GURAYA (Egypte) était équipée d'un flocculateur suivi d'un décanteur raclé de 30 m de diamètre (98,5 ft) pour un débit de 1 000 m³/h (3 700 gal/min). Transformé en "Pulsator", ce décanteur a vu son débit porté à 2 100 m³/h (7 700 gal/min), les équipements auxiliaires étant installés à l'intérieur de l'ancien flocculateur.

La mise au point des décanteurs super-accelérés est plus récente. Ces techniques devraient permettre des améliorations spectaculaires d'anciens décanteurs. A défaut d'exemples pratiques, on peut citer deux types d'appareils qui devraient s'adapter à de telles réalisations:

- Dans le "Cyclofloc", l'utilisation d'un sable extrêmement fin, ayant un effet d'alourdisseur, permet d'augmenter la vitesse de décantation. Le sable est récupéré dans les purges de boue et recyclé dans le décanteur.
- Dans le "Super-Pulsator", la présence de plaques inclinées dans le lit de boue même, permet de doubler, en gros, la vitesse ascensionnelle par rapport à celle d'un "Pulsator" ordinaire, pour des cohésions et des concentrations de boue identiques dans le lit de boue.

4) - Améliorations au niveau de la filtration

L'augmentation du débit d'un filtre conduit à une perte de charge initiale plus importante en début de cycle, et à une évolution plus rapide du colmatage du filtre. Il en résulte une accélération de la cadence des lavages relativement plus importante que l'accroissement du débit du filtre. Les volumes d'eau filtrés entre deux lavages diminuent, et finalement les pertes d'eau dues aux lavages augmentent.

Ce phénomène peut encore être amplifié lorsque la filtration est précédée d'un traitement ayant, de même, subi une surcharge sans autres améliorations par ailleurs. En effet, l'eau envoyée sur les filtres est alors plus colmatante.

Il peut aussi arriver que le lavage d'un filtre soit nécessité par la détérioration de la qualité de l'eau filtrée bien que la perte de charge dans le filtre soit encore acceptable; le filtre est crevé avant d'être colmaté. Ce cas est d'ailleurs d'autant plus fréquent que les vitesses de filtration sont plus élevées.

Finalement, les améliorations qui peuvent être apportées à la filtration sont très variées.

Dans les cas les plus simples, la capacité des filtres peut être limitée par les équipements qui ont été installés à l'origine (vannes d'entrée ou de sortie, appareillages d'équirépartition, compensateurs de colmatages, etc . . .). La simple modification de ces équipements peut permettre d'augmenter sensiblement la capacité de traitement.

Dans l'exemple déjà cité de l'usine de BRIVE-la-GAILLARDE, la modification des décanteurs avait permis de porter le débit de 300 à 750 m³/h (1 100-2 750 gal/min). Les 6 filtres doubles ont pu être conservés après mise en place de régulateurs appropriés.

Dans les cas plus difficiles, on sera amené à augmenter la taille effective du matériau filtrant, ou même à transformer les filtres en filtres bi-couches.

Ainsi, la station de traitement de THU-DUC alimentant la Ville de SAIGON était prévue pour une capacité de production journalière de 450 000 m³ (100 mgd). Elle est actuellement en cours de modification pour porter son débit à 750 000 m³ par jour (165 mgd). Les modifications retenues concernent principalement la batterie filtrante composée de 20 filtres de 180 m² chacun (1 950 ft²).

—Equipement d'origine: 70 cm (2,3 ft) de sable, (taille effective 0,5 mm; U.S Mesh 35), vitesse de filtration 6 à 7 m/h (2-2, 4 gal/ft²/min), lavage à l'eau seule: contre-courant à 600 l/mn/m² (12 gal/ft²/min), et 4 tourniquets par filtre en surface;

—Modifications apportées: de bas en haut: 33 cm (1,1 ft) de sable (taille effective: 0,4 mm; U.S Mesh 40) et 35 cm (1,15 ft) d'anhracite (taille effective 1,0 mm; U.S Mesh 18), vitesse de filtration 12 m/h (4,1 gal/ft²/min), lavage à l'eau seule: contre-courant de 1 300 à 1 400 l/mn/m² (27-29 gal/ft²/min) et 4 tourniquets conservés.

5) - Amélioration par réduction des pertes d'eau

Les pertes d'eau aux différents stades du traitement sont souvent loin d'être négligeables, surtout pour les petites et moyennes stations. Une action entreprise pour réduire ces pertes permettra d'améliorer légèrement la capacité de production de l'usine. Il s'agit certes de gains relativement faibles, mais ils sont très souvent du même ordre de grandeur que celui de la croissance annuelle des besoins, permettant alors de différer les investissements pour une nouvelle usine, d'une ou même parfois plusieurs années.

Ainsi, on tentera d'ajuster les extractions de boues des décanteurs. On pourra aussi automatiser les processus de lavage des filtres, ainsi que la cadence de ces lavages. Le recyclage des eaux de lavage est aussi une option de plus en plus fréquente; les économies qui en résultent permettent souvent d'amortir les équipements nécessaires.

Capacité d'une station de traitement Relation entre la qualité, la quantité et le coût du traitement

L'examen des différentes possibilités d'augmenter le débit d'une station conduit à rechercher la définition précise de sa capacité de production. S'agit-il du débit nominal indiqué par le constructeur, ou du débit maximal susceptible d'être atteint réellement par les installations? Ces débits peuvent être notablement différents.

Il existe évidemment une relation entre la qualité de l'eau produite et le coût du traitement. Cependant, on est amené de plus en plus à adopter le traitement optimal donnant l'eau de qualité la meilleure possible.

A moins d'être en présence d'une installation très largement surdimensionnée, il existe aussi une relation entre la qualité de l'eau fournie par une installation et la quantité que l'on désire lui faire produire.

Ce sont ces relations entre qualités, quantités et coûts, ainsi que leurs limites, qu'il importe de bien déterminer lorsque l'on se propose de surcharger une usine d'eau.

Pour cela, des essais devront être entrepris, de préférence sur l'usine même, ce qui sera plus facile si les installations sont modulaires.

Si l'on envisage de ne renforcer que certains équipements, il faudra noter soigneusement les interférences entre les différentes parties du traitement: la qualité de la décantation agira, par exemple, sur le rendement et la qualité de la filtration.

Enfin, les essais devront s'étendre sur une durée suffisamment longue, recouvrant en particulier les périodes où l'eau brute est difficile à traiter.

Coût et traitement: expériences réelles d'augmentation de la capacité d'une station de traitement existante

par J. Jeffery, M.Sc.

North Surrey Water Company

Introduction

Le coût de toute station de traitement de l'eau est composé de plusieurs facteurs comme les charges en capital, le coût des réactifs et les salaires. Ces facteurs varient en importance selon l'emplacement de la station. Par ex. un procédé qui exige de vastes terrains est plus coûteux s'il est réalisé en région urbaine que dans une région rurale où le terrain est bon marché.

Miller, Burley et Mawer (1) ont analysé les résultats d'une enquête faite par la Water Research Association sur un certain nombre de réseaux. Leur analyse a montré que l'investissement majeur était le réservoir, qui représentent une dépense en capital trois fois plus élevée que les stations de traitement. Mais les auteurs ajoutaient que la tendance constatée à réaliser des prises en rivière directes tend à augmenter les dépenses pour la station de traitement.

Rehm et Plautz (2) ont fait la liste des facteurs influençant les coûts de clarification et de filtration. Ces coûts incluait les bases du projet de la station de traitement. Ils ont fait ressortir que si les filtres étaient prévus pour 7,5 m/h au lieu de 5 qui sont habituels, le coût de construction par rapport à la capacité de filtration est réduit de théoriquement 33%.

Jeffery et Simpson (3) ont attiré l'attention sur l'importance des durées d'amortissement et sur le fait que le terrain est ou non réévalué périodiquement quand on calcule le coût du traitement de l'eau. Ils ajoutent que pour pouvoir comparer les prix de revient du traitement à différents ouvrages, il est essentiel que ces prix aient été calculés sur des bases similaires en utilisant, par ex., des durées d'amortissement et des taux d'intérêt similaires.

Le présent rapport décrit les travaux effectués à Staines, Angleterre, pour augmenter la capacité de la station de traitement existante et discute l'influence des résultats sur les coûts.

Qualité de l'eau potable à Staines

En 1913 Don et Chisholm (4) disaient: "Il ne peut pas y avoir de meilleurs tests de l'efficacité d'une station de traitement que de lui demander de fournir de l'eau potable, uniformément de bonne qualité, d'un fleuve comme la Tamise dans son cours inférieur."

L'une des ressources de la Sté des eaux du North Surrey est la Tamise à Staines, site auquel il est fait allusion dans la citation ci-dessus. Bien que certains services d'eau traitent maintenant de l'eau plus difficile que celle de la Tamise, il reste vrai que la qualité de l'eau de la Tamise peut changer rapidement, par ex. à la suite d'un orage ou pendant une fleur de diatomées. La station de traitement doit être capable de répondre à ces changements rapides. Le tableau indique la composition de l'eau de la Tamise.

ANALYSES TYPIQUES DE LA TAMISE À STAINES

Couleur (unités Hazen)	15 (de 5 à 70)
Turbidité (U.T.F.)	10 (de 2 à 170)
Oxygène absorbé du $KMnO_4$ en 4 h à 27°C (mg/l)	3,0 (de 12 à 7,0)
pH	7,9 (de 7,7 à 9,0)
Conductivité électrique (micromho/cm ²)	620
Dureté totale (mg/l $CaCO_3$)	300
Alcalinité/Dureté carbonatée (mg/l $CaCO_3$)	230
Dureté non carbonatée (mg/l CO_3Ca)	70
Chlorures (mg/l Cl)	50
Fluorures (mg/l F)	0,22
Phosphates (mg/l PO_4)	1,50
Nitrates (mg/l N)	8,5
Nitrites (mg/l N)	0,09
Ammoniac (mg/l N)	0,50 (de 0,01 à 2,3)
Azote albuminoïde (mg/l N)	0,30
Cuivre (mg/l Cu)	<0,01
Plomb (mg/l Pb)	<0,01
Zinc (mg/l Zn)	0,10
Fer (mg/l Fe)	0,20
Manganèse (mg/l Mn)	<0,005
Chrome (mg/l Cr)	<0,005
Cadmium (mg/l Cd)	0,001
Détergents anioniques (mg/l Manoxol OT)	0,10

Coliformes totaux (MPN/100ml)	90 000	} maxima 1973
E. coli (MPN/100ml)	13 000	
Algues (cellules/ml)	70 800	

Il n'y a pas de réservoir d'eau brute sur le site, mais un projet est en cours pour capter de l'eau du gravier de bonne qualité comme ressource limitée en cas d'urgence.

La station de traitement en service à Staines en 1965

L'eau de la Tamise était prise par une crépine grossière et conduite dans 20 coagulateurs/décanteurs à écoulement vertical.

On injectait du sulfate d'alumine et un adjuvant de coagulation dans la conduites d'eau brute respectivement 20 et 2 secondes avant que l'eau n'atteigne les décanteurs. L'eau décantée passait sur des filtres rapides, puis sur des filtres lents. L'eau de ces filtres était chlorée à l'entrée du réservoir de contact; le chlore résiduel était automatiquement ajusté à l'anhydride sulfureux à la sortie du réservoir de contact. Les coagulateurs/décanteurs sont entrés en service en 1953; leur capacité maximale était de 43 200 m³/j à la vitesse ascensionnelles de 1,5 m/h.

Douze filtres rapides, en trois bâtiments contenant chacun quatre filtres, étaient en service. Chaque filtre avait une surface de 39 m² et était prévu pour filtrer 4 550 m³/jour à 4,6 m/h. Dix-sept filtres lents de 15 000 m² de surface totale avaient une capacité nominale de 36 000 m³/j à 2.4 m/h.

Les réservoirs de contact nouvellement construits assuraient une période de contact pour la demande prévue jusqu'en 1990.

Prévision de la demande à Staines en 1965

Comme on prévoyait que la demande journalière de pointe atteindrait 57 000 m³/j en 1969, il était nécessaire d'étudier l'extension des capacités de coagulation/décantation et de filtration rapide. Il était également essentiel de reconsidérer la politique de la société au sujet de la filtration lente, car il fallait acheter du terrain si l'on voulait maintenir la filtration lente.

Le fait que les ouvrages de Staines sont dans une région urbaine, où le terrain vaut cher, était un point particulièrement important.

Recherches

a) Coagulation-décantation

Le travail initial visait à améliorer la qualité de l'eau décantée en utilisant divers adjuvants de coagulation.

Griggs et Hicks (5) avaient déjà décrit les avantages obtenus en utilisant la silice activée comme adjuvant de coagulation, et il fut démontré que ces avantages pouvaient être encore étendus en utilisant divers polymères naturels et synthétiques. Les voiles de boue plus stables obtenus en utilisant ces polymères signifiaient une amélioration de qualité de l'eau décantée et suggéraient la possibilité d'exploiter la station au-delà de sa capacité nominale. En conséquence la vitesse ascensionnelle fut graduellement augmentée en fermant l'un des 20 décanteurs tous les 2 ou 3 jours jusqu'à ce qu'en utilisant seulement 11 décanteurs il fut possible de traiter 41 000 m³/j, ce qui faisait passer la capacité de la station de son débit nominal de 43 000 m³/j à 75 000 m³/j. A ce point il apparut que de nouvelles améliorations exigeraient des modifications dans la conception hydraulique des décanteurs.

Les goulottes de collecte n'étaient pas assez grandes pour accepter un débit accru, et la vitesse d'entrée était trop élevée. Des expériences faites après les modifications hydrauliques étudiées par Paterson Candy International ont montré qu'un seul décanteur peut fonctionner à 5 000 m³/j avec une vitesse ascensionnelle de 3,6 m/h. Il en résulte que lorsque les modifications aux goulottes de collecte et aux tuyaux d'entrée auront été faites, la capacité de l'usine sera de 100 000 m³/j.

b) Filtres rapides gravitaires

Le problème de la filtration avait deux aspects car aux vitesses d'exploitation classiques, le moment

approchait où les filtres rapides devraient être agrandis, et il fallait décider également si l'on pouvait produire une eau de qualité acceptable sans l'aide des filtres lents. Conley (6) avait attiré l'attention sur l'intérêt d'utiliser une couche d'antracite grossière sur un lit de sable fin pour garnir les filtres rapides, spécialement en conjonction avec un adjuvant de coagulation appliqué à l'arrivée de l'eau.

Les expériences faites à Staines ont été décrites (7). Elles ont montré d'abord que les filtres gravitaires anthracite/sable avaient des durées de vie environ trois fois plus longues qu'avec les lits de sable quand les filtres fonctionnaient à leur charge nominale.

Le deuxième stade du travail montra que les filtres anthracite/sable donnaient un filtrat de faible turbidité pour une vitesse de 11 m/h pourvu qu'on emploie un adjuvant de coagulation. Finalement, l'installation d'un contrôle continu du filtrat permet de laver le filtre automatiquement quand on atteint soit la perte de charge limite, soit la turbidité limite. A son tour, cela permit d'élever la perte de charge limite à 2 m, donnant de plus longues vies de filtres.

Les modifications hydrauliques ont déjà été faites dans 2 des 3 bâtiments des filtres rapides pour leur permettre de fonctionner à 10 m/h, ce qui donne à ces deux bâtiments une capacité de 75 000 m³/j. Depuis lors il n'a plus été utile d'utiliser les filtres du troisième bâtiment avec leur capacité originale de 18 000 m³/j.

Résumé des résultats techniques des expériences faites pour augmenter la capacité de la station de traitement

Pour la commodité de présentation, les travaux sur la coagulation/décantation et sur la filtration ont été décrits séparément, mais il est essentiel de considérer une station de traitement comme un ensemble. L'objectif global de toutes les expériences de traitement de l'eau réalisés à Staines a été la production d'une eau potable répondant aux critères de l'Organisation Mondiale de la Santé (8 et 9) et du Rapport officiel britannique n° 71 (10) sur la qualité bactériologique, tout en évitant des dépenses en capital, par abandon de la filtration lente et par augmentation du rendement des autres processus.

Il a été démontré que des modifications relativement simples rendaient possible le traitement de 100 000 m³/j dans les coagulateurs-décanteurs dont la capacité nominale d'origine était de 43 000 m³/j. De même, les résultats ont montré que les 12 filtres rapides pouvaient filtrer 110 000 m³/j. A ce jour, deux bâtiments de filtres seulement ont été modifiés de sorte que la capacité actuelle de filtration est 93 000 m³/j. L'eau filtrée à ces vitesses de traitement a une turbidité sensiblement inférieure à 0,2 unités Formazine, ce qui a justifié la décision d'abandonner la filtration lente.

Problèmes

Un seul problème général a résulté de l'accroissement de la capacité de la station de traitement existante: c'est la nécessité d'un contrôle des opérations plus strict qu'auparavant. La station qui fonctionnait en 1965 recelait de larges facteurs de sécurité. Augmenter la capacité de la station signifie réduire ces facteurs de sécurité. Donc il faut organiser une meilleure surveillance, exigeant des informations exactes d'instruments plus nombreux. Par exemple, la mesure continue de la turbidité de l'eau à chaque étape du traitement est maintenant un élément essentiel. Cette mesure continue permet les réactions rapides aux changements de qualité, qui sont essentielles.

Un autre problème a surgi par suite de l'élimination de la filtration lente. C'est l'augmentation du nombre de plaintes de goût de terre. Nous pensions que cela est

en partie dû à la perte de l'oxydation biologique sur les filtres lents, et il peut être nécessaire de traiter ce problème par des lits de charbon actif.

Implications financières

Si l'on n'avait pas étudié les possibilités d'augmenter la capacité des ouvrages de Staines, la société aurait déjà eu à construire une extension de la partie coagulation/décantation de même taille que celle existante. La dépense, non compris le prix du terrain, d'une telle extension aux prix de 1971 a été estimée à 170 000 livres. Il aurait aussi été nécessaire de construire un nouveau bâtiment de filtres rapides donnant 150 m² de surface de filtration supplémentaire, et un nouveau bâtiment semblable serait en projet. Aux prix 1971, ces deux bâtiments coûteraient 93 000 livres sans le terrain.

En termes de capital, la société a dépensé ou dépensera environ 45 000 livres pour modifier les coagulateurs/décanteurs existants et environ 23 000 livres (milieux filtrants et hydraulique) pour les filtres rapides. Le coût de l'équipement de mesure continue de la turbidité a été inférieur à 3 000 livres.

Donc une dépense de 71 000 livres a permis aux ouvrages existants de coagulation/sédimentation et de filtration de traiter une eau qui, autrement, aurait exigé la construction d'une nouvelle station dont le coût est estimé à 350 000 livres, prix 1971.

Si l'on tient compte du fait que ces modifications ont été accompagnées de l'abandon de la filtration lente, les économies sont encore plus grandes. En 1965, la capacité nominale des filtres lents était déjà dépassée lors des pointes de consommation et, actuellement, la société aurait dû déjà installer 7 400 m² de filtres lents supplémentaires qui auraient coûté, prix 1971, environ 150 000 livres, terrain non compris. 14 900 m² supplémentaires de filtres lents coûtant 300 000 livres sans le terrain, prix 1971, seraient nécessaires en plus pour porter la capacité des filtres lents à 91 000 m³/j.

Si l'on utilisait encore les filtres lents, les dépenses d'exploitation seraient plus élevées en raison du coût du nettoyage de ces filtres. Outre l'économie en capital faite en n'étendant pas la capacité de filtration lente, le terrain occupé par les filtres lents existants vaut environ 200 000 livres, mais la valeur de la section des ouvrages abondonnés par l'élimination des filtres lents est supérieure à 1 000 000 de livres.

En contre-partie, il y a la nécessité d'une dose de chlore plus élevée et du traitement au charbon actif pour enlèvement du goût. Les dépenses en capital pour

la chloration supplémentaires ont été d'environ 1 000 livres, et l'on peut réaliser les filtres de charbon actif en grain en utilisant les filtres lents dans la partie principale de la station au prix estimé de 1 000 livres. Les frais d'exploitation seront probablement similaires à ceux de la filtration lente. L'abandon du terrain occupé par les filtres lents exigera la pose d'une conduite coûtant 15 000 livres. Ainsi la dépense en capital pour augmenter la capacité des ouvrages de coagulation/décantation et de filtration rapide et pour installer la conduite nécessaire à l'abandon du terrain occupé par les filtres lents est de $71\ 000 + 1\ 000 + 15\ 000 + 100\ 000 = 187\ 000$ livres.

Par comparaison, on aurait dépensé 350 000 livres pour des décanteurs et des filtres rapides fonctionnant aux vitesses classiques, 450 000 livres pour des filtres lents supplémentaires, plus 1 million de livres, valeur du terrain sur laquelle se trouve une partie des filtres lents, le tout aux prix de 1971. L'économie en capital faite par la société est donc de l'ordre de 1 600 000 livres, en assumant que la valeur du terrain occupé par une partie des filtres lents peut être réalisée.

Conclusions

L'estimation de la valeur vraie d'une station de traitement de l'eau est un problème compliqué. La comparaison des coûts est rendue plus difficile quand on introduit des variations nationales et internationales dans les relations des coûts des diverses parties entre elles.

Il n'en est pas moins vrai que les dépenses de premier établissement sont le facteur le plus important du coût de traitement de l'eau. Lorsque les économies en dépenses de capital nouvelles se combinent avec la libération d'un terrain précieux, comme à Staines, il en résulte de grandes économies dans l'augmentation de la capacité de la station existante. Mais il faut toujours se rappeler que ces économies ne peuvent se justifier que si la qualité de l'eau traitée est maintenue et, si possible, améliorée.

Remerciements

L'auteur remercie le Président, les administrateurs et le directeur général de la North Surrey Water Company pour l'autorisation de publier ce rapport. Il veut également signaler la part jouée dans ce travail par une grande partie du personnel de l'ancienne South West Suburban Water Company, et l'aide donnée par la British Water Research Association.

Coût et traitement: expériences réelles d'augmentation de la capacité d'une station de traitement d'eau existante de Rand Water Board, South Africa.

par R. J. Laburn, M.Sc.(Eng.),

Ingénieur en Chef, Rand Water Board

Le Rand Water Board tire son eau de la Vaal River, qui draine une vaste région au sol argileux. Un barrage réservoir, le Vaal Dam, en amont des prises d'eau assure une décantation naturelle mais, malgré un temps de séjour de plusieurs mois ou quelquefois d'années, les particules d'argile de taille colloïdale restent en suspension de sorte que l'eau brute prise par le Service en aval de ce barrage contient en moyenne 150 mg/l de matières en suspension, qui montent à 1 g/l quand le barrage déverse.

La station de traitement de Zuikerbosch, l'un des deux ouvrages de purification sur la Vaal River, comprend des décanteurs et des filtres rapides qui ont été construits entre 1953 et 1966 et qui, jusque récemment avaient une capacité maximale de 660 000 m³/j. La consommation en eau augmente de 6,3% par an et, en novembre 1968, il fut décidé de porter la capacité de la station à 890 000 m³/j.

Comme les coûts de la construction et des équipements augmentent rapidement, comme l'intérêt des emprunts, on examina la possibilité d'augmenter la capacité de la station existante en effectuant certaines modifications et en utilisant des produits chimiques plutôt qu'en construisant des installations nouvelles utilisant les réactifs de base utilisés avec succès dans le passé. Les essais de laboratoire, suivis par des essais à grande échelle sur des parties modifiées de la station actuelle, ont montré qu'il serait plus économique d'augmenter la capacité de la station au prix de dépenses supplémentaires de réactifs plutôt que de construire de nouveaux barrages.

Brève description des ouvrages de traitement

Depuis 50 ans, on utilise des décanteurs horizontaux en deux étapes avec de la chaux éteinte (hydroxyde de calcium) comme coagulant principal dans le décanteur primaire, puis ajustage du pH à l'acide carbonique et sulfate d'aluminium comme coagulant dans la seconde étape. Depuis qu'on peut l'obtenir à un prix économique, le silicate de sodium activé est utilisé pour aider la coagulation au stade primaire. Le prix des réactifs forme plus de la moitié du coût total de la clarification.

Les variations de qualité de l'eau brute, et en particulier des matières en suspension, ont obligé à donner à la station une capacité bien supérieure aux besoins normaux. En outre, les décanteurs horizontaux en deux étapes ont toujours été conçus pour traiter un débit supérieur à la capacité nominale, surtout quand on emploie de fortes doses de réactifs.

En passant, il faut noter qu'à plusieurs reprises on a examiné, en faisant des essais à échelle industrielle, la possibilité d'emploi de décanteurs verticaux. Malgré la plus faible surface exigée par ces appareils et leur coût de premier établissement inférieur, la coût plus élevé des réactifs et de l'exploitation a fait que ces décanteurs

verticaux n'ont pas été adoptés, pour des raisons surtout économiques.

Plus de 80% des matières en suspension sont retenues dans les décanteurs primaires où l'on emploie en moyenne 60 mg/l de chaux CaO et 2,2 mg/l de silicate de sodium, et 10% sont retenues dans les décanteurs secondaires avec environ 2,6 mg/l de sulfate d'alumine ou 3,5 mg/l de sulfate ferreux pour coagulation. La teneur de l'eau en bactéries est fortement réduite dans les décanteurs primaires.

Le reste des matières en suspension est retenu dans les filtres rapides gravitaires.

Le coût des réactifs a été de 0,0014 RSA (0,20 U.S. cents) par m³.

Expériences

Des expériences réalisées en 1970-71 sur certains décanteurs existants en utilisant des adjuvants de coagulation (polyélectrolytes) ont montré qu'au prix de modifications de structure mineures, la capacité de ces ouvrages pouvait être poussée bien au-delà de leur capacité nominale et de leur débit maximal enregistré jusqu'ici. Le prix des réactifs serait accru de 20% mais les économies en premier établissement dépasseraient cette augmentation de dépense.

On admit que, sans affecter les propriétés chimiques et bactériologiques ni diminuer la qualité de l'eau produite, on pourrait porter après modification la capacité des décanteurs existants de 660 000 m³/j à 890 000, soit 35% de plus en débit nominal. En outre, lors des courtes périodes de surcharge dues aux besoins saisonniers, ces décanteurs modifiés pourraient traiter 1 050 000 m³/j, soit 60% de plus.

Les modifications de structure et de dosage de réactifs ont intéressé les décanteurs primaires, et les bassins de conditionnement primaires et secondaires comme les décanteurs secondaires n'ont subi que des modifications légères.

Filtres

Les filtres rapides gravitaires comprenaient une couche unique de sable et avaient un débit nominal de 3,2 m/h.

Des essais sur modèle réduit utilisant des tubes de 150 mm placés contre l'un des filtres existants pour simuler autant que possible les situations rencontrées dans la station, ont été réalisés pendant une longue période. Les modèles étaient équipés d'un régulateur de débit et d'un équipement de lavage. Les essais visaient surtout les vitesses de filtration, la taille des grains, l'efficacité des couches uniques ou doubles et les techniques de lavage.

Les résultats ont montré que, surtout avec les filtres à double couche, le type de coagulant et/ou d'adjuvant de coagulation utilisé pour la décantation, prétraitement de l'eau à filtrer, avait une influence importante sur le

choix de la taille effective du milieu formant le lit filtrant, particulièrement dans la couche supérieure. Lorsque l'on employait de la chaux, de la silice activée et du sulfate d'alumine comme coagulants, la taille effective de la couche d'antracite supérieure devait être plus petite que lorsqu'on employait en plus un adjuvant de coagulation. Les essais montrèrent que le choix de la taille de grain dépendait aussi de la dose de réactif utilisé et de la vitesse de filtration.

Un filtre à double couche s'est montré plus efficace qu'un filtre à couche unique surtout parce que la profondeur de pénétration, en-dessous de la surface du lit, des matières en suspension et par conséquent la capacité du filtre à retenir la matière en suspension accumulée, était beaucoup augmentée. Un filtre à double couche a l'avantage sur un lit à simple couche que la vitesse de filtration peut être accrue de 70 % sans diminution notable des temps entre lavage des filtres et sans détérioration de la qualité du filtrat. En conséquence, on admit que la station pouvait être en toute sécurité modifiée pour augmenter le débit de 50 %. Un avantage supplémentaire était que les modifications pouvaient être effectuées en un temps à peu près moitié du temps nécessaire pour construire une nouvelle station.

Comme pour les décanteurs, les modifications proposées augmentaient la capacité des filtres de 230 000 m³/j en portant la vitesse de filtration de 3,2 à 4,9 m/h dans les conditions normales et jusqu'à 6,0 m/h en période de pointe; pendant ces pointes, la durée de vie des filtres serait considérablement réduite.

Brève description des modifications

A. Décanteurs

L'augmentation de débit des décanteurs a été obtenue de deux façons:

1. Dosage des réactifs

Bien que l'on emploie basiquement les mêmes réactifs pour les étapes primaire et secondaire, des adjuvants de coagulation sont employés pour favoriser la coagulation dans les décanteurs primaires où au moins 80% des matières en suspension se déposent. L'introduction simultanée d'une dose minime de poly-électrolytes comme adjuvant de floculation et de modifications structurelles ou physiques dans les bassins a permis d'augmenter le débit sans augmentation importante de la dépense en réactifs.

2. Modifications structurelles

Les conditions d'entrée et de sortie sont très importantes dans les décanteurs horizontaux où se dépose un floc relativement léger. Même au débit nominal d'origine, il existait dans les décanteurs des conditions d'entrée et de sortie imparfaites ce qui fait que des turbulences persistaient assez loin dans la zone de décantation. En outre, la sortie de l'eau des bassins (capacité 5 500 m³/j) se faisait par deux déversoirs ayant chacun 1,6 m de long. En raison sans doute de la vitesse de sortie relativement élevée sur ces déversoirs et de la configuration de la paroi arrière du bassin en béton lui-même, l'eau quittant le décanteur aux déversoirs contenait toujours du floc, ce qui réduisait le rendement des décanteurs primaires. Cette condition aurait été aggravée par l'augmentation du débit traversant les décanteurs. En conséquence, les principales modifications physiques à ces décanteurs primaires furent appliquées aux entrées et aux sorties pour obtenir un écoulement aussi régulier et profilé que possible dans une direction horizontale parallèle au grand axe des bassins. La disposition des bassins était telle que l'eau

coagulée arrivait aux entrées par un canal perpendiculaire au grand axe des bassins eux-mêmes. Il fallait soigneusement revoir l'inévitable tournant à 90° à l'horizontale et le ralentissement de l'eau dont la vitesse relativement rapide de 0,3 m/s dans le canal d'alimentation tombait à 100 mm/mn dans la zone de décantation. Dans l'espace limité disponible et en utilisant autant que possible les parois en béton existantes, il n'était pas possible d'envoyer l'eau dans la zone de décantation d'une façon complètement symétrique ou uniforme. Des cloisons mobiles dans les entrées aidèrent à corriger ce problème et, en outre, une cloison transversale près de l'entrée de la zone de décantation fait descendre l'eau presque au fond de la profondeur effective du décanteur. Le mouvement descendant de l'eau coagulée, suivi d'une remontée d'environ 3 m sur les 34 m de longueur du décanteur aide à réduire les inégalités du mouvement horizontal et aide incontestablement au dépôt des particules coagulées, peut-être parce que l'eau doit traverser les zones inférieures du décanteur où la boue se concentre: on peut avoir obtenu un certain effet de voile de boue.

Malgré l'amélioration des techniques de coagulation grâce à un meilleur mélange et au conditionnement de l'eau avant la décantation, le floc demeurait relativement petit et léger, et même des turbulences mineures provoquaient des courants parasites persistant presque jusqu'aux orifices de sortie dans la paroi arrière des décanteurs.

Pour améliorer la sortie, des rigoles d'une longueur effective de 24 m ont été suspendues à la surface des décanteurs, près de la sortie. Des quantités bien moindres de floc sont attirées aux sorties car la vitesse de sortie a été considérablement réduite; on a donc un meilleur rendement de décantation.

La teneur en matières en suspension de l'eau quittant les décanteurs primaires modifiés à leur capacité de 890 000 m³/j n'est pas supérieure à ce qu'elle était avant les modifications, à 660 000 m³/j.

Les travaux de modification ont coûté 160 000 RSA (230 000 US dollars) essentiellement pour la correction des entrées et des sorties, le changement des distributeurs de réactifs et le relèvement des parois du canal de sortie pour recevoir le débit d'eau majoré. On aurait dépensé 1 900 000 RSA (2 600 000 US dollars) s'il avait fallu construire un nouveau décanteur d'une capacité de 230 000 m³/j.

B. Filtres

La principale modification apportée pour améliorer le taux de filtration, et exécutée sans affecter outre mesure la vie des filtres ou la qualité du filtrat, fut le remplacement d'une partie du lit de sable par de l'antracite sans modification du niveau supérieur de la couche.

Bien que légèrement inférieure à l'optimum, une vitesse de lavage de 0,44 m/mn fut rendue possible par un accroissement du diamètre des conduites d'eau de lavage et une accélération du débit des pompes de lavage existantes. Afin de réduire les pertes importantes provenant des ajutages dans le fond filtrant, chaque ajutage fut ôté et modifié. Cette vitesse supérieure de lavage provoqua une séparation incomplète, mais acceptable des milieux. Une vitesse supérieure donnant un lavage optimal aurait exigé d'autres modifications considérables des tuyauteries et des pompes. L'augmentation des vitesses de lavage a entraîné une augmentation de la consommation d'eau de lavage, mais une installation est en construction pour récupérer la plus grande partie de cette eau à très bas prix et la recycler par les décanteurs.

D'autres modifications aux filtres ont consisté à augmenter la capacité des tuyauteries arrivant des décanteurs aux entrées des filtres, et la taille des orifices et des vannes d'eau sale.

Cette augmentation de 35% de la capacité des filtres, passée de 660 000 m³/j à 890 000, a été réalisée en augmentant de 50% la capacité de deux des trois groupes de filtres. Le troisième n'a pas été modifié en raison de la difficulté de lui amener un débit d'eau supplémentaire et parce que le débit d'eau prétraité disponible aux décanteurs ne dépassait pas 230 000 m³/j.

Bien que tous les travaux ne soient pas terminés, le coût total des modifications aux filtres ne dépassera pas 600 000 RSA (840 000 US dollars) alors que le coût d'une station filtrante nouvelle de 230 000 m³/j était de 1 650 000 RSA (2 300 000 US dollars).

Conclusion

L'expérience tentée par le Rand Water Board en modifiant certains de ses décanteurs et de ses filtres a été un plein succès, car l'augmentation de capacité a été acquise pour une dépense en capital relativement faible, pratiquement sans dépense supplémentaire en réactifs et sans diminution de la qualité de l'eau produite.

Dans les décanteurs, des améliorations aux entrées et aux sorties et l'emploi d'adjuvants de coagulation ont été les principaux facteurs d'accroissement du débit, et dans les filtres l'emploi d'une double couche et une augmentation sensible du débit d'eau de lavage ont été les principaux facteurs.

Cost and Treatment: practical experience of increasing the capacity of an existing water treatment plant

by M. Lasnier,

Assistant District Manager, Société Lyonnaise des Eaux et de l'éclairage

Why increase the capacity of a plant?

Such an increase may be necessary for several reasons:

- very often, resources have to be increased because of a rise in domestic or industrial water requirements;
- occasionally, a deterioration in quality of the raw water may have made it necessary to reduce output from a treatment plant so as to maintain the quality of water produced at an acceptable level, thus creating a deficiency in resources.

The problems encountered may, therefore, be very different, according to whether the emphasis is on the quality of water or the volume treated, or on both at once.

Means of increasing capacity

Some plants were for the most part designed by the constructor; it is therefore possible to increase output without any significant effect on the quality and cost of the water produced. In most cases, however, certain parts of the plant will have to be modified.

1 Improving the treatment

In some cases, output from an existing plant can be increased by a simple modification to clarification treatment without drastic alteration to equipment. For example, an additive can be used to improve flocculation and produce larger, higher density floc which settles better.

The first section of the Seine water treatment plant at VIRY-CHATILLON (France) is equipped with an "Accelator" clarifier with a nominal flow of 1 000 m³/h (3 700 gal/min), followed by 12 rapid filters. Before 1958, aluminium sulphate alone was used and the real output of the plant barely exceeded 800 m³/h (2 900 gal/min), producing water of varying quality. The installation of an activated-silica distribution point guaranteed nominal output and raised the peak figure to 1 200 m³/h (4 400 gal/min), while producing water of appreciably higher quality.

The output from the treatment plant of the SYNDICAT INTERCOMMUNAL des EAUX, West Marseilles, has been increased from 360 m³/h (1 300 gal/min) to 540 m³/h (2 000 gal/min) by the use of sodium alginate, while maintaining the quality of water produced.

2 Improvement of coagulation-flocculation

In some cases, the action of a reagent may be improved by installing a flash-mixing plant which ensures more thorough coagulation and, therefore, improves flocculation. In other cases, the installation of a flocculator, or improvements to an existing flocculator, increases the efficiency of the process and the floc produced is better for clarification purposes.

The output from the CALI plant in Colombia has been increased from 60 000 m³/day (13 mgd) to 86 000 m³/day (19 mgd) by the addition of nine mechanical flocculators ahead of the static settling tanks which have a surface area of 4 250 m² (46 000 ft²) and which have not been modified.

3 Improvements to clarification

Two types of improvement are possible:

a) Installation of a clarifier before a filter battery

Whether the need for an increase in coagulant and additive treatment be brought about by an increase in output or simply by a deterioration in the quality of raw water, it can lead to prohibitive increases in the frequency of washing operations. The addition of a clarifier rectifies this and can appreciably increase the plant's capacity.

At its opening in 1949, the YVOIR-sur-MEUSE plant of the Compagnie intercommunale bruxelloise des eaux produced between 360 and 450 m³/h (1 300-1 650 gal/min) using the following treatment:

- sodium hypochlorite disinfection;
- coagulation with small amounts of aluminium sulphate (10-15 ppm);
- filtration at a speed of 4 m/h (1.36 gal/ft²/min) through crushed flint (1-2 mm; U.S. Mesh 10 to 18);
- filtration through diatoms;
- final disinfection.

Between 1964 and 1966, production capacity was increased to 750 m³/h (2 750 gal/min) by the installation of a flocculator-clarifier before filtration:

- flocculator, surface area 113 m² (1 200 ft²), volume 365 m³ (13 000 ft³);
- clarifier, surface area 500 m² (5 400 ft²), volume 1 585 m³ (56 000 ft³).

The treatment was completed by activated silica and chlorine dioxide.

These modifications have made it possible to practically double the output and also to obtain better quality water, despite increased filtration speeds.

b) Conversion and modification of a clarifier

It is possible by means of a number of modifications either to improve the quality of the clarified water or to increase the flow treated while maintaining the same quality of clarified water. For example, plates or pipes can be installed in a static settling tank or a static settling tank can be converted into an accelerated clarifier (rate 3,5 m/h; 1,2 gal/ft²/min) or a super-accelerated clarifier (6 to 7 m/h; 2,2-4 gal/ft²/min).

Many such conversions are made. Two may be quoted as illustrations:

- The plant at BRIVE-la-GAILLARDE (France) was originally equipped with a static settling tank with a surface of 24,5 m × 12,6 m (80,4 ft × 41,3 ft) and a depth of 2,95 m (9,67 ft). Its output of 300 m³/h (1 100 gal/min) was obtained with a flow rate of 1 m³/h per m² of surface (0,34 gal/ft²/min). With the installation in the tank of two sludge-blanket clarifiers (Pulsator) measuring 21 m × 6,15 m (69 ft × 20 ft) output was raised to 750 m³/h (2 750 gal/min) (2½ times as great).
- The plant at FORM EL GURAYA (Egypt) was equipped with a flocculator followed by a scraper-type settling tank 30 m (98,5 ft) in diameter and had an output of 1 000 m³/h (3 700 gal/min). When this settling tank was converted into a Pulsator, output rose to 2 100 m³/h (7 700 gal/min), with the auxiliary equipment installed inside the old flocculator.

Super-accelerated clarifiers are a more recent development. Old settling tanks can be improved in spectacular fashion by these new techniques. In the absence of practical examples, two types of plant which should be suitable for such conversions may be quoted:

- In the "Cyclofloc", the rate of settling can be increased by using very fine sand which adds weight. The sand is recovered when the sludge is drawn off and is recirculated through the clarifier.
- In the "Super-Pulsator", sloping plates in the sludge blanket roughly double the upward rate of flow as compared with the standard "Pulsator", without affecting the cohesion or concentration of the sludge blanket.

4 Improvements to filtration

If the output of a filter is increased, the loss of head at the start of the cycle is increased and the filter clogs more quickly. The frequency with which the filter has to be washed out then increases proportionately more than the increase in output. The volume of water filtered between washes decreases and finally loss of water from washes increases.

These effects are further amplified if filtration is preceded by another process which has been similarly overloaded without other improvements. The water then reaching the filters has a higher clogging capacity.

A filter may also have to be washed because the quality of the filtered water has deteriorated even though filter head loss is still acceptable; the filter is overloaded before it becomes clogged. The frequency with which this happens increases with the speed of filtration.

Finally, filtration can be improved in a wide variety of ways.

In the simplest cases, filter capacity is sometimes limited by the equipment originally installed (inlet and outlet valves, even-distribution devices, clogging compensators, etc.). Treatment capacity can often be substantially increased simply by modifying this equipment.

In the case (already quoted) of the plant at BRIVE-la-GAILLARDE, output was raised from 300 to 750 m³/h (1 100-2 750 gal/min) by modifications to the settling tanks. The installation of suitable regulators made it possible to retain the 6 double filters.

In more difficult cases, the effective grain size of the filter material has to be changed, or it may even be necessary to convert the filters into dual-bed filters.

For example, the treatment plant at THU DUC which serves the city of SAIGON was designed for a daily output of 450 000 m³ (100 mgd). It is now being modified to raise this figure to 750 000 m³ per day (165 mgd). The main modifications affect the filter battery comprising twenty 180m² filters (1 950 ft²).

- Original equipment: 70 cm (2,3 ft) of sand, effective grain size (0,5 mm; U.S. Mesh 35), speed of filtration 6 to 7 m/h (2-2,4 gal/ft²/min), wash-out with water only: backflow of 600 l/mn/m² (12 gal/ft²/min) and 4 surface sprinklers per filter;
- Modifications: from the bottom upwards: 33 cm (1,1 ft) of sand (effective grain size: 0,4 mm; U.S. Mesh 40) and 35 cm (1,15 ft) of anthracite (effective grain size 1 mm; U.S. Mesh 18), speed of filtration 12 m/h (4,1 gal/ft²/min) wash-out with water only; back-flow 1 300 to 1 400 l/mn/m² (27-29 gal/ft²/min) and 4 sprinklers retained.

5 Improvement by reducing water losses

Losses of water at the various stages of treatment are often far from negligible, particularly at small and medium-sized plants. Output from the plant can be slightly improved by measures to reduce such losses. The saving is admittedly relatively small but in many cases is much the same as the annual increase in demand and thus enables the cost of building a new plant to be deferred for one or possibly more years.

Consequently, one possible method is to adjust sludge extraction from the clarifiers. Filter washing can also be automated, as can the frequency of washing. Wash-water is also being recirculated in more and more cases; the cost of the equipment required is often covered by the savings effected.

Capacity of a Treatment Plant Relationship between Quality, Quantity and Cost of Treatment

Consideration of the various possible ways of increasing the output of a plant leads to the question of a precise definition of production capacity. Does this mean the nominal output quoted by the constructor or the maximum output of which the installations are actually capable? The two figures can differ widely.

Obviously there is a relationship between the quality of the water produced and the cost of the treatment. There is, however, a growing tendency to

adopt the optimal treatment giving the best possible quality of water.

Except in the case of a greatly oversize plant, there is also a relationship between the quality of water delivered by a plant and the quantity it has to produce.

If it is planned to overload a water treatment plant, these relationships between qualities, quantities and costs, and the limits of such relationships, must be accurately determined.

For this purpose, tests have to be carried out, preferably at the plant itself and this will be easier if the installations are of modular design.

If it is planned to add to certain units, careful note must be taken of how the different parts of the treatment process affect each other; for example, the quality of clarification will affect filter efficiency and quality.

Finally, tests should be continued over an adequate length of time and should in particular cover periods when the raw water is difficult to treat.

Cost and treatment: actual experiences in increasing the capacity of existing treatment plant at waterworks

by J. Jeffery, M.Sc.

Chemist and Bacteriologist, North Surrey Water Company.

Introduction

The cost of any system of water treatment is made up of several factors, such as capital charges, cost of chemicals and labour costs. The factors will vary in significance according to the siting of the plant. For example, a process which requires a large land area is more expensive in a developed urban district than in a rural area with low land costs.

Miller, Burley and Mawer (1) have analysed the results of a survey by the British Water Research Association of a number of water supply schemes. Their analysis showed that the major investment was in impounding reservoirs, this being almost three times as large as the capital expenditure on treatment plant. However, the authors added that the increasing trend towards direct river abstraction would tend to increase the proportion of expenditure on treatment plant.

Rehm and Plautz (2) listed a number of factors affecting clarification and filtration costs. These included the design basis of the water treatment plant. They pointed out that if filtration units are rated at 3 gallons per square foot per minute rather than the more conventional 2 gallons per square foot per minute, construction cost in terms of dollars per million gallons of filtration capacity is theoretically reduced by 33 per cent.

Jeffery and Simpson (3) drew attention to the importance of amortisation periods and whether or not land should be re-valued periodically when calculating water treatment costs. They added that before costs of processes at different works could be compared, it was essential to establish that the costs had been calculated on a similar basis, using, for example, similar amortisation periods and interest rates.

This paper describes some of the work done at Staines, England, on increasing the capacity of the existing water treatment plant and discusses the impact of the results on costs.

Raw Water Quality at Staines

In 1913, Don and Chisholm (4) said "There can be no better test of the efficiency of a purification plant than calling upon it to furnish drinking water, uniformly of good quality, from such a river as the Thames in its lower reaches".

One of the sources of the North Surrey Water Company is the Thames at Staines, the site referred to in the above extract. Although some undertakings now treat more difficult waters than the Thames, it remains true that the Thames quality can change quickly, for example, following heavy rain, or during a bloom of diatoms. The Treatment plant must be able to deal with these rapid changes. The Table indicates the composition of Thames Water.

TYPICAL ANALYSES OF RIVER THAMES AT STAINES

Colour (Hazen Units)	15 (Range 5-70)
Turbidity (F.T.U.)	10 (Range 2-170)
Oxygen Absorbed from $KMnO_4$ in 4 hrs. at 27°C (mg/l)	3.0 (Range 1.2-7.0)
pH value	7.9 (Range 7.7-9.0)
Electrical Conductivity (micromho/cm ³)	620
Total Hardness (mg/l as $CaCO_3$)	300
Alkalinity/Carbonate Hardness (mg/l as $CaCO_3$)	230
Non-Carbonate Hardness (mg/l as $CaCO_3$)	70
Chloride (mg/l as Cl)	50
Fluoride (mg/l as F)	0.22
Phosphate (mg/l as PO_4)	1.50
Nitrate (mg/l as N)	8.5
Nitrite as N (mg/l as N)	0.09
Ammonia (mg/l as N)	0.50 (Range 0.01-2.3)
Albuminoid Nitrogen (mg/l as N)	0.30
Copper (mg/l as Cu)	<0.01
Lead (mg/l as Pb)	<0.01
Zinc (mg/l as Zn)	0.10
Iron (mg/l as Fe)	0.20
Manganese (mg/l as Mn)	<0.005
Chromium (mg/l as Cr)	<0.005
Cadmium (mg/l as Cd)	<0.001
Anionic Detergents (mg/l as Manoxol O.T.)	0.10

Total coliform bacteria (MPN/100ml)	90,000	} 1973 maxima
E. coli (MPN/100ml)	13,000	
Algal counts (cells/ml)	70,800	

There is no raw water storage at the site, although a scheme is in progress to provide good quality gravel water as a limited emergency stand-by source.

Water Treatment Plant in use at Staines in 1965

Thames water was pumped via a coarse strainer to a coagulation/sedimentation plant, consisting of 20 vertical-flow tanks.

Aluminium Sulphate and a coagulant aid were injected into the raw water main approximately 20 and 2 seconds respectively before the water reached the coagulation/sedimentation plant. The clarified water flowed to rapid gravity sand filters, and then to slow sand filters. The water from these filters entered a contact tank, receiving a dose of chlorine as it entered the tank, and having the residual chlorine concentration automatically controlled, using sulphur dioxide, on leaving the contact tank. The coagulation/sedimentation plant began working in 1953 with a designed maximum capacity of 9.5 m.g.d. (43,200m³/day) at a rise rate of 5 feet (1.5m) per hour.

Twelve rapid gravity filters, arranged in three houses, each containing four filters, were in use. Each filter had an area of 420ft.² (39m²) and was designed to filter approximately 1 m.g.d. (4,550m³/day), a filtration rate of 4.6m per hour. Seventeen slow sand filters with a total area of 162,000ft.² (15,000m²) had a nominal capacity of 8 m.g.d. (36,000m³/day), a filtering rate of 4in. (0.1m) per hour.

The newly completed contact tanks provided an adequate contact period for the anticipated demand in 1990.

The quality of the water produced by the treatment system was good, except for the occasional presence of chlorine tastes.

Demand Forecast at Staines in 1965

As the maximum day demand from Staines Works was forecast to reach 12.5 m.g.d. (57,000m³/day) by 1969 it was necessary to plan for the provision of extra coagulation/sedimentation and rapid gravity filtration capacity. It was also essential to consider the Company's policy on slow sand filtration, as the purchase of land would be necessary if slow sand filtration was to continue. The fact that the Company's works at Staines are in an urban, high land value area made this a particularly important point.

Investigations

(a) Coagulation/sedimentation

The work initially aimed at improving the quality of the sedimented water by use of various coagulant aids.

Griggs and Hicks (5) had already described the benefits obtained from the use of activated silica as a coagulant aid, and it was shown that these benefits could be extended using various natural and synthetic polymers. The more stable 'blankets' obtained using these polymers meant an improved quality of sedimented water, and suggested the possibility of operating the plant above its design rating. Accordingly, the rise rating was increased gradually by shutting off one of the 20 tanks every 2 or 3 days until using only 11 tanks it was possible to treat 9 m.g.d. (41,000m³/day), effectively increasing the capacity of the whole plant from its design rating of 9.5 m.g.d. (43,000m³/day) to 16.4 m.g.d. (75,000m³/day). At this point it became obvious that further improvements would require changes in the hydraulic design of the tanks.

The collecting troughs were not sufficiently large to take a further increase in flow, and the inlet velocity was too high. Experiments using hydraulic modifications designed by Paterson Candy International have shown that a single tank can be operated successfully at 1.1

m.g.d. (5,000m³/day), equivalent to a rise rate of 11.7 feet (3.6m) per hour. This means that when the modifications to collecting troughs and inlet pipes of all 20 tanks are completed, the capacity of the plant will be 22 m.g.d. (100,000m³/day).

(b) Rapid gravity filtration

The filtration problem had 2 aspects in that at conventional rates of operation the time was rapidly approaching when the rapid gravity filtration plant would need extension and it had also to be decided whether a water of acceptable quality could be produced without the use of slow sand filters. Conley (6) had drawn attention to the benefits associated with the use of a layer of coarse anthracite supported on a layer of fine sand as the bed of a rapid gravity filter, especially when used in conjunction with a polyelectrolyte filter aid applied to the influent water.

Experiments at Staines have been described (7) which showed first that anthracite/sand rapid gravity filters gave filter runs approximately 3 times those obtained with sand beds when all filters were operated within their design loading.

The second stage of the work showed that the anthracite/sand rapid gravity filters produced a filtrate of low turbidity when operated at a rate of 36 ft. per hour (11m per hour) provided that a polyelectrolyte filter aid was used. Finally, the installation of continuous monitoring of filtrate turbidity made it possible to wash a filter automatically when either the head loss limit or the turbidity limit was exceeded. This in turn made possible raising the head loss limit to 7 ft. (over 2m) giving longer filter runs.

Hydraulic modifications have already been completed to 2 of the 3 rapid gravity filter houses to allow the filters to operate at 33 ft. per hour (10m per hour) and the effect is to give a filtration capacity in these two houses of 16.5 m.g.d. (75,000m³/day). Since completion of these modifications it has not been necessary to use the third filter house with its original capacity of 4 m.g.d. (18,000m³/day).

Summary of Technical Results of Experiments on Increasing the Capacity of the Water Treatment Plant

Although for convenience of presentation the work on coagulation/sedimentation and on rapid gravity filtration has been described separately, it is essential to consider a water treatment system as a whole. The overall objective of all the water treatment experiments carried out at Staines has been the production of a water for supply meeting the criteria of the World Health Organisation (8 & 9) and of the British Official Report No. 71 (10) on bacteriological quality, while avoiding capital expenditure by ceasing to use slow sand filters and increasing the capacity of the other processes.

It has been shown that relatively simple modifications can make possible the treatment of 22 m.g.d. (100,000m³/day) in the coagulation/sedimentation plant, compared with its original design capacity of 9.5 m.g.d. (43,000m³/day). Similarly, results have shown that the 12 rapid gravity filters could filter 24.7 m.g.d. (110,000m³/day). To date it has only been necessary to modify 2 rapid filter houses, so that the present filtration capacity is 20.5 m.g.d. (93,000m³/day). The filtered water produced at these rates of treatment has a turbidity consistently less than 0.2 Formazin Turbidity Units and this is felt to have justified the decision to end slow sand filtration.

Problems

Only one general problem has arisen associated with increasing the capacity of the existing treatment plant. This is the need for closer control of the processes than was formerly required. The system in operation in 1965 contained large safety factors. Increasing the capacity of the plant means reducing these safety factors. Therefore, improved supervision, requiring accurate information from increased instrumentation, must be provided. For example, the continuous monitoring of the turbidity of the water at each stage of treatment is now an essential part of the process. Such continuous monitoring makes possible the early and rapid reaction to quality changes which is essential.

One other problem has arisen which is associated with the elimination of slow sand filtration. This is the increase in the number of complaints of earthy taste. This increase is thought to be at least partly due to the loss of biological oxidation on the slow sand filters, and it may be necessary to deal with this problem by means of granular carbon beds.

Financial Implications

If the possibilities of increasing the capacity of the water treatment processes at Staines had not been investigated, the Company would already have had to construct an extension to the coagulation/sedimentation system of comparable size to the existing plant. The capital cost (excluding land) of such an extension at 1971 prices has been estimated at £170,000. It would also have been necessary to construct a new rapid gravity filter house, giving an extra 1,680ft.² (150m²) of filtration area, and a further similar house would be planned. At 1971 prices, each of these 2 houses would cost £93,600 excluding land.

In capital terms, the Company has spent, or is spending, approximately £45,000 on modifications to the existing coagulation/sedimentation plant and approximately £23,000 on modifications (of media & hydraulics) to the rapid gravity filters. The cost of the turbidity monitoring equipment was under £3,000.

Therefore, an expenditure of £71,000 has enabled the existing coagulation/sedimentation and rapid gravity filtration system to treat water which would otherwise have required new treatment plant estimated to cost over £350,000 at 1971 prices.

If the fact is taken into account that the changes in coagulation/sedimentation and rapid gravity filtration have been accompanied by a decision to cease slow sand filtration the savings are much greater.

In 1965, the nominal slow sand filtration capacity was already being exceeded at times of peak demand, and by now, the Company would have had to provide 80,000 ft.² (7,400m²) of extra slow sand filtration capacity at an estimated cost, at 1971 prices, of approximately £150,000, excluding land. A further 160,000 ft.² (14,900m²) of slow sand filters costing £300,000 excluding land, at 1971 prices, would be necessary to raise the slow sand filtration capacity to 20 m.g.d. (91,000m³/day).

If slow sand filtration was still being used, operating costs would also have been higher because of the cost of slow sand filter cleaning. In addition to the capital saving made by not extending the slow sand filtration capacity, the land occupied by the existing slow sand filters has been released. The value of the area of land actually occupied by the slow sand filters is approximately £200,000, but the value of the section of the works released by the elimination of slow sand filters is over £1,000,000.

Set against this is the need for higher chlorine dosage and for activated carbon treatment for taste removal. The capital requirement for the extra chlorination was about £1,000 and granular carbon beds may be provided using an existing slow sand filter in the main section of the works at an estimated cost of £100,000. Operating costs will probably be similar to those of slow sand filtration. The release of the land occupied by the slow sand filters will require a main to be laid at a cost of £15,000. Thus the total capital expenditure in increasing the capacity of the coagulation/sedimentation and rapid gravity filtration system and providing the extra facilities required to release the land occupied by slow sand filters is (71,000 + 1,000 + 15,000 + 100,000) = £187,000.

This compares with the alternative of spending £350,000 on conventionally rated sedimentation tanks and rapid gravity filters and £450,000 on additional slow sand filters, plus the £1m value of the land on which a section of the slow sand filters stands, all at 1971 prices. Therefore, the total capital saving to the Company is of the order of £1,600,000, assuming that the value of the land occupied by part of the slow sand filters can be realised.

Conclusions

Assessment of the true cost of a water treatment system is a complicated problem. Comparisons of costs are made more difficult when national and international variations in the relationship of cost components to each other are introduced.

It remains true that capital charges are usually the largest single factor in water treatment costs. When savings in new capital expenditure are combined with the release of valuable land, as at Staines, great savings result from increasing the capacity of existing treatment plant. However, it must always be remembered that these savings cannot be justified unless the quality of the treated water is maintained, and wherever possible improved.

Acknowledgements

The author wishes to thank the Chairman and Directors and the General Manager of the North Surrey Water Company for permission to publish this paper. He also wishes to acknowledge the part played in this work by a large part of the Staff of the old South West Suburban Water Company, and the help given by the British Water Research Association.

References

1. MILLER, D. G., BURLEY, M. J. and MAWER, P. A. 'A survey of Water Supply Costs', Chemistry and Industry, 1970, 673.
2. REHM, Leo.F. and PLAUTZ, William H. 'Various Costs of Clarification, Filtration and Lime Softening'. Proceedings of Eighth Sanitary Engineering Conference conducted by the Illinois State Department of Public Health Division of Sanitary Engineering and University of Illinois Department of Civil Engineering, February 1966.
3. JEFFERY, J. and SIMPSON, R. L. 'Some factors affecting water treatment costs'. Water Treatment & Examination Vol. 21 1972 p.80.
4. DON, J. and CHISHOLM, J. 'Modern Methods of Water Purification', 2nd edition, published in London by Edward Arnold, 1913.
5. GRIGGS, J. R. B. and HICKS, G. C. 'Modified Sodium Silicate as a coagulant aid for Thames-derived water'. J.Inst. Water Engrs. 1953, 7, 435.
6. CONLEY, W. R. 'Experience with anthracite/sand filters' J.Am. Wat. Wks. Ass. 1961, 53, 1473-1478.

7. JEFFERY, J. 'Developments in Treatment of River Thames Water at Staines' Wat. Treat. Exam. 1971, 20, 52.
8. WORLD HEALTH ORGANISATION. 'International Standards for Drinking Water'. 3rd Edition, 1971.
9. WORLD HEALTH ORGANISATION. 'European Standards for Drinking Water' 2nd Edition. 1970.
10. DEPARTMENT OF HEALTH & SOCIAL SECURITY (1969). 'The Bacteriological Examination of Water Supplies. Report No. 71. London H.M.S.O.

Cost and treatment: actual experiences in increasing the capacity of existing treatment plant at water works, Rand Water Board, South Africa,

by R. J. Laburn, M.Sc.(Eng.),

Chief Engineer, Rand Water Board.

The Rand Water Board obtains its raw water from the Vaal River that drains a vast area of clayey loam soil. A storage dam, Vaal Dam, upstream of the Board's intakes provides natural settling of the water but, in spite of retention of many months and sometimes of years, the colloidal sized clay particles remain in suspension such that the raw water abstracted by the Board downstream of this dam has an average suspended matter content of 150 mg/l rising to over 1 000 mg/l when the dam overflows.

The existing water treatment plant at Zuikerbosch, one of the two purification works of the Board on the Vaal River, comprises sedimentation tanks and rapid gravity sand filters that have been constructed between 1953 and 1966 and which until recently had a total nominal capacity of 660 Megalitres per day (Ml/d). The demand for water is increasing at 6,3 per cent. per annum compounded, and in November, 1968, because of the increased demand, it was decided to increase the capacity of the water treatment plant to a nominal capacity of 890 Ml/d.

In view of the fact that construction, plant and equipment costs, as well as the interest rate on borrowing, were rising rapidly, consideration had to be given to increasing the capacity of the existing plant by effecting certain modifications and by using additional chemicals rather than constructing new additional treatment plant and using basically the same chemicals as had been used so effectively in the past. Laboratory tests, followed by full scale tests on modified portions of the existing plant, indicated that it would be more economic to increase the capacity of the existing plant with possibly higher chemical costs rather than construct new facilities.

Brief description of purification works

For fifty years, two stage horizontal type sedimentation tanks have been employed using hydrated lime (calcium hydroxide) as the main chemical coagulant in the primary sedimentation tanks followed by pH adjustment with carbon dioxide, and using aluminium sulphate as the coagulant, in the secondary stage. Since it became available at economic costs, activated sodium silicate has been used to assist coagulation in the primary stage. Chemical costs constitute more than half the total overall unit cost of clarification.

Variations in raw water quality, particularly suspended matter, have necessitated that the plant has adequate capacity considerably in excess of normal or average demand. Furthermore, the two stage horizontal type sedimentation system has always been designed so that it could treat water in quantities in excess of its nominal capacity particularly when higher chemical doses are employed.

In passing it should be noted that on several occasions serious consideration, backed by full scale experimentation, has been devoted to vertical flow

sedimentation tanks. In spite of the smaller area required to accommodate this type of tank and their possible lower capital cost as against slightly higher costs of coagulating chemicals and running costs, vertical flow tanks have not been adopted, principally for economic reasons.

More than 80 per cent. of the suspended matter is removed in the primary sedimentation system, where an average dose of lime of 60 mg/l CaO together with 2,2 mg/l sodium silicate is employed, and about 10 per cent. is removed in the secondary sedimentation system where approximately 2,6 mg/l aluminium sulphate or 3,5 mg/l ferrous sulphate is used as the coagulant. The bacterial content of the water is reduced considerably in the primary stage.

The remainder of the suspended matter is removed in rapid gravity sand filters.

The cost of all chemical coagulants has been 0,14 RSA cents (0,20 US cents) per kilolitre.

Experimentation

Experiments conducted in 1970-1971 on certain of the existing sedimentation tanks, using flocculant aids (polyelectrolytes) indicated that, with relatively minor structural modifications, the capacity of these tanks could assuredly be increased to well above their nominal capacity, and above their previously assumed or proven maximum output. Chemical costs would increase by up to 20 per cent. but savings in capital expenditure would outweigh this increase in cost.

In essence it was considered that, without affecting the chemical and bacteriological characteristics, nor lowering the quality of the water produced, the capacities of the existing sedimentation systems after modification could be increased from 660 Ml/d to 890 Ml/d, an increase of 35 per cent. in nominal capacity; furthermore, for short periods of overload conditions brought on by seasonal high demands, these modified systems could handle 1 050 Ml/d, i.e. a 60 per cent. increase in capacity.

The modifications to structures and chemical dosages were directed towards the primary sedimentation systems and only very minor alterations were made to the primary and secondary conditioning chambers and to the secondary sedimentation system.

Filter plant

The rapid gravity sand filters comprised a single sand layer and had a nominal flow rate of 3,2 metres per hour (m/hr).

Model filter tests using 150 mm transparent tubing, and sited adjacent to one of the existing filtration plants to simulate as closely as possible existing conditions encountered at a full scale purification plant, were carried out over an extended period. The models were equipped with flow control and backwashing equipment. The

experiments were directed mainly to obtain information regarding filtration rates, grain size of media, effectiveness of single and dual media filter beds and backwashing techniques.

Results proved that, especially in the case of dual media filter beds, the type of coagulants and/or flocculant aids used in the sedimentation system that could be considered as pretreatment of the water to be filtered, had an important bearing on the selection of the effective size of the media forming the filter bed, particularly the upper layer. Where lime, activated silica and alum were used as coagulants in the sedimentation process, the effective size of a top anthracite layer should be smaller than when a flocculant aid was used in addition to the above chemicals. The tests showed that the selection of grain size was also dependent on the actual chemical dosage and the rate of filtration.

A dual media filter bed proved more efficient than a single media bed mainly because the depth of penetration of suspended matter below the filter bed surface, and therefore the capacity of the bed for holding the accumulated suspended matter, was greatly increased. A dual media bed has the advantage over a single media bed in that it is possible to increase the rate of filtration by as much as 70 per cent. without a serious decrease in the running times between filter washes, and without a deterioration in the quality of the filtrate. Accordingly, it was considered that the plant could safely be modified to increase output by as much as 50 per cent. A further advantage was that the modifications could be carried out in approximately half the period required to construct a new plant.

As with the sedimentation system, these proposed modifications would increase the capacity of the plant by 230 M1/d increasing the filtration rate from 3,2 m/hr

to 4,9 m/hr under normal conditions, and up to 6,0 m/hr under overload conditions; during these overload periods the duration of filter runs would be considerably reduced.

Brief description of modifications

A. Sedimentation tanks

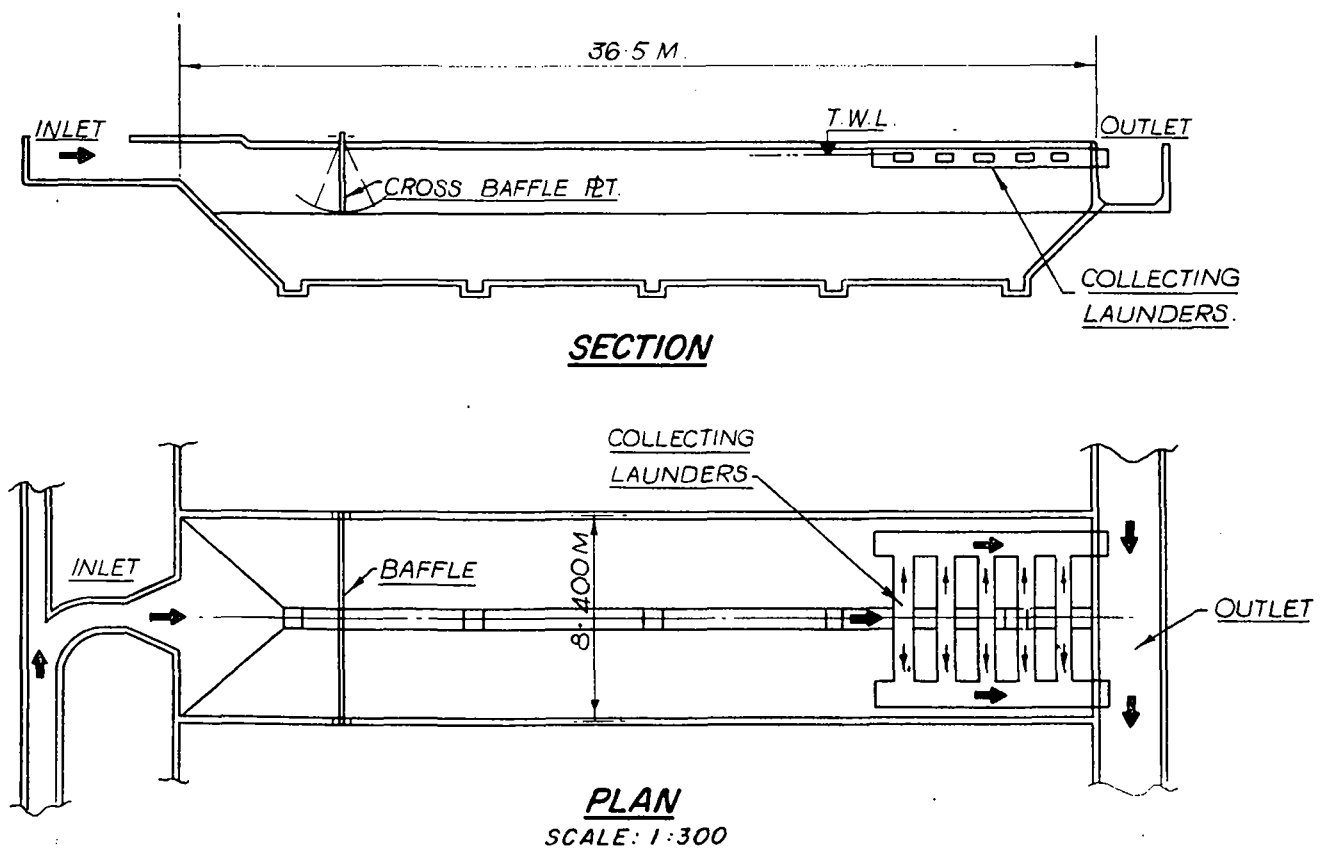
The increased output from the sedimentation tanks was achieved in two ways:—

1. Chemical dosage

Although basically the same chemicals are used in the primary and secondary stages, flocculant aids have been employed to assist in coagulation in the primary sedimentation tanks where at least 80 per cent. of the settlement of suspended matter is effected. The simultaneous introduction of minimal dosages of polyelectrolytes as a flocculation aid with structural or physical alterations of the tanks enabled this increased capacity to be met without significant increase in chemical costs.

2. Structural alterations

Inlet and outlet conditions are most important in horizontal flow type tanks where relatively light floc has to be settled. Even at the original nominal flow through the tanks imperfect inlet and outlet conditions existed and turbulence and eddies persisted well into the settling zone. Furthermore, the draw-off of the water from the tanks (each with a nominal capacity of 5,5 M1/d) was made through two 1,6 metre long weirs in the end wall. Probably because of the relatively high draw-off velocity at the weirs, and aggravated by the configuration of the end wall of the concrete tank itself, water leaving the



tank and the weirs persistently contained floc, thereby reducing the efficiency of the primary sedimentation tank. This condition would be aggravated by increased quantities being passed through the tanks. Accordingly, the principal physical modifications to these primary tanks were to the inlets and outlets to achieve as near even and streamlined a flow as possible in a horizontal direction parallel to the tank's long axis. The layout of the tanks was such that the dosed coagulated water was led to inlets in a flume at right angles to the length of the sedimentation tanks themselves. Careful attention had to be given to the unavoidable 90° change in horizontal direction and the retardation of the water from relatively high velocities in the inlet flume, 0,3 metres/second to 100 mm/minute in the settling zone. In the limited space available, and using as far as possible the existing concrete walls, it was not possible to direct the water into the settling zone completely symmetrically or evenly. Moveable baffles in the inlets assisted in correcting this problem and, in addition, a cross baffle near the entrance to the settling zone directed the water downwards almost to the bottom of the effective depth of the tank. The enforced downward movement of the coagulated water, followed by a gradual rise of about 3 metres in the 34 metres length of the sedimentation tank, helped reduce uneven horizontal flow, and undoubtedly assisted the settlement of the coagulated particles possibly because the water had to pass through the lower zones of the tank where sludge was concentrating: a certain sludge blanket effect may have been achieved.

In spite of improved coagulating techniques that included better mixing and conditioning of the water prior to sedimentation, the floc remained relatively small and light, and even minor turbulence caused eddy currents to persist almost to the outlets in the end wall of the tank.

To improve outlet conditions launders with an effective length of 24 metres were suspended over the surface near the outlet end of the tank. Far less floc was drawn up through these outlets because draw-off velocities had been reduced considerably; consequently greater effectiveness of the tank was achieved.

The suspended matter of the water leaving the modified primary tanks at their increased capacity of 890 M1/d was no higher than before the modifications had been effected and at 660 M1/d capacity.

The structural alterations were completed at a capital cost of R160 000 (US \$230 000) spent mainly on alterations to inlets and outlets, improved chemical feeders and the raising of outlet flume walls to accommodate the additional volume of water. An amount of R1 900 000 (US \$2 600 000) would have had to have been expended if a new sedimentation system of capacity 230 M1/d had been constructed.

B. Filtration plant

The principal modification that was effected, to enable a higher filtration rate being achieved without affecting unduly the filter running times or the filtrate quality, was the replacement of a portion of the existing sand bed with anthracite, without altering the top level of the media.

Although slightly less than the optimum, a wash velocity of 0,44 m/minute was possible by increasing washwater delivery pipelines and by increasing the speeds of the existing washwater pumps. To decrease head loss through the nozzles in the filter floor, each nozzle was removed and modified. This upwash rate gave incomplete but acceptable separation of the media. To have provided a higher upwash to give optimum washing would have involved considerable additional replacement of pipework and pumps. Increased upwash rates have resulted in more water being used in filter washing, but plant is being installed to recover most of this water at very low cost, and to recirculate it via the sedimentation system.

Other modifications to the filter plant involved increasing the capacity of the inlet pipework from the sedimentation tanks to the filter inlets, and the size of inlet and wastewater penstocks.

This 35 per cent. increase in capacity of the filtration plants from 660 M1/d to 890 M1/d was achieved by increasing the capacity of two of the three plants by 50 per cent. The third was not modified because of the difficulty in supplying the additional quantity of water to it and also because the quantity of pretreated water available from the sedimentation tanks was limited to 230 M1/d.

Although not fully completed yet, the total cost of all modifications to the filtration plant is expected not to exceed R600,000 (US \$840 000) whereas the estimated cost of providing an entirely new filtration plant of 230 M1/d capacity was R1 650 000 (US \$2 300 000).

Conclusion

The experience of the Rand Water Board in modifying certain of its sedimentation and filtration tanks has been most successful in that the increase in capacity has been obtained at relatively low capital cost, virtually no additional chemical costs and with no lowering in the quality of water produced.

In the sedimentation system improvements to inlet and outlet conditions together with the use of flocculant aids have been the main factors in being able to increase capacity, and in the filtration system the use of dual media filter beds and greatly increased washwater rates have been the main factors.

Comparison between high level and low level Service Reservoirs

by Eero Kajosaari

Professor of Public Health Engineering, Helsinki University of Technology, Finland

Introduction to the problem

The need for water in a household, a village or a city is not uniform. Regardless of its size, the hourly variations of water demand in any community reflect the rhythm of activities of its inhabitants. The industrial use of water often tends to smooth down the fluctuations of the demand but in no real case is the use of water uniform throughout the day, or even through normal working hours.

On the other hand, the operating conditions and economy of the water distribution system and of the treatment facilities would be most favourable if the water demand, corresponding flow in the pipes and the output of the plant were uniform. These elementary facts are reasons for the need of storage capacity in all water distribution systems.

This storage capacity is usually provided by a service reservoir. It is, in this context, a water reservoir which is of such volume and connected with the distribution network in such a manner that it can be used to equalize the hourly fluctuations of water demand to correspond to constant output of the water treatment plant during a pre-determined period, usually one day. In addition to this primary function, service reservoirs are often made large enough to be used for storing water for fire-fighting purposes.

Service reservoirs are not intended to increase or insure the yield of the source of water; various types of impounding reservoirs are used for this purpose. In these the water is untreated and unsuitable for distribution as such. Impounding reservoirs are often earth structures and are located on the inflow side of the water treatment facilities. In contrast to this, service reservoirs are always on the outflow side of the treatment plant. As they constitute a part of the distribution system, the water they contain has always to meet the standards of drinking water in every respect. This is a requirement of primary importance and it should be kept in mind when considering alternative technical solutions for a service reservoir.

General requirements of service reservoirs

Regardless of the principles applied, or of the technical details used, there are some generally valid requirements which any selected type of service reservoir has to fulfil.

(a) The first requirement refers to hygienic safety and it can be derived directly from the preceding Introduction, where the service reservoir was defined as part of the distribution system. Like any other part of this system the service reservoir must be planned so that its structure and equipment for operation exclude any possibility of the contamination of water.

This condition is vital because it is the very essence of the functions of the whole water supply system.

(b) The second requirement refers to the location and it is more optional. The service reservoir should be located in the water distribution system as near the point of actual use as possible. The reason for this is obvious. The inflow to the service reservoir operates always at a uniform rate in accordance with the average water demand. The pipelines and other components in this part of the system work at full capacity continuously or at least the major part of the day, thus permitting good return on the investment in them. However, those components of the water distribution system which connect the outlet of service reservoir with the points of actual use must be dimensioned according to the maximum hourly demand. Thus their capacity is in full use for only short periods daily and they have correspondingly poor returns on the investment in their construction.

(c) The third general requirement refers to the capacity of the service reservoir. The necessary storage volume, expressed as a per cent. of the daily water demand, is a function of the starting time, the duration of daily pumping and the pattern of the daily water demand. The parameters affecting pumping can, in principle, be selected freely; on the other hand there is very little possibility of modifying the pattern of use of water in a community. For reasons of economy it is advisable to select the starting time and efficiency of pumping so that the resulting necessary storage volume is at a minimum.

The optimum duration of pumping, when started in the morning, seems to coincide fairly well with a two-shift working day. The corresponding volume of the service reservoir is in the neighbourhood of twenty per cent. of the daily water use. These values refer to conditions in North European countries. In other areas living habits and the starting time, continuity, and duration of the working day may cause big variations in the pattern of daily water use, and these must be taken into account. In each individual case the required storage volume must be investigated thoroughly at the preliminary stage of technical planning. This can be easily done, for example, by the well known graphical methods using the cumulative curves of the water demand, and pump discharge.

Storage volume required for fire-fighting purposes must always be provided in addition to the service storage volume. The amount of water needed for this special purpose is usually estimated on the basis of the size and type of the community.

Alternative technical solutions

There are two principal alternatives for the

location of a service reservoir in a water distribution system:—

(i) the high level reservoir is at such a height above all abstraction points that the resulting hydrostatic pressure is equal to or in excess of the friction losses in the distribution and domestic plumbing systems plus the pressure requirements at the tap;

(ii) the relative altitude of the low level reservoir is optional, and can be even below all points of use. The essential feature of this system is that the pumps between the reservoir and the distribution system run continuously thus maintaining the required pressure in the network.

In addition to these there are also intermediate or mixed systems where the service reservoir is a high level reservoir for the low lying parts of the water distribution area, and a low level reservoir is used for the high lying ones. Another typical hybrid is a system where the original service capacity of an old high level reservoir is augmented by a more recent low level reservoir. For the sake of clarity and brevity these intermediate systems will not be discussed in this context. Their pros and cons can be easily judged on the basis of the advantages and disadvantages of the principal alternatives.

Choice of the system

The choice between the two principal types of the service reservoirs is partly determined by exact, calculable factors, but to a great extent it is a matter of opinion. The criteria applied are usually the economic factors and reliability of operation. Sometimes, and in the future hopefully, more often, town planning data may also be considered.

A minimum cost service reservoir would be a concrete or possibly steel structure on or just below the ground surface. A soil cover is in this case by far the cheapest insulation against cold or heat. Occasionally there may be available an impervious bedrock providing an inexpensive alternative for a reservoir, where only careful precision blasting and some auxiliary concrete structures are required. At the expensive end of line there are high elevated reservoirs or water towers of steel or concrete.

There is an important difference between the functions of high level and low level reservoir systems in most cases. The high level system usually requires only two stage pumping. The first stage is at the raw water intake, the second stage is from the clean water reservoir of the treatment plant into the distribution net and connected service reservoir. In the low level reservoir system it is often necessary to have three stage pumping. The first stage is at the raw water intake, the second stage is from the clean water reservoir of the treatment plant into the feeding pipeline of the service reservoir, the third and final stage is from the service reservoir into the distribution network.

The third stage of pumping in the low level reservoir system can be omitted if the clean water reservoir of the water treatment plant is big enough to function also as a service reservoir. This is not usual because the volume of the clean water reservoir is normally sufficient for the purposes of the treatment plant only, mainly to supply water for backwashing of the filters.

Every stage of pumping adds to the costs of construction, operation, and maintenance, even if the total head remains unchanged. Correspondingly every additional stage of pumping detracts from the reliability of the total operation. This drawback may be counter-

balanced by an increase of safety in some other parts of the system, for example by a reduction of the operation pressure in the low level reservoir feeder pipeline.

With the above general considerations in mind it can be concluded that there are certain cases where the choice of the type of service reservoir is almost predetermined:—

1. A mountainous or hilly topography of the distribution area with water users mainly in the valleys is apt to preclude the use of low level service reservoirs in water works of any size. The construction of high level service reservoirs at suitable altitudes is in this case easy and inexpensive. Also the reliability of the operation can be improved with a negligible increase of costs using larger volumes in reservoirs than is needed for their function as service reservoirs.

2. The water distribution system of a big city lying on a plateau cannot usually be equipped with a sufficient high level service reservoir capacity at acceptable cost, not to mention the architectural difficulties, and hence a low level reservoir system is usually adopted. It may be advantageous to divide the required reservoir volume in several units located at strategic points in the distribution area, and connected to the treatment plant or plants by means of low pressure pipelines or tunnels.

3. In the case of small waterworks serving only a few households up to a few hundred inhabitants, water use is so small that the construction costs of an elevated service reservoir are normally prohibitive. The solution is a simple low level reservoir system equipped with a pressure tank to facilitate the automation of pumps. In areas of unreliable or non-existent supply of electric energy the situation is different. It may be advisable to build a high level reservoir with a volume of the order of at least one day's water use to facilitate the utilization of combustion engines, wind power or other intermittently available sources of energy.

In all other cases there is a fairly free choice between the two systems. This group comprises towns and cities from roughly one thousand to a few hundred thousand inhabitants in an area without natural sites for high level reservoirs. In these instances the advantages and disadvantages of both systems must undergo a thorough analysis and comparison before any decision is made. There is no general rule or pattern for the solution. Earlier decisions and existing structures often compel the continuation of the adopted practice in a direction which would not be appropriate in an entirely new system.

Comparison of alternatives

(a) Hygienic safety.

The water surface in any type of service reservoir is in contact with air which in turn must have unobstructed contact with the atmosphere. The service reservoir breathes air in or blows out according to the direction of movement of the water surface. When breathing the reservoir is liable to contamination by dust and other impurities of the inflowing air. Various insects and their excreta may also cause pollution. The vents or conduits from the service reservoir to the open air must be equipped with suitable air filters to safeguard the water quality.

There is in principle no difference between high and low level reservoirs in their susceptibility to pollution via the ventilation system. An effective inspection and maintenance routine for the air filters can be

arranged perhaps more readily near to the ground surface, i.e. in connection with low level reservoirs.

Any leaks of a high level reservoir of the water tower type are directed outwards and can under no circumstances endanger the hygienic quality of the water. This is usually the case also in low level reservoirs which for reasons of economy are constructed above the ground water level if possible. However, flooding of nearby watercourses or a wet season can temporarily raise the ground water level outside the reservoir wall. The direction of seepage in possible leaks is reversed inwards when water level in the reservoir is low, and contamination can result. Leaks in a water tower are usually easier to detect than in a low level reservoir which further emphasises the inferiority of low level reservoirs from the hygienic point of view.

(b) *Construction costs.*

A water tower is always more expensive per unit of effective volume than a low level reservoir of equal effective size. The cost per unit of effective volume decreases with increasing size of the reservoir regardless of the type, but a considerable cost difference remains between the two groups. The decrease of construction costs per unit of effective volume of water towers is very rapid when starting from the smallest capacities, because the costs of the supporting structures grow at a considerably slower rate than those of the reservoir proper.

The cost difference between water towers and low level reservoirs is highly dependent on the size and material of the structure and several local factors such as soil conditions on the site, price of basic construction materials, availability of skilled labour force etc.

It has been noted in Finnish conditions that the costs of a water tower with a supporting structure of at least 15 to 20 m (50 to 70 ft.) and an efficient volume in the range of 500 to 5,000 cu.m (0,11 to 1,10 m.gal.) are two- to three-fold as compared with a reservoir on the ground. The material used in all cases was concrete or prestressed concrete. Because of the severe climate of the country all reservoirs are carefully insulated against cold. As this is more complicated and expensive to accomplish for water towers than for reservoirs either on or in the ground, the cost relationships quoted above may not be valid in a milder climate.

The least expensive type of low level service reservoir is constructed merely by extending the clean water basin of the water treatment plant. This implies that the plant is in or near the actual water distribution area, otherwise the pipeline from the plant is too expensive as it must be dimensioned to meet the needs of the peak demand. It should be noted, however, that in this arrangement only two stages of pumping are needed.

A water works is often confronted with the necessity to enlarge service reservoir volume. It is often impossible or very expensive to increase the volume of a water tower, whereas an extension to a low level reservoir can often be constructed with costs equal to or even lower than the original costs per unit of effective volume. This is the reason for the hybrid systems existing in many cities which comprise both high and low level service reservoirs.

The third stage of pumping, which is usually necessary in a low level, and as a rule unnecessary in a high level reservoir system, should also be noted in the comparative calculations of total construction costs. Operational head must be equal to the service pressure of the distribution network and the discharge

at least equal to the maximum water demand. In other words the pumps are larger and more costly than the high pressure pumps of a corresponding high level reservoir system.

The maintenance costs of reservoir structures depend upon the type of structure and the construction material. To take the two most extreme examples; a high steel reservoir exposed to a polluted urban atmosphere is likely to bring about more substantial maintenance costs than a concrete reservoir buried in the ground.

(c) *Pumps and pumping costs.*

The high level reservoir system provides ideal operating conditions for the machinery. The pumps run continuously at constant discharge, and, if the reservoir volume is sufficient, they start and stop only once a day. Because the system is open, i.e. the water surface in the reservoir can be subject to atmospheric pressure only, there are no limitations on the type of pumps. Although centrifugal pumps are regarded as the standard choice in larger water works, piston and other types of displacement pumps may be preferable in special cases, especially in small water works.

Automation of the operation of the pumps is very simple. Starting and stopping is controlled by the water level in the elevated reservoir signals from which are transmitted to the pumping station. For safety, in larger water works there should be two entirely separate systems for the transmission of water level signals, one for instance using telephone cables, the other using a wireless link system.

A low level reservoir system requires continuous pumping. The simplest solution would be to have a pump or set of pumps running constantly with a discharge corresponding to the peak water demand plus a certain safety margin. As the pumps in this case feed a closed system they must have an inherent maximum head not exceeding the upper pressure limit of the distribution system. Another requirement is a wide range of discharge with at least satisfactory efficiency. It follows that only centrifugal pumps can be used.

It is neither advantageous nor necessary to keep the pumping station running at maximum capacity throughout the day. The pressure of the distribution system, however, cannot be used as a control because the pressure drops very abruptly if the discharge of the pumps is insufficient, or the pumps stop. One possibility would be to take advantage of the regularity of daily water demand variations and use time-dependent control. Another possibility would be to measure continuously the actual water flow into the distribution system and let automation select on this basis the most purposeful combination of pumps, i.e. to use flow-dependent control.

In a high level reservoir system the pumps can have a uniform discharge. It is easy to select pumps for these stationary operating conditions so that the required discharge coincides with the range of maximum efficiency. This is possible even if the efficiency discharge diagram is very convex, which is usual with pumps of best efficiency.

The pumps of a low level reservoir system must be able to operate in varying discharge conditions and their efficiency discharge diagram should be as flat as possible. This results in a lower peak and average value of efficiency, and, as a whole, greater energy requirement per unit of pumped water in comparison with pumps designed for a narrower range of operation. Furthermore, time-dependent control is always so approximate that it further lowers the overall efficiency;

flow-dependent control should, at least in principle, give economically better operation results.

The price of electric energy generally varies according to the hour of the day, being expensive during normal working hours and less expensive at night. A high level reservoir system is able to take advantage of this using the high pressure pumps mainly at night, provided that there is surplus capacity in the reservoir. This kind of saving is impossible in a low level reservoir system where the energy requirements of pumping inevitably follow the water demand pattern, which in turn resembles very closely the overall energy demand of a community.

Therefore, summarizing it can be stated that the energy costs of a high level reservoir system are inclined to be lower than those of a low level reservoir system. This difference may be of considerable magnitude depending on local conditions.

(d) *Safety of operation.*

A water supply system which is equipped with a high level service reservoir is insensitive to short breaks of power supply and pump operation during normal working hours. However, a reservoir of normal capacity can satisfy the demand during the peak consumption for two or three hours only, even when full in the beginning. A surplus capacity in excess of normal will lengthen this safe period.

An acceptable water works practice calls for dual energy supply to full capacity in systems with high level service reservoirs. The stand-by source of power should be combustion engines in the plant rather than electric energy transmitted by another power line.

In a distribution system with a low level service reservoir the pressure drops immediately the pumps stop. A reliable stand-by source of power cannot in this case be a matter of optional consideration, it is a necessity. The secondary source of power must be in use automatically and at once if the primary source fails. This instant readiness is in principle the only difference in safety requirements between the two types of service reservoir.

The water treatment plant can lie at a considerable distance from the community. In high level reservoir systems the feeding pipeline operates under the normal distribution network pressure if there are no booster stations on the line, whereas in the low level reservoir system the operating pressure in the feeder pipeline is usually considerably lower. This is a safety feature in favour of the low level reservoir because it reduces the vulnerability of the very aorta of the water distribution system.

A considerable number of water works serve cities in areas of seismic activity. In spite of the structural precautions applied to all construction work in earth-

quake regions, a low level reservoir is bound to resist catastrophic earthquake damages better than a high level reservoir.

(e) *Architectural considerations.*

A water tower is a very conspicuous component of a water distribution system. It is very difficult to design and locate such an object so as not to spoil the general appearance of a village or town much less improve it. If one travels around with eyes open there are numerous examples in any country to show how seldom even the most devoted attempts of this kind are crowned with success. Best results are achieved in new communities where the architecture of the water tower and other structures like buildings, bridges, and streets are contemporary.

The decision maker at local government level is usually a lay body without sufficient insight into various possibilities when, for instance, extensions to the water works are being planned. If the decision creates a public eyesore like an unsightly or badly located water tower, it may be because the decision maker was not informed that other solutions exist.

A low level service reservoir provides a technologically acceptable alternative when architectural problems become too difficult to master. This possibility should not be abandoned by the professionals of water technology as it has sometimes obviously happened in the past in complete negligence of architectural aspects.

Conclusions

The choice of the type of the service reservoir should be the result of a careful analysis of the advantages and disadvantages of the alternatives. Unquantified personal opinions and intuition of the planner should not influence the decision, not even when expressed unintentionally in, for example, undue emphasis upon or negligence of, certain alternatives. The aspects to be considered are:— tangible, like costs of construction, maintenance, and energy; intermediate like safety and reliability of operation; or intangible like aesthetic aspects.

It can be expected that when the alternatives are really comparable, the analysis will reveal the superiority of the high level service reservoir in energy costs, with some reservation in reliability of operation, and, very seldom, in aesthetic aspects. Correspondingly, the low level reservoir system is superior in costs of construction and maintenance, occasionally in safety of operation and, being invisible, usually in aesthetic aspects. The resultant of all these components, however, is seldom predetermined.

Comparaison entre les réservoirs hauts et les réservoirs bas

par Eero Kajosaari

Professeur de génie sanitaire, Université de Technologie, Helsinki, Finlande

Introduction au problème

Le besoin d'eau, dans un logement, un village ou une ville, n'est pas uniforme. Indépendamment de sa taille, les variations horaires de la demande en eau dans une collectivité reflètent le rythme de l'activité de ses habitants. Les utilisations industrielles de l'eau tendent à niveler les fluctuations de la demande, mais dans aucun cas réel l'utilisation de l'eau n'est uniforme toute la journée ou même pendant les heures normales de travail.

D'un autre côté, les conditions d'exploitation et l'économie des réseaux de distribution d'eau et des ouvrages de traitement seraient optimales si la demande en eau, et par conséquent l'écoulement dans les conduites et la production de l'usine, étaient uniformes. Ces faits élémentaires sont les raisons qui obligent à avoir un volume de réserves dans tous les réseaux de distribution d'eau.

Ce volume de réserve est habituellement appelé réservoir de distribution. Dans ce contexte, c'est un réservoir d'un volume tel, relié au réseau de distribution d'une façon telle, qu'il peut être utilisé pour égaliser les fluctuations horaires de la demande en eau pour correspondre à la production continue de la station de traitement pendant une période prédéterminée, habituellement une journée. Outre cette fonction primaire, les réservoirs de distribution sont souvent dimensionnés assez largement pour pouvoir contenir l'eau nécessaire à la lutte contre les incendies.

Les réservoirs de distribution ne sont pas prévus pour augmenter ou assurer le débit du captage: on utilise dans ce but des réservoirs d'accumulation de types divers. Dans ces réservoirs, l'eau n'est pas traitée et ne peut être distribuée telle quelle. Les réservoirs d'accumulation sont souvent des ouvrages en terre situés avant les installations de traitement. Par contre, les réservoirs de distribution sont toujours après la station de traitement. Comme ils font partie du réseau de distribution, l'eau qu'ils contiennent doit être en tous points conforme aux normes pour l'eau potable. C'est une exigence de première importance qu'il faut garder à l'esprit quand on étudie des alternatives de solutions techniques pour un réservoir de distribution.

Exigences générales des réservoirs de distribution

Quels que soient les principes appliqués ou les détails techniques mis en oeuvre, il y a quelques exigences généralement valables que tout type choisi de réservoir de distribution doit remplir.

(a) La première exigence est relative à la *sécurité hygiénique* et dérive de l'introduction précédente où le réservoir de distribution est défini comme partie du réseau de distribution. Comme toute autre partie du

réseau, le réservoir doit être conçu de façon que sa structure et son équipement d'exploitation excluent toute possibilité de contamination de l'eau. Cette condition est impérative car c'est l'essence même des fonctions du réseau de distribution.

(b) La seconde exigence est relative à l'*implantation*, et le choix est plus large. Le réservoir de distribution doit être implanté dans le réseau de distribution aussi près que possible du point d'utilisation réel. La raison en est évidente. La partie du réseau en amont du réservoir de distribution travaille toujours à débit uniforme conforme à la demande en eau moyenne. Les conduites et autres composants de cette partie du réseau travaillent à pleine capacité continuellement ou au moins pendant la plus grande partie de la journée. En conséquence, les investissements dans cette partie du réseau sont bien exploités. Les composants du réseau de distribution d'eau qui relient le réservoir de distribution aux points d'utilisation effective doivent être dimensionnés en fonction de la demande horaire. Leur capacité n'est pleinement utilisée chaque jour que pendant de courtes périodes et en conséquence les investissements faits pour leur construction sont mal exploités.

(c) La troisième exigence est relative à la *capacité* du réservoir de distribution. Le volume nécessaire exprimé en pour cent de la demande journalière est une fonction de l'heure de démarrage et de la durée du pompage journalier et de la courbe de la demande journalière maximale. Les paramètres relatifs au pompage peuvent en principe être choisis librement et d'un autre côté il y a très peu de possibilités de modifier la courbe d'utilisation de l'eau dans une collectivité. Pour raisons d'économie, il est conseillé de choisir l'heure du démarrage et le rendement du pompage de façon que le volume de réservoir nécessaire qui en résulte soit minimal.

La durée optimale du pompage quand il débute le matin semble assez bien coïncider avec une journée de travail à deux équipes. Le volume correspondant de réservoirs est environ 20 pour cent de la consommation journalière. Ces valeurs visent la situation en Europe du Nord. Dans d'autres régions, les habitudes de vie et l'heure du commencement, la continuité et la durée de la journée de travail peuvent amener de grandes variations dans la courbe d'utilisation journalière de l'eau, et il faut en tenir compte. Dans chaque cas individuel, le volume de réserve nécessaire doit être attentivement recherché dès les premiers stades des études techniques. Ceci peut être facilement fait par exemple grâce aux méthodes graphiques bien connues qui utilisent les courbes cumulatives de la demande en eau et du débit des pompes.

Le volume de réserve nécessaire pour la lutte contre l'incendie doit toujours être ajouté au volume du réservoir de distribution. La quantité d'eau nécessaire

pour ce besoin spécial est généralement estimée d'après la taille et le type de l'agglomération.

Solutions techniques alternatives

Il y a deux solutions possibles pour la localisation du réservoir de distribution dans un réseau de distribution d'eau : —

(i) Le *château d'eau* ou *réservoir haut* est à une altitude telle qu'en tous les points d'utilisation la pression hydrostatique résultante est égale ou supérieure aux pertes de charge dans le réseau et dans les conduites internes des bâtiments, plus la pression nécessaire au robinet.

(ii) L'altitude relative du *réservoir bas* est optionnelle; elle peut même être inférieure à celle de tous les points d'utilisation. La caractéristique de ce système, ce sont les pompes entre le réservoir et le réseau de distribution; elles tournent en permanence afin de maintenir la pression nécessaire dans le réseau.

Il y a aussi beaucoup d'exemples de systèmes mixtes dans lesquels le réservoir de distribution est un réservoir haut pour les parties basses du réseau de distribution et un réservoir bas pour les parties hautes. Un autre système hybride typique est celui où la capacité originale d'un vieux réservoir haut est complétée par un réservoir bas plus récent. Dans un but de clarté et faute de temps, ces systèmes intermédiaires ne seront pas discutés ici. On peut aisément juger leurs avantages et leurs inconvénients d'après ceux des solutions principales.

Choix du système

Le choix entre les deux types principaux de réservoirs de distribution est partiellement déterminé par des facteurs exacts, calculables, mais c'est en grande partie une question d'opinion. Les critères utilisés sont habituellement les facteurs économiques et la sécurité d'exploitation, et quelquefois, et il est permis d'espérer de plus en plus dans l'avenir, également l'urbanisme d'un point de vue architectural.

Le réservoir de distribution le plus économique est une structure en béton ou en acier à la surface du sol ou juste en-dessous. Une couverture en terre est alors l'isolation de loin la plus économique contre la chaleur et le froid. A l'occasion, on peut disposer de rocher imperméable qui offre une solution économique, car il suffit de quelques tirs de mine soigneusement réalisés et d'un peu de béton. Du côté le plus onéreux se trouvent les réservoirs hauts ou châteaux d'eau en acier ou en béton.

Il y a généralement une importante différence entre les fonctions d'un réseau à réservoir haut ou à réservoir bas. Le réservoir haut ne demande généralement qu'un pompage en deux étages. Le premier étage est la prise d'eau brute, le second étage va du réservoir d'eau filtrée de la station de traitement au réseau de distribution et au réservoir qui lui est relié. Dans un réseau à réservoir bas, il est souvent nécessaire d'avoir trois pompages, le troisième et dernier entre le réservoir et le réseau de distribution.

On peut éviter le troisième étage de pompage si le réservoir d'eau filtrée de la station de traitement est suffisamment important pour fonctionner comme réservoir de distribution. Ce n'est pas habituel, car le réservoir d'eau filtrée est normalement calculé pour les seuls besoins de la station de traitement, notamment pour fournir l'eau de lavage des filtres.

Chaque étage de pompage ajoute aux frais de construction, d'exploitation et d'entretien même si le relèvement total demeure inchangé. En conséquence, chaque étage de pompage diminue la fiabilité de

l'exploitation dans son ensemble. Cet inconvénient peut être contrebalancé par une augmentation de la sécurité dans d'autres parties du réseau, par exemple par une réduction de la pression de service dans la conduite qui alimente le réservoir bas.

Compte-tenu ces considérations générales, on peut conclure qu'il y a certains cas où le choix du type de réservoir de distribution est presque imposé : —

1. Une topographie montagneuse dans la région desservie, les utilisateurs se trouvant surtout dans les vallées, peut exclure l'emploi motivé de réservoirs bas dans les distributions d'eau de toute taille. La construction de réservoirs hauts à des altitudes convenables est en ce cas facile et peu coûteuse. De même, la fiabilité du service peut être augmentée pour une augmentation négligeable de dépense en utilisant des réservoirs de volume plus grand que ce qui est nécessaire à leur fonction de réservoirs de distribution.

2. Le réseau d'une grande ville située sur un plateau ne peut pas recevoir un réservoir haut de capacité suffisante pour une dépense acceptable, pour ne pas mentionner les difficultés architecturales. Il faut donc avoir recours à un réservoir bas. Il peut être avantageux de diviser le volume nécessaire en plusieurs unités placées en des points stratégiques du réseau de distribution et reliées à la station ou aux stations de traitement par des conduites à basse pression ou des tunnels.

3. Les petits services d'eau ne desservant que quelques logements, jusqu'à quelques centaines d'habitants, consomment si peu d'eau que le coût de construction d'un château d'eau est normalement prohibitif. La solution est un simple réservoir bas sous pression qui facilite l'automatisation des pompes. Dans les régions où l'alimentation en électricité est peu sûre ou inexistante, la situation est différente. Il peut être conseillé de construire un réservoir surélevé ayant un volume d'au moins une journée de consommation pour faciliter l'utilisation de moteurs à combustion, d'éoliennes ou autres sources d'énergie intermittentes disponibles.

Dans tous les autres cas, on a un choix assez libre entre les deux systèmes. Ce groupe comprend les villes d'environ mille à quelques centaines de mille habitants dans un site qui n'offre pas d'emplacements naturels pour des réservoirs hauts. Dans ces cas, les avantages et inconvénients des deux systèmes doivent être analysés et comparés avant qu'une décision soit prise. Il n'y a pas de solution générale. Des décisions antérieures et l'existence d'ouvrages peuvent obliger à continuer dans la voie suivie bien qu'elle ne convienne pas à un nouveau réseau.

Comparaison des alternatives

(a) Sécurité hygiénique.

L'eau de surface dans un type quelconque de réservoir de distribution est en contact avec de l'air qui, à son tour, doit être en liaison sans entrave avec l'atmosphère. Le réservoir aspire de l'air ou en refoule selon les déplacements de la surface de l'eau. Quand il aspire, le réservoir peut être contaminé par la poussière ou autres impuretés de l'air aspiré. Divers insectes et leurs excréta peuvent également amener une pollution. Les événements ou conduits entre le réservoir et l'air libre doivent être équipés de filtres à air convenables pour sauvegarder la qualité de l'eau.

Il n'y a en principe pas de différence entre réservoir haut et bas dans leur susceptibilité à la pollution par le système de ventilation. L'entretien efficace des filtres à air est peut-être plus facile à assurer au sol, c'est-à-dire sur les réservoirs bas.

Les fuites d'un réservoir haut en forme de château d'eau se dirigent vers l'extérieur et ne peuvent en aucune circonstance mettre en danger la qualité sanitaire de l'eau. Il en est habituellement de même pour les réservoirs bas qui, par raison d'économie, sont construits si possible au-dessus de la nappe phréatique. Mais la crue d'un cours d'eau voisin ou une saison humide peuvent remonter temporairement la nappe extérieure aux parois du réservoir. La direction de l'écoulement par les fissures pouvant exister est tournée vers l'intérieur quand le niveau du réservoir est bas, et une contamination peut en résulter. Les fuites d'un château d'eau sont généralement plus faciles à détecter que celles d'un réservoir bas, ce qui aggrave encore l'infériorité du réservoir bas au point de vue hygiénique.

(b) *Coûts de construction.*

Un château d'eau coûte toujours plus par unité de volume utile qu'un réservoir bas de même taille. Le coût par unité de volume utile diminue quand la taille du réservoir augmente, quel qu'en soit le type, mais une différence de coût considérable subsiste entre les deux groupes. La diminution du coût de construction par unité de volume des châteaux d'eau est très rapide à partir des plus petites capacités, car le coût des structures d'appui augmente beaucoup plus lentement que celui du réservoir proprement dit.

La différence de coût entre les châteaux d'eau et les réservoirs bas dépend beaucoup de la taille et du matériau de la structure et de divers facteurs locaux comme la condition du sol à l'emplacement choisi, le prix des matériaux de construction de base, la disponibilité d'une main-d'oeuvre spécialisée, etc. . . .

En Finlande, le coût d'un château d'eau placé à 15 ou 20 m au moins de haut et ayant 500 à 5 000m³ est le double ou le triple de celui d'un réservoir au sol. Le matériau dans tous les exemples était le béton ou le béton précontraint. En raison du climat sévère du pays, tous les réservoirs sont soigneusement protégés contre le froid. Ceci est plus compliqué à réaliser et plus onéreux pour les châteaux d'eau que pour les réservoirs sur ou dans le sol. En conséquence, les rapports de coûts cités peuvent ne pas être valables dans un climat plus doux.

Le réservoir bas le moins onéreux s'obtient en agrandissant simplement le bassin d'eau filtrée de la station de traitement. Ceci implique que la station est dans ou proche de la région desservie, car autrement la conduite de refoulement est trop coûteuse car elle doit être dimensionnée pour couvrir les demandes de pointe. Mais il faut noter que dans cet arrangement il suffit de deux étages de pompage.

Il est souvent nécessaire d'augmenter le volume d'un réservoir. Il est la plupart du temps impossible ou très coûteux d'accroître le volume d'un château d'eau alors que l'extension d'un réservoir bas peut souvent être réalisée à un coût égal ou même inférieur au coût d'origine par unité de volume utile. Ceci explique les systèmes hybrides existant en beaucoup de villes et comprenant à la fois un réservoir bas et un château d'eau.

Le troisième étage de pompage, qui est habituellement nécessaire avec un réservoir bas et non avec un réservoir haut, doit aussi être inclus dans les calculs comparatifs de coûts de construction. La pression de refoulement doit être égale à la pression de service dans le réseau de distribution et le débit au moins égal à la demande de pointe. En d'autres termes, les pompes doivent être plus grosses et plus coûteuses que les pompes à haute pression correspondant à un réseau à réservoir haut.

Le coût d'entretien de la structure d'un réservoir

dépend du type de structure et du matériau de construction. Pour prendre les exemples les plus extrêmes, un château d'eau en acier exposé à une atmosphère urbaine polluée entraînera probablement des coûts d'entretien notablement plus élevés qu'un réservoir en béton enterré.

(c) *Coût des pompes et dépenses de pompage.*

Un réseau à réservoir haut offre des conditions de fonctionnement idéales pour la machinerie. Les pompes tournent en permanence à débit constant et, si le volume du réservoir est suffisant, elles démarrent et s'arrêtent une seule fois par jour. Le système étant ouvert, c'est-à-dire que la surface du réservoir n'est soumise qu'à la pression atmosphérique, il n'y a aucune limite au type des pompes. Les pompes centrifuges sont le choix normal dans les grands services d'eau, mais les pompes à piston ou d'autres types volumétriques peuvent être préférables en certains cas, surtout dans les petits services d'eau.

L'automatisation du fonctionnement des pompes est très simple. Le démarrage et l'arrêt sont commandés par le niveau de l'eau dans le réservoir haut, à partir duquel les signaux sont envoyés à la station de pompage. A titre de sécurité, il faut prévoir dans les grands services d'eau deux voies entièrement distinctes pour la transmission des signaux de niveau, par ex. l'un par le réseau téléphonique, l'autre par radio.

Les réseaux à réservoir bas exigent un pompage continu. La solution la plus simple serait d'avoir une pompe ou un jeu de pompes en marche permanente à un débit correspondant à la demande de pointe plus un certain coefficient de sécurité. Les pompes alimentent en ce cas un réseau fermé et elles doivent avoir une pression maximale ne dépassant pas la pression maximale du réseau. Une autre exigence est une large plage de débits avec un rendement au moins satisfaisant. Il s'ensuit que l'on ne peut employer que des pompes centrifuges.

Il n'est ni avantageux ni nécessaire de faire marcher la station de pompage à sa capacité maximale toute la journée. Mais la pression dans le réseau ne peut pas être utilisée comme contrôle parce que cette pression tombe brusquement lorsque le débit des pompes est insuffisant ou lorsque les pompes s'arrêtent. Une possibilité serait de profiter de la régularité des variations journalières de la demande en eau pour utiliser une commande basée sur le temps. Une autre possibilité serait de mesurer en continu le débit réel dans le réseau de distribution et de laisser l'automatisme choisir sur cette base la combinaison de pompes la mieux appropriée, c'est-à-dire d'utiliser une commande par le débit.

Dans un réseau à réservoir haut, les pompes peuvent avoir un débit continu. Il est aisé de choisir les pompes pour ces conditions de fonctionnement stationnaires de façon que le débit demandé coïncide avec la plage de rendement maximal. Cela est possible même si le diagramme rendement-débit est très convexe, ce qui est usuel avec les pompes de bon rendement.

Les pompes d'un réseau à réservoir bas doivent pouvoir fonctionner à des débits variables et leur diagramme rendement-débit doit être aussi plat que possible. Il en résulte une valeur plus faible de rendement de pointe et moyen et, dans l'ensemble, une plus grande consommation d'énergie par unité d'eau pompée en comparaison des pompes calculées pour une plage de fonctionnement plus étroite. En outre, la commande par le temps est toujours si approximative qu'elle diminue encore le rendement global. La

commande par le débit devrait au moins en principe donner de meilleurs résultats économiques.

Le prix de l'énergie électrique peut varier suivant l'heure de la journée. Elle est coûteuse pendant les heures de travail normales et plus économique la nuit. Un réseau à réservoir haut peut en profiter pour utiliser les pompes surtout la nuit, pourvu qu'il y ait un supplément de capacité dans le réservoir. Cette sorte d'économie est impossible avec un réseau à réservoir bas où les besoins d'énergie de pompage suivent inévitablement la courbe de la demande en eau qui, à son tour, ressemble beaucoup à la demande d'énergie d'une collectivité.

On peut dire en résumé que les dépenses d'électricité pour un réseau à réservoir haut ont tendance à être plus faibles que celles d'un réseau à réservoir bas. Cette différence, suivant les conditions locales, peut être très importante.

(d) Sécurité d'exploitation.

Un réseau équipé d'un réservoir de distribution haut est insensible aux courtes interruptions de l'alimentation en électricité et du fonctionnement des pompes, même pendant les heures normales de travail. Mais un réservoir dimensionné suivant les principes habituels ne peut couvrir la demande de pointe que pendant deux à trois heures, même s'il est plein au début. Une capacité supérieure à la normale allongera ce temps de sécurité.

Une pratique acceptable dans les distributions d'eau appelle une double source d'énergie même dans les réseaux à réservoir haut. La source d'énergie de réserve doit être des moteurs à combustion à l'usine plutôt que l'électricité provenant d'une autre ligne.

Dans un réseau à réservoir bas, la pression tombe immédiatement dès que la pompe s'arrête. Une source d'énergie de réserve absolument sûre n'est pas en ce cas une matière d'option, mais une nécessité. La source d'énergie secondaire doit être mise en oeuvre automatiquement et tout de suite si l'alimentation primaire défaille. Cette disponibilité immédiate est en principe la seule différence en besoins de sécurité induite par le type du réservoir.

La station de traitement peut se trouver à une distance considérable de l'agglomération. Dans les réseaux à réservoir haut, la conduite de refoulement travaille sous la pression normale du réseau de distribution s'il n'y a pas sur la conduite de station de surpression, alors que dans les réseaux à réservoir bas, la pression de marche dans la conduite de refoulement est habituellement beaucoup plus basse. Cela est un facteur de sécurité en faveur du réservoir bas car cela réduit la vulnérabilité de l'aorte même du réseau.

Un grand nombre de services d'eau desservent des villes en région d'activité sismique. Malgré les précautions structurelles appliquées à tous les bâtiments dans ces régions à tremblements de terre, un réservoir

bas tendra à mieux résister à un séisme qu'un réservoir haut.

(e) Considérations architecturales.

Le château d'eau est une partie très visible du réseau de distribution d'eau. Il est très difficile de concevoir et de placer un tel objet pour qu'il améliore ou, pour fixer un but moins ambitieux, pour qu'il n'abîme pas l'aspect général d'une ville ou village. Si l'on voyage les yeux ouverts, il y a de nombreux exemples dans tous les pays qui montrent combien rarement même les tentatives les mieux étudiées de ce genre sont couronnées de succès. On obtient les meilleurs résultats dans les agglomérations neuves où l'architecture du château d'eau et celle des autres bâtiments, ponts et rues, sont contemporaines.

Le pouvoir de décision au niveau des pouvoirs locaux appartient généralement à une assemblée de profanes qui n'ont pas une idée suffisante des diverses possibilités quand, par exemple, il y a lieu d'étendre certains ouvrages du service d'eau. Si la décision crée un ouvrage qui blesse la vue, comme un château d'eau affreux ou mal placé, cela peut être parce que les responsables n'étaient pas bien informés que d'autres solutions existent.

Un réservoir bas assure une alternative techniquement acceptable quand les problèmes architecturaux deviennent trop difficiles à maîtriser. Cette possibilité ne doit pas être systématiquement abandonnée par les professionnels de la technique de l'eau comme cela s'est quelquefois évidemment produit dans la négligence complète des aspects architecturaux.

Conclusions

Le choix du type de réservoir de distribution doit être le résultat d'une analyse soigneuse des avantages et inconvénients de l'alternative. Des opinions personnelles subjectives et l'intuition du projeteur ne doivent pas influencer la décision, pas même quand elle est exprimée sans intention par exemple en mettant indûment l'accent ou en négligeant certaines autres possibilités. Les aspects à considérer sont tangibles, comme le coût de construction, d'entretien, de l'énergie intermédiaires comme la sécurité et la fiabilité de l'entretien ou intangibles comme les aspects esthétiques.

On peut s'attendre à ce que, quand les alternatives sont réellement comparables, l'analyse révélera la supériorité du château d'eau en coût d'énergie, avec quelques réserves pour la fiabilité de l'exploitation, et très rarement dans les aspects esthétiques. Réciproquement, le réservoir bas est supérieur en coûts de construction et en entretien, occasionnellement en sécurité d'exploitation et, étant invisible, habituellement en esthétique. La résultante de tous ces composants est cependant rarement prédéterminée.

Design of Raw Water Intakes

by Ian Larsen

Head of submarine piping section, VBB-SWECO, Stockholm, Sweden

and Jan Lundgren

Research and Development section, VBB-SWECO, Stockholm, Sweden

General Aspects

By "the raw water intake" we mean those parts of the water supply system which are situated in or immediately connected to the water source, that is the intake itself with grid, anchoring, etc., together with the pipeline from the intake to the shore, as in Fig. 1.

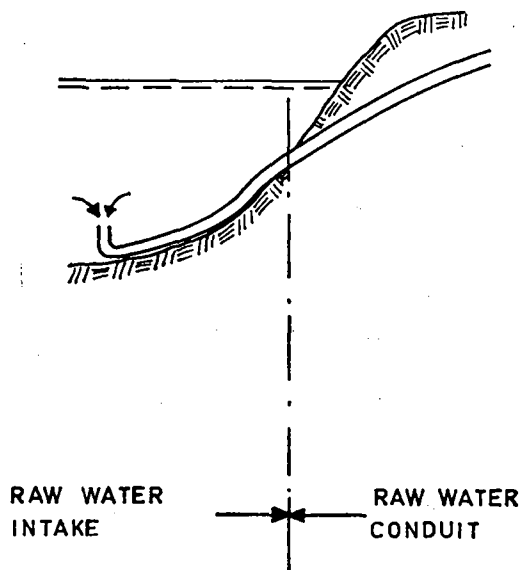


Fig. 1 a. Submerged intake

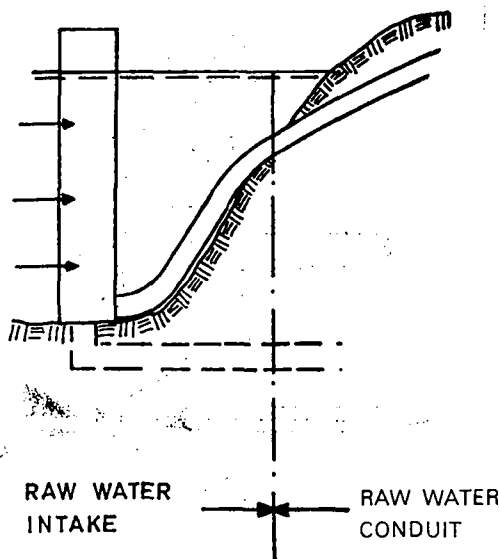


Fig. 1 b. Exposed intake

Raw water intakes are often designated with regard to the water source. Thus it is usual to talk about river intakes and intakes from lakes or reservoirs. Raw water intakes are frequently divided into submerged intakes and exposed intakes, see Fig. 1.

An easy way to arrange an intake in a lake as well as in a river is to continue the land intake pipeline out into the water where it is laid on the bed of the lake or water-course, and to bend the pipeline into a vertical intake at the outer end. If the intake is not too big and the bed is soft the intake is often arranged as in Fig. 2.

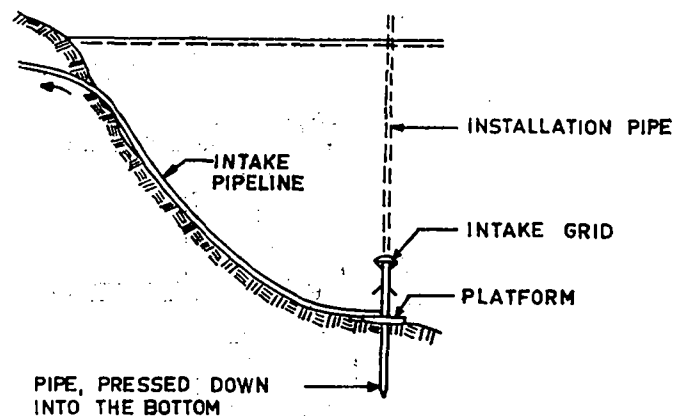


Fig. 2.

The intake pipeline ends with a tee-fitting and the upper part of the tee is connected to the intake. When the intake is submerged an installation pipe or a pole which can be handled from the water surface or from the ice is fastened at the upper end of the intake. When the intake has been placed in the right position the installation pipe is removed and then a removable intake grid is placed at the mouth of the intake. The grid can with advantage be manufactured of stainless steel. If the grid is designed in accordance with Fig. 3 it is possible to submerge it and lift it from the water surface.

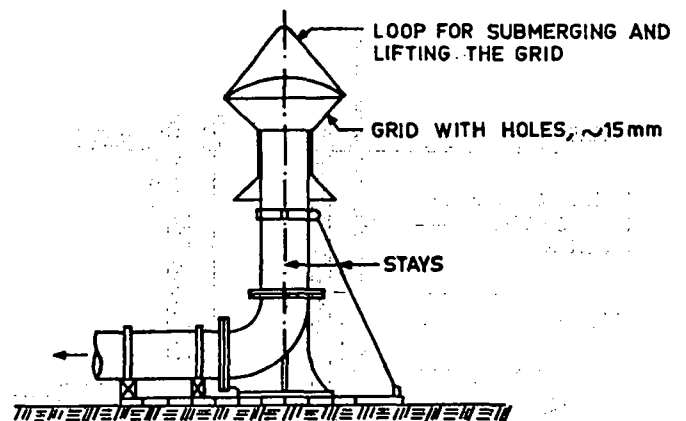


Fig. 3.

Larger intakes can be arranged in a similar manner. The intake pipeline can then be made of steel pipes, as a

continuous wooden tube or of concrete pipes. The possibility of using plastic materials for the intake pipeline will be discussed later. The intake can be made of steel and fastened to a rigid wooden frame.

An exposed intake in a river is often designed with a vertically bent pipe in the same way as has been previously described. The intake can be placed within a stone caisson close to the shore as in Fig. 4. The stone caisson is provided with an intake opening on the downstream side at least 0.5 m below the lowest ice level. The stone caisson should be a few decimetres higher than the highest water level. With such a design it is easy to reach the intake grid for control and cleaning.

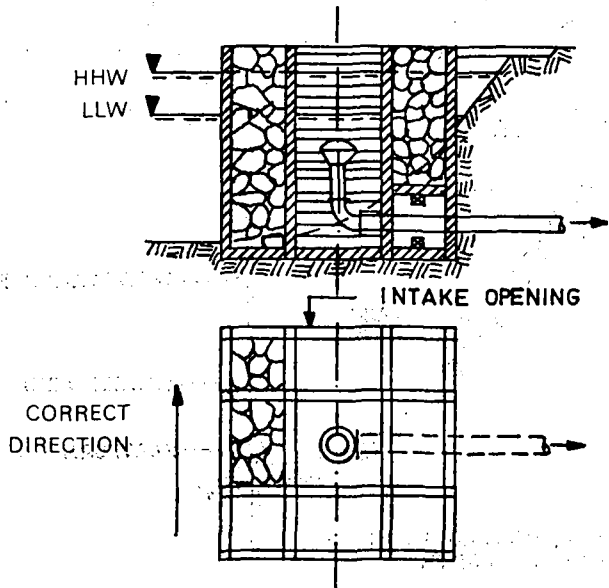


Fig. 4.

An exposed intake near a shore can often be combined with an intake chamber built on the shore with one wall in the water. If the water depth is very small at the lowest water level, the bed can be excavated in front of the intake opening in order to have the opening at the right depth. The intake opening can be protected with a vertical grating, which is arranged in such a manner that it is easy to clean, see Fig. 5.

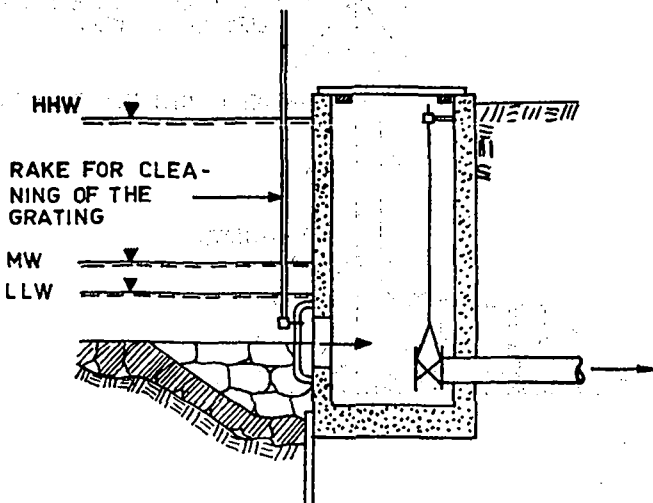


Fig. 5.

Design aspects of the intake

Ice formation

Three types of ice are encountered in cold climates sheet, frazil and anchor ice. Frazil ice, depending upon the condition of its formation may take the shape of needles, flakes or formless slush. Frazil is a surface-formed ice which is not allowed to freeze into a surface sheet. Anchor ice behaves like frazil ice but is derived from ice crystals which have developed on the bed and on submerged objects in much the same way as frost forms on vegetation during a clear night. Neither frazil nor anchor ice is normally encountered below sheet, which thus offers some protection against their occurrence.

Lake intakes

The maximum thickness of sheet ice in calm water, D_{cm} , can be calculated (1) by using the formula $D_{cm} = 44 - 5.6T$, where T is the average temperature in $^{\circ}C$ in the air during January.

A good rule is to locate the intake opening at least 0.5 m below the lowest ice level. Furthermore the velocity at the intake should not be too high, handbooks such as (8) specifying a maximum velocity of 0.1 m/sec.

River intakes

The thickness of sheet ice in a river depends on the current velocity and has to be examined in every case. In (9) the average thickness of sheet ice in streaming water is said to be approximately 70 per cent. of that in calm water.

To protect the intake against damage from sheet ice a pole structure may be applied round the intake, see Fig. 6.

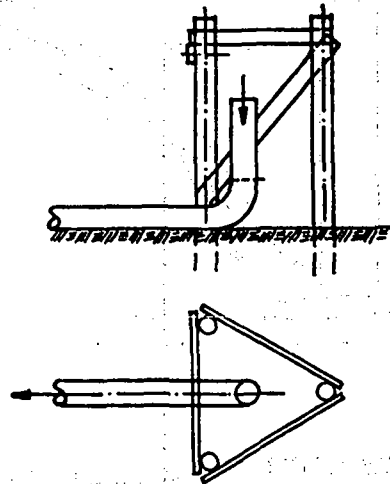


Fig. 6.

Protection against drifting ice and ice pressure can be obtained if a robust shield is built around the intake as in Fig. 7. This system is applied at the intake to a sulphate factory in the River Indalsälven in northern Sweden.

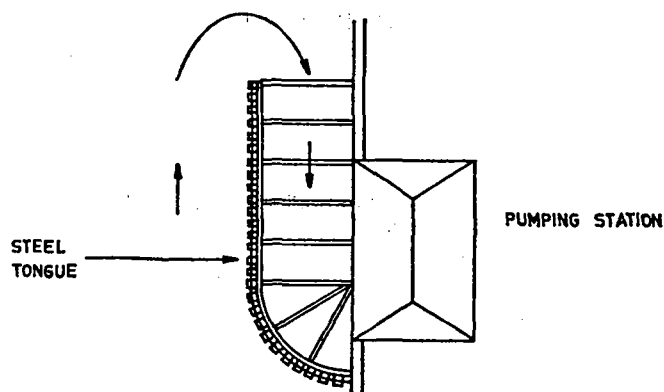


Fig. 7.

The most difficult ice problems in river intakes, however, arise from frazil ice. The theories of frazil ice in rivers are carefully dealt with by Nybrant in (2). Frazil ice can be carried to the intake or produced in it from supercooled water. In the intake frazil ice attaches itself to metallic racks, screens and pumps.

Some protection against frazil ice on gratings and screens can be obtained by warming the grating. This method has been used in several places in Sweden, e.g. Skutskär on the River Dalälven and Obbola on the River Ume älv.

On some occasions ice may form in the intake pipeline which can disturb the flow of raw water. In order to remove the ice it is then necessary to lead warm water into the intake pipeline. If there is a groundwater well close to the intake the groundwater, which normally has a temperature of 6 to 8°C, can be used to remove the ice (10).

One way to prevent the appearance of ice in the intake pipeline is to let chains hang down into the water. The ice then sticks to the chains. Some protection is also obtained by constructing a still water basin, as in Fig. 7, where the frazil ice can rise and become attached to the sheet ice.

Foundation and settling

If the intake is finished with a tee-fitting as in Fig. 2, the lower part of the T-socket can be connected to a plugged pipe which is forced down into the bed. Around the foot of the intake below the intake pipeline a wooden platform is built. A larger intake can be placed on the platform which is loaded with stones when it has been submerged to the right position.

In the case of a very large intake where the ground is firm it may be possible to construct the intake works on a strong concrete foundation; otherwise a piled foundation will be necessary. In other cases, sheet piling of steel reinforced concrete should be driven on either side of the intake to protect the river bank. It will be necessary to form a coffer-dam of sheet steel piling in order to construct the intake entrance and it is usually necessary to extend this round the intake structure. It is useful in construction to lay sub-drains on the bed of the excavation before the blinding concrete is laid; these sub-drains are then led to a sump for dewatering.

Erosion

The erosion of material on the bed of a lake arises when the force that tries to move a particle is larger than the force that tries to hold it in position. The latter force originates partly from the particle's weight, partly from friction between the particle and the bottom. In

Fig. 8, (3), graphs are drawn showing the relationship between the limit velocity for erosion and the size of particles having a specific density of 2.65. The velocity shown on the graph is the velocity at the water surface when the depth is 0.1, 1.0 and 10.0 m respectively. As can be seen from Fig. 8 the limit velocity decreases as the particle size decreases down to approximately 0.2 mm. If the particle size decreases further the limit velocity increases due to cohesion between the particles.

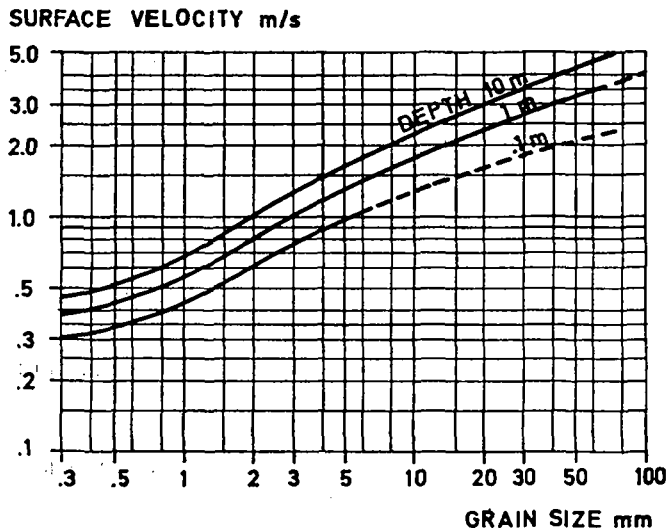


Fig. 8.

Fish

To prevent fish from following the raw water into the intake pipeline it is customary to protect the opening by a grid or a grating. The size of the holes in the grid is chosen with regard to the kind of fish encountered. A common size for the holes, however, is 10-20 mm (9). Furthermore, the water velocity at the intake should if possible not be greater than 0.1 m/sec., (7). Other measures which have been discussed are to paint the intake with a colour that repels the fish or to pass an electric current through the grid or grating. If this last method should be successful, however, it is necessary that the water can conduct electricity. This is normally not the case in Swedish waters and consequently this method is very unusual in Sweden.

In the case of raw water intakes for industrial premises requiring large amounts of water two grids are often used, one being coarse and located at the entrance to the intake pipe, the other, a finer grid, located on land before the pumping station. The outer grid is solely intended to separate coarse material from the raw water and can be cleaned manually whenever necessary. In order to protect the intake pipe from underpressure (involving a risk of the pipe floating upwards) if the outer grid, despite its coarseness, should become blocked, use can be made of a sill in front of the pumping station, below which the surface of the water cannot be drawn by suction.

At the inner grid finer material, including fish, if any, is separated. Fish may be sucked into a special chamber and subsequently returned to the water course. The inner grid normally has some form of automatic cleaning device regulated by differences in pressure or with the aid of a timepiece. Manual cleaning takes place when the grid is mounted in two loose frames, one following the other, on the same tongue. When cleaning, the front frame is taken up, being afterwards replaced behind the frame still in position, etc.

Level of intake

The surface level variations must be carefully examined at an intake, in order to ensure that the intake opening is arranged at a sufficient depth below the lowest low water level. The depth must be sufficiently great and the intake must be arranged in such a way that there is no risk of vortex at the lowest low water level.

It is also important to decide the highest high water level, so that intake chambers can be situated above the water and always be accessible.

On some occasions it is suitable to design the intake in such a way that water can be taken from different levels, depending upon the circumstances in the water-course, see Fig. 9.

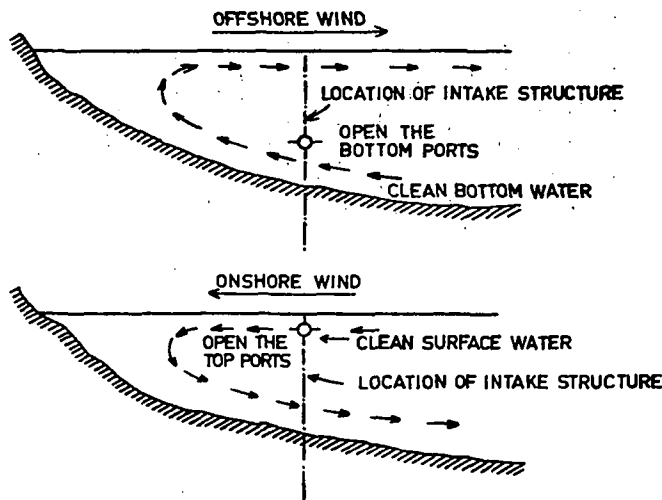


Fig. 9. Effects of onshore and offshore winds on water quality of intake.

Lake intakes

The temperature in a lake varies with the time of the year and with depth of the water. In the top layer down to 10-20 m, the epilimnion, temperature varies strongly with the time of the year but not so much with depth. Below the epilimnion there is the metalimnion, where temperature changes quickly with depth. The deep layer below the metalimnion and down to the bed of the lake is called the hypolimnion. If possible the intake opening should be placed in the hypolimnion, for there the temperature is low and the variations are negligible. In addition, normally better water is obtained in the hypolimnion as the algae do not thrive in the darkness down there. Experience has shown that if the strainer is made of copper, algae problems decrease considerably. The reason for this is that copper is inhibitory to algae and microorganisms. With regard to algae and temperature, the intakes to the Lovö water works in Stockholm were originally placed at a depth of 23 m in lake Mälaren. However, when a new intake was constructed it was arranged in such a way that extraction is possible from four different levels, i.e. 23, 15, 10 and 5 m respectively. Extraction of water at each level is controlled with pressurised air as is shown in principle in Fig. 10.

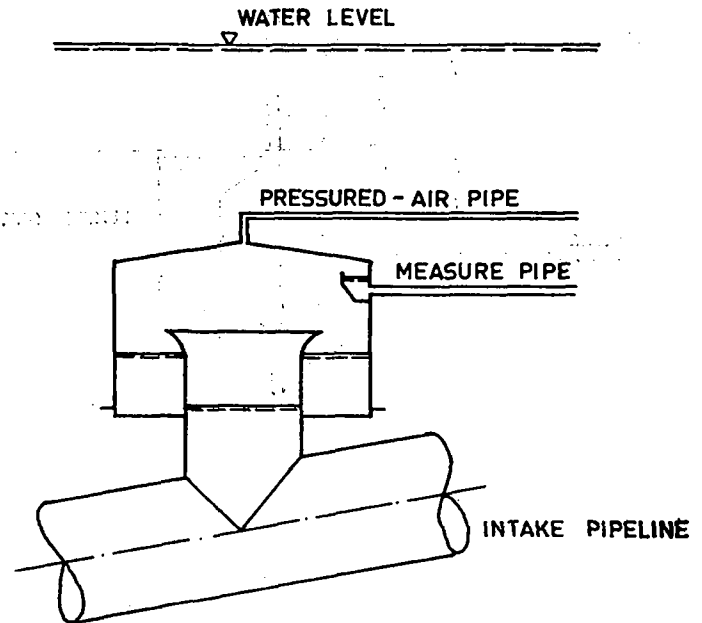


Fig. 10. Regulation device for intake opening at Lovö (Stockholm).

However, it is necessary to be careful when designing an intake in a deep lake. The oxygen content can decrease to zero and the water will then be tainted and foul-smelling. In deep water hydrogen sulphide can form and near the bottom great amounts of iron and manganese can be found.

River intakes

If the intake is placed in a river it is customary to arrange it so that it follows the variations of the water level. With such a design it is guaranteed that the intake is always at the same depth below the water surface.

The intake should not be placed too near the bed, for then there is a risk of pollution by particles picked up from the bed following the water into the pipeline. In rivers silt and sand sometimes follow the current, so that continuous changes in the bottom arise from erosion or sedimentation. An intake in such a water-course must be placed high enough above the bottom and must be founded in such a way that it is not damaged when the bed changes. Normally the intake is placed 1.5-2 m above the bottom; however, the height must be decided in each case with regard to local circumstances.

Location of intakes with regard to water pollution

The intake must be located and designed in such a way that the raw water is protected as much as possible from pollution. In a river it must be located upstream of sewage discharge and in a lake it must be located at a satisfactory distance from sewage discharges or other sources of pollution. In a lake there are often currents which can bring pollution from a discharge to an intake that is located far from the discharge. A river that runs into a lake can cause such a current, see Fig. 11.

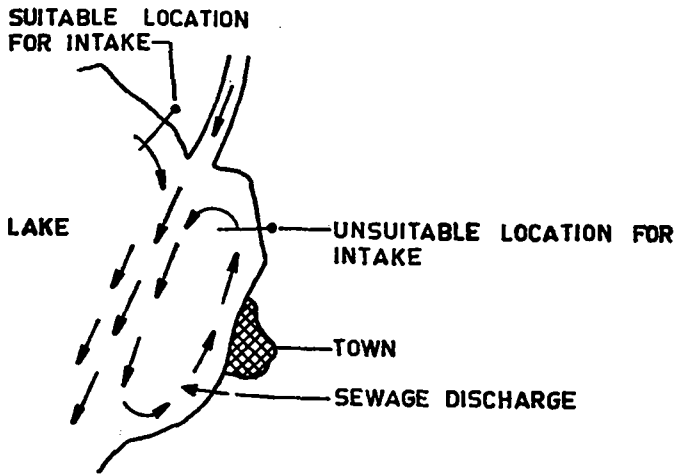


Fig. 11.

Location of intake with regard to salt water contamination problems

Stream conditions in or just outside the mouth of a river are of great importance for the location of a raw water intake. If tidal waves and streams from the sea are considerable the river water will be diluted very quickly, but if that is not the case density currents might occur. Rivers very often widen near the mouth to an estuary, which is thus influenced both by the river water and by the tidal waves. That which determines the stability of the density layers is the proportion between the intensities of these two streams. If the amount of river water brought to the estuary during a tide period is equal to or greater than the amount of water brought to the estuary by the tidal waves, one may expect to have strong layers in the estuary. Consequently, this situation arises when tidal waves are small, which is the case when the Göta River flows into the Kattegat for example.

If the water velocity in the river is not too great, salt water can drive in along the bottom like a wedge and if the tidal waves are negligible and the amount of water from the river constant, this salt water wedge will take up a stationary position of equilibrium, see Fig. 12.

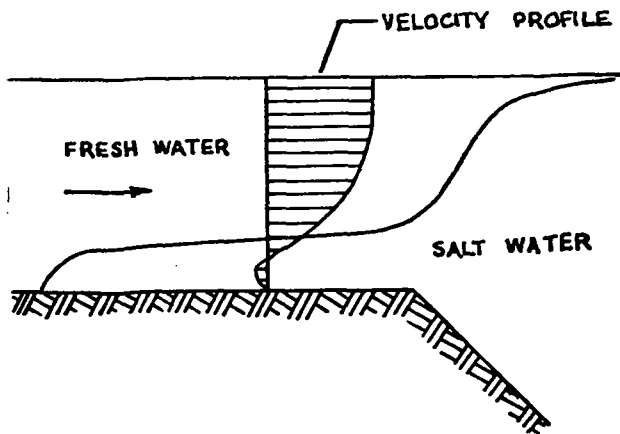


Fig. 12.

The salt water wedge penetrates so far into the river that the mouth of the river becomes a critical section for the surface stream of river water. If the river can be considered to have a rectangular cross section, it is possible to derive a formula for calculating the length of the salt water wedge (6).

It is usual to try to prevent salt water from intruding into the river. If the river is regulated a certain minimum amount of water may be prescribed. By partially filling the river or by letting bridge abutments continue out into the water the water velocity can be locally increased and in that way the salt water can be prevented from intruding further. Another method to avoid salt water problems is to use a pneumatic barrier (6). The air is brought to the water through perforated pipes on the bottom of the river and the rising air bubbles produce a rising stream of salt water which is then mixed with the fresh water stream. In favourable circumstances this method can stop the salt water wedge. At the mouth of the River Viskan in southern Sweden a dam has been built to prevent salt water from reaching the intake to the sulphate pulp mill at Värö.

Design aspects of the intake pipeline

Forces from currents and waves

Current Forces caused by currents on pipes placed directly on or in the vicinity of an even bed of a watercourse may be calculated when the following data are known:

- D external diameter of the pipe
- l distance from the bottom
- u_m mean velocity of water in the watercourse
- h depth of water
- k hydraulic roughness of the bed
- θ the angle between the direction of the current and the pipe

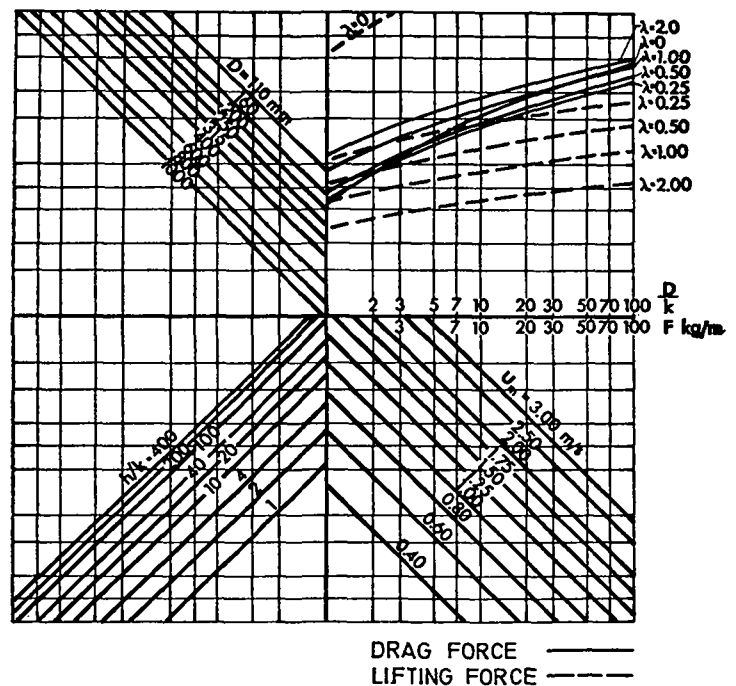


Fig. 13 Graph for determining current forces on a submarine pipeline if $u_m \cdot D > 0.5 \text{ m}^2/\text{s}$ and current flowing at right angles to the pipe.

Current forces on the pipe may be divided into a drag force parallel to the bed and in the direction of the current and a lifting force at right angles to the drag force and directed away from the bed, both proportional to the square of the velocity.

In the graph λ is the ratio between the distance of the pipe from the bed l and the diameter D .

For pipes placed directly on the bed ($\lambda=0$) the lifting force is as a general rule 8 times the drag force.

If the current is not at right angles to the pipe, the forces, calculated as described above, should be reduced by $\sin^2 \theta$.

Wave forces on pipes placed directly on or in the immediate vicinity of the sea bed may be divided into three components: a drag force, a lifting force and an inertial force. Drag and lifting forces have the same nature as the current forces described in the previous section, that is, they are dependent on the rate of flow of water and increase with increased flow. On the other hand, the inertial force originates from pressure oscillations with which the oscillating movements of the water are maintained.

These forces reach their highest value when acceleration is highest, that is when velocity is zero. The inertial force is therefore out of phase with drag and lifting forces. Maximum values of inertial forces, drag and lifting forces are called F_t , F_s and F_l , respectively, and are determined by:

$$F_t = \pi \cdot C_t \cdot f \cdot \gamma \frac{\pi}{4} D^2 \cdot \frac{H_0}{L_0}$$

$$F_s = C_s \cdot f^2 \cdot \gamma \frac{\pi}{4} D^2 \cdot \frac{H_0}{L_0} \cdot \frac{H_0}{D}$$

$$F_l = C_l \cdot f^2 \cdot \gamma \frac{\pi}{4} D^2 \cdot \frac{H_0}{L_0} \cdot \frac{H_0}{D}$$

C_t is the inertial force coefficient

C_s is the drag force coefficient

C_l is the lifting force coefficient

f is the factor of refraction

γ is the unit weight of water (1,000 kg/m³)

D is the outside diameter of the pipe

H_0 is the height of wave in deep water

L_0 is the length of wave in deep water

The variation of the factor f can in general only be determined from a refraction diagram.

When the depth of the water is less than that which corresponds to the ratio $\frac{h}{L_0} = 0.05$ the waves break unless they have been considerably reduced by refraction. At these depths the pipe should be laid almost at right angles to the coast and if there is a large risk of waves breaking, the pipes should be buried or protected in some other way.

Foundation and settling

Wooden pipes as well as pipes of HDPE and LDPE have a density lower than that of water, which means that they must be loaded in the first place to compensate for the lifting force of displacement. In lakes, for example, (where the lateral forces acting on the pipeline are very small) it may suffice to load the pipeline with lead thread. This procedure is generally applied in the case of pipes with small diameters and has the proviso that steps are taken to prevent the pipeline being filled with air during operation. In this connection it should be noted that it is pointless to load a flexible pipeline to compensate for partial air filling. When air collects, which initially occurs in high spots, these sections of the pipeline will be lighter than neighbouring sections. Since the pipeline is flexible, every minor lateral force will cause it to move in

the vertical direction more in the air-filled sections than other parts, the result being the gradually increased collection of air in the initial high spots. The result is that the estimated partial air filling is exceeded and thereafter the local rising of the pipeline at points where air has collected proceeds with increased rapidity until finally the whole pipeline floats to the surface. Either air must be prevented from entering the pipe or else the pipe must be loaded so as to compensate for a total filling of air.

A suitable loading weight is that constructed by Gränges Essem Plast and reproduced in Fig. 14 (5). The bolts should be made of corrosion-free material or arranged so as to be easily replaced in connection with inspections of the pipeline. The weights must also be screwed into position so tightly that they will remain in position by friction even if during laying the pipeline is temporarily vertical. To prevent the plastic pipe from being damaged by the concrete weights interlinings of rubber, etc. should be used.

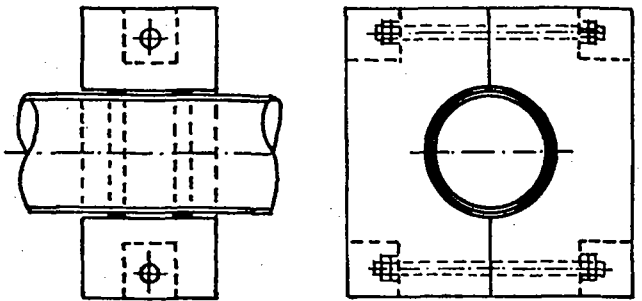


Fig. 14. Loading weights.

The distance between the weights must be adjusted with respect to the deflection that can be tolerated between them, with regard both to the function of the pipeline as well as to the strain to which the material is subjected.

It is assumed that one fifth of the allowable tensile stress of the material can be utilized for bending. The weights are fitted to the pipeline on shore. Subsequently the pipeline, provided that the loaded weight is less than that corresponding to the lifting force at full air fill, is towed to the site of the pipeline. In certain cases the weights can be fitted to the pipeline at sea from a lay barge.

Flexible pipe material

The function of the intake pipeline is to act as a conveyor for the raw water. The structure should be designed in such a way that this function is not disturbed by nature. If the pipeline is made of steel, cast iron, concrete or wood it must be able to withstand all the load exerted on it without any perceptible deformation or movement if it is to remain tight bearing in mind that its structure is rigid.

If the pipe is manufactured using a viscoelastic material such as high density polyethylene, HDPE, it is no longer an absolute condition that the submerged structure should maintain its original position. Movements may be accepted provided the stresses in the material caused by the movement are not too large or too frequent.

Hence the pipeline does not have to be designed to withstand the maximum force ever likely to occur if this force is of sufficiently short duration, such as wave forces, but may be designed only to withstand a force

that is exceeded with a specified frequency, say once or twice a year. The determination of such a force is at the same time much more reliable than that of the maximum possible force (100 year or 50 year wave).

Furthermore extensive erosion protection and a rigid support for the pipeline are not necessary. The pipeline originally placed directly on the sea floor may follow the movements of the bed, at least downward. On a sandy coast the pipe will probably cause local erosion in the shape of a trenchline, in which the pipe may possibly become buried permanently or occasionally. In this way underwater work can normally be greatly reduced.

As can be theoretically shown the lifting forces on a pipe resting directly on the bed are much larger than on a pipe which is placed at a short distance from the bed. If the anchoring weights firmly connected to the pipe are designed in such a manner that the pipe is initially placed at a certain distance from the bottom, it will, as a consequence of settlement and erosion, gradually sink down and come to rest on the bottom. When, in such a case, the estimated maximum wave or current force is exceeded, the pipe with the attached weights will move a little to the side and will simultaneously be lifted to a level where the anchoring weights balance the lifting force from the wave. As the wave or current force does not attack the pipe along its whole length simultaneously the continuity of the pipe in the longitudinal direction ensures that neighbouring parts of the pipe are to some extent capable of moving back the displaced section of the pipe to its original position. This implies that the flexible pipe will be capable of withstanding loads under which a pipe made of conventional rigid materials would very soon fail.

Using a flexible pipe the risk of damage caused by very strong forces from individual or solitary waves is therefore very small.

An HDPE pipe may be bent to a radius of curvature less than 50 times the pipe diameter whereas, the corresponding figure for a wooden stave pipe and a steel pipe is around 600 times the pipe diameter.

Biological action on intake pipes

The intake pipeline and also the intake itself will serve as a base for biological growth as in the surrounding waters. This fact has to be taken into consideration, when calculating for example roughness values for the intake pipe.

Summary

This paper deals briefly with some of the problems that can arise when a raw water intake is being designed.

To start with, the concept of a raw water intake is defined and the differences between different types of intakes are made clear.

Design of the intake is discussed with regard to problems that can arise from ice formation, foundation and settling, erosion and fish. A suitable level for the intake with regard partly to changes in the water level, partly to water quality, is dealt with, and how the intake ought to be placed to avoid problems caused by a salt water wedge in a river mouth or by sewage discharge in a lake.

Under specific headings a selection of problems connected with the intake pipeline are dealt with.

References

- (1) Greatest thickness of sheet ice in calm water in different parts of Sweden; v Greyerz, Teknisk Tidskrift 22.12.1923. (In Swedish.)
- (2) Contribution to the theory of ice formation in rivers; Nybrant, Tekniska skrifter 120, Stockholm 1945. (In Swedish.)
- (3) Hydraulik; Reinius, Stockholm 1968.
- (4) Estuary and coastline hydrodynamics; Ippen, McGraw, Hill 1966.
- (5) Plastic pipes in sanitary engineering; Janson, Stockholm 1974.
- (6) Density layers and currents; Hydén, Stockholm, 1973.
- (7) Manual of British Water Engineering Practice; Skeat, Cambridge 1969.
- (8) Water Supply and Waste-Water Disposal; Fair, Wiley 1971.
- (9) Compendium of Water Supply; Jansa-Gustafsson, Stockholm 1969. (In Swedish.)
- (10) Teknisk Hygiejne-Notater om Vandforsyningsteknik, Mikkelsen-Winther-Linde-Jensen. Copenhagen 1970. (In Danish.)

La conception des prises d'eau brute

par Ian Larsen

Chef de la section des conduites sous-marines, VBB-SWECO, Stockholm, Suède

et Jan Lundgren

Station Recherche et développement, VBB-SWECO, Stockholm, Suède

Généralités

Sous le nom de "prises d'eau brute" on distingue les parties du réseau qui sont situées dans la ressource en eau ou lui sont immédiatement adjacentes comme la prise elle-même avec sa crépine, son ouvrage, etc. . . ., avec la conduite entre la prise et le rivage (Fig. 1).

Les prises d'eau brute sont souvent désignées par rapport à la ressource. On a l'habitude de parler de prises en rivière et en lacs et réservoirs. On les divise fréquemment en prises submergées et prises apparentes (Fig. 1a et 1b).

Une façon simple de disposer une prise dans un lac comme dans une rivière est de prolonger la conduite de prise dans l'eau, en la posant sur le fond du lac ou le lit de la rivière, puis de la recourber verticalement à son extrémité. Si la prise n'est pas trop grosse et le sol trop vaseux, la disposition est souvent celle de la Fig. 2.

La conduite de prise se termine par un té dont la branche supérieure est reliée à la prise. Quand la prise est submergée, une conduite de pose ou un poteau, qui peuvent être maniés de la surface de l'eau ou de la glace, sont fixés à la partie supérieure de la prise. Quand celle-ci est en place, on enlève cette conduite de pose et on place une crépine mobile à l'orifice de la prise. Cette crépine peut avantageusement être en acier inox. Si elle est dessinée conformément à la Fig. 3, on peut la poser et la relever depuis la surface.

Les prises plus importantes peuvent être réalisées d'une manière similaire. La conduite de prise peut alors être faite en acier, en bois ou en béton. La possibilité d'utiliser du plastique à cette fin sera discutée plus loin. La prise elle-même peut être en acier et fixée à un cadre en bois rigide.

Une prise apparente en rivière est souvent réalisée à l'aide d'un tube recourbé comme précédemment. Cette prise peut être placée dans un caisson maçonné à proximité du rivage (Fig. 4). Le caisson est pourvu d'une ouverture du côté aval à 0,5 m au moins au-dessous du niveau le plus bas de la glace. Il doit dépasser de quelques décimètres le niveau le plus haut de l'eau. Le dispositif permet d'atteindre facilement la crépine pour contrôle et nettoyage.

Une prise apparente près de la rive peut souvent être combinée avec une chambre de prise construite sur la terre ferme avec une paroi dans l'eau. Si la profondeur de l'eau en étiage est très faible, on peut excaver le sol en face de la prise pour que son ouverture soit à la bonne profondeur. L'ouverture de la prise peut être protégée par une grille disposée de façon à pouvoir être facilement nettoyée (Fig. 5).

L'étude de la prise

Formation de glace

On rencontre trois types de glace en climat froid: en couche, fraïsil, de fond. Le fraïsil, suivant ses conditions de formation, peut prendre la forme d'aiguilles, de flocons, ou de bouillie informe. Le fraïsil est une glace formée en surface qui ne peut pas prendre en couche. La glace de fond se comporte comme le fraïsil, mais dérive de cristaux de glace qui se forment au fond de la rivière et sur les objets immergés de la même façon que la gelée blanche sur la végétation pendant une nuit claire. Ni le fraïsil ni la glace de fond ne se forment sous des couches de glace qui protègent donc contre leur formation.

Prises en lac

L'épaisseur maximale de la glace en eau calme peut être calculée (1) par la formule $D_{cm} = 44 - 5,6T$ où T est la température moyenne en degré centigrade de l'air en janvier.

Une bonne règle est de placer l'ouverture de la prise d'eau à 0,5 m au moins au-dessous du niveau le plus bas de la glace. En outre, la vitesse de l'eau à la prise ne doit pas être trop grande. Certains manuels (8) spécifient une vitesse maximale de 0,1 m/s.

Prises en rivière

L'épaisseur de la couche de glace sur une rivière dépend de la vitesse du courant et doit être recherchée en chaque cas. Dans (9) on donne une épaisseur moyenne de la couche de glace en eau courante comme valant environ 70% de l'épaisseur en eau calme.

Pour protéger la prise contre les dommages dus à la glace, on peut réaliser une charpente autour de la prise (Fig. 6).

On peut alors obtenir une protection contre les glaces dérivantes et la pression de la glace grâce à un bouclier robuste constitué autour de la prise (Fig. 7). Ce système est appliqué à la prise d'une fabrique au sulfate sur la rivière Indalsälven en Suède du nord.

Mais les problèmes les plus difficiles pour les prises en rivière viennent du fraïsil. La théorie du fraïsil en rivière a été étudiée par Nybrant (2). Le fraïsil peut être charrié jusqu'à la prise ou se former dans l'eau en surfusion. A la prise, le fraïsil s'attache aux grilles métalliques, aux crépines et aux pompes.

Une certaine protection des grilles et des crépines peut être obtenue en chauffant les grilles. Cette méthode a été utilisée en plusieurs endroits en Suède, par ex. à Skutskär sur la Dalälven et à Obbola sur la Ume älv.

Parfois le glace se forme dans la conduite de prise, où elle gêne le passage de l'eau. Pour l'enlever, il faut alors envoyer de l'eau chaude dans la prise. On peut utiliser pour cela de l'eau souterraine, qui est normalement à 6 - 8°C, s'il y en a à proximité (10).

Une façon d'empêcher l'apparition de glace dans la conduite de prise est de laisser pendre des chaînes dans l'eau. La glace se colle aux chaînes. On peut aussi construire un bassin de tranquillisation (Fig. 7) où le fraïsil peut remonter en surface et se coller à la couche de glace.

Fondation et ancrage

Si la prise se termine par un té, comme à la Fig. 2, la partie inférieure du té peut être reliée à un tuyau borgne enfoncé dans le sol. Autour du pied de la prise, au-dessus de la conduite de prise, on construit une plateforme en bois. Si la prise est importante, on la place sur une plateforme lestée par des pierres après qu'elle a été immergée en place.

Pour une prise très importante, si le fond est ferme, il peut être possible de placer la prise sur des fondations bétonnées; autrement, il faut la faire reposer sur des pieux. On peut encore fonder des palplanches ou poser une paroi en béton de chaque côté de la prise pour protéger la rive. Il sera nécessaire de réaliser un batardeau en palplanches pour construire l'entrée de la prise et, généralement, de le prolonger autour de la structure de la prise. Il est utile de poser des drains dans le fond de l'excavation avant de couler le béton, ces drains aboutissant à un puisard d'évacuation.

Erosion

L'érosion du fond d'un lac survient quand la force qui tente de déplacer une particule est plus grande que celle qui tend à la maintenir en place. Cette dernière force est la résultante du poids de la particule et du frottement sur le fond. La Fig. 8 donne des courbes montrant la relation entre la vitesse limite de l'érosion et la taille des particules ayant une densité de 2,65. La vitesse indiquée est la vitesse de l'eau en surface avec une profondeur de 0,1, 1,0 et 10,0 m respectivement. On peut voir que la vitesse limite diminue avec la taille de la particule jusqu'à 0,2 mm environ. Ensuite la vitesse limite augmente en raison de la cohésion entre particules.

Poissons

Pour empêcher le poisson de suivre l'eau dans les conduites d'adduction, l'usage est de protéger la prise par une grille ou un grillage. La taille des ouvertures dépend du poisson que l'on rencontre. Elle est communément de 10 à 20 mm (9). En outre la vitesse de l'eau à la prise ne doit si possible pas dépasser 0,1 m/s (7). D'autres mesures qui ont été discutées sont de peindre la prise d'une couleur qui fait fuir le poisson ou de faire passer un courant électrique dans la grille ou le tamis. Pour que cette méthode réussisse, il faut cependant que l'eau soit conductrice. Cela n'est pas le cas normal en Suède où cette méthode est très peu utilisée.

En cas de prise d'eau pour des usines exigeant de grands volumes, on installe souvent deux grillages, un gros à l'entrée de la prise, un plus fin à terre avant la station de pompage. Le grillage extérieur n'a pour but que de retenir les corps flottants; il peut être nettoyé à

la main si nécessaire. Pour protéger la conduite des sous-pressions (avec le risque de la voir flotter) si la grille extérieure, malgré sa taille, se bloquait, on peut faire devant la station de pompage un souille au-dessous de laquelle l'eau ne peut être aspirée.

Au grillage intérieur, les corps retenus, y compris le poisson, sont séparés. Le poisson peut être aspiré dans une chambre spéciale et renvoyé à la rivière. Le grillage intérieur possède généralement un nettoyage automatique actionné par la perte de charge ou périodiquement. On pratique le nettoyage manuel en montant le grillage sur deux cadres mobiles l'un derrière l'autre sur le même châssis. Pour le nettoyage, on enlève le grillage frontal, puis on le replace derrière le second resté en place.

Niveau de la prise d'eau

Il faut tenir soigneusement compte des variations de niveau de l'eau pour être sûr que la prise d'eau est à une profondeur suffisante au-dessous du niveau d'étiage. La profondeur doit être suffisante et la prise arrangée de telle façon qu'il n'y ait pas de risque de vortex quand le niveau de l'eau est bas.

Il est aussi important de reconnaître le plus haut niveau des crues de façon que les chambres de prise puissent être constamment accessibles.

Il faut parfois construire la prise de façon à pouvoir prendre l'eau à différents niveaux suivant les circonstances locales (Fig. 9).

Prises en lac

La température dans un lac varie avec la saison et avec la profondeur de l'eau. En surface, jusqu'à 10-20 m, l'épilimnion, la température varie fortement avec la saison mais peu avec la profondeur. Au-dessous se trouve le métalimnion où la température change rapidement avec la profondeur. Les couches profondes jusqu'au fond du lac sont l'hypolimnion. Autant que possible, la prise d'eau dans un lac doit être placée dans l'hypolimnion où la température est basse et très constante. En outre on y trouve normalement une eau meilleure car les algues, à l'obscurité, ne s'y développent pas. L'expérience a montré que si la crépine est faite de cuivre, les problèmes d'algues diminuent considérablement. La raison n'en est pas bien connue, mais on suppose que le cuivre repousse les algues et les micro-organismes. En ce qui concerne les algues et la température, les prises d'eau du captage de Lovö pour le service des eaux de Stockholm ont été placées à l'origine à 23 m de profondeur dans le lac Mälär. Mais quand on a construit une nouvelle prise, on l'a disposée de façon que l'eau puisse être extraite à quatre niveaux différents, 23, 15, 10 et 5 m. Cette extraction est contrôlée à chaque niveau par air comprimé (Fig. 10).

Mais il faut être prudent quand on projette une prise d'eau dans un lac profond. La teneur en oxygène peut devenir nulle et l'eau sera alors colorée et malodorante. En eau profonde, il peut se former de l'hydrogène sulfuré et près du fond on peut trouver beaucoup de fer et de manganèse.

Prises en rivière

Si la prise est placée en rivière, il est d'usage de la disposer de façon qu'elle suive les variations du niveau de

l'eau. Cela permet d'être sûr que la prise est toujours à la même profondeur.

La prise ne doit pas être placée trop près du fond car il y aurait un risque de pollution par les particules entraînées au fond du lit. Dans les rivières, la vase et le sable suivent quelquefois le courant, de sorte que l'érosion et la sédimentation provoquent des changements continus du fond du lit. La prise d'eau dans une telle rivière doit être placée assez haut au-dessus du fond pour qu'elle ne soit pas mise en danger par des variations du fond du lit. Normalement, elle est placée à 1,5—2 m au-dessus du fond, mais cette hauteur doit être décidée en chaque cas en fonction des circonstances locales.

Emplacement des prises d'eau par rapport à la pollution

La prise doit être située et conçue de façon à être protégée au mieux de la pollution. Dans une rivière, elle doit être placée en amont des déversements d'eau d'égout et dans un lac elle doit être à une distance suffisante des déversements d'égouts et autres sources de pollution. Dans un lac, il y a souvent des courants qui peuvent ramener à une prise d'eau les déversements d'un égout éloigné. Il en est ainsi quand une rivière se jetant dans un lac provoque un contre courant (Fig. 11).

Emplacement d'une prise en considération des problèmes de contamination par l'eau salée

Les conditions d'écoulement à l'estuaire d'un fleuve sont de grande importance pour placer une prise d'eau. Si les vagues et les courants marins sont forts, l'eau du fleuve se trouvera rapidement mélangée, mais si ce n'est pas le cas, il peut se produire des courants de densité. Les fleuves s'élargissent souvent à leur embouchure en estuaires influencés à la fois par l'eau du fleuve et par les marées. La stabilité des couches de densité est déterminée par l'importance de ces deux courants. Si le volume d'eau de fleuve arrivant à l'estuaire pendant une période de jusant est égal ou supérieur à celui apporté à l'estuaire par le flot, on peut s'attendre à avoir dans l'estuaire une forte stratification. En conséquence, cette situation se produit quand les marées sont faibles comme c'est le cas pour la Göta Älv qui se jette dans le Kattegat par ex.

Si la vitesse de l'eau dans le fleuve n'est pas trop grande, l'eau salée peut glisser sur le fond comme un coin et si les marées sont négligeables et le débit du fleuve constant, ce coin salé prendra une position d'équilibre stationnaire (Fig. 12).

Le coin d'eau salée pénètre assez loin dans le fleuve pour que l'estuaire devienne une section critique pour l'écoulement en surface de son eau. Si l'on admet qu'un fleuve a une section droite rectangulaire, il est possible de dériver une formule pour calculer la longueur du coin d'eau salée (6).

On essaie habituellement d'empêcher l'eau salée de pénétrer dans l'estuaire. Si le fleuve est régularisé, on peut prescrire un débit minimal. En remblayant partiellement l'estuaire ou en le rétrécissant par des culées de pont on peut augmenter localement la vitesse ce qui empêche la progression de l'eau salée. Une autre méthode est la barrière pneumatique (6). On injecte dans l'eau de l'air comprimé grâce à des tubes perforés placés au fond du fleuve; l'ascension des bulles d'air entraîne l'eau salée qui se mélange à l'eau douce. Lorsque les circonstances

sont favorables, cette méthode peut arrêter le coin d'eau salée. A l'embouchure du Viskan, Suède méridionale, on a construit un barrage pour empêcher l'eau salée d'atteindre la prise d'eau de la fabrique de pâte à papier au sulfate de Värö.

L'étude de la conduite de prise Force des courants et des vagues

Les forces provoquées par les courants sur les conduites posées sur le fond uniforme d'un cours d'eau ou à proximité peuvent être calculées d'après les données suivantes:

- D Diamètre externe de la conduite
- l Distance du fond
- U_m Vitesse moyenne
- h Profondeur de l'eau
- k Rugosité hydraulique du lit
- θ Angle entre la direction du courant et la conduite

Les forces exercées par le courant sur la conduite se divisent en une force de charriage parallèle au lit et dans la direction du courant et une force de soulèvement normale à la force de charriage et s'éloignant du lit, toutes deux proportionnelles au carré de la vitesse.

Dans le graphique 13, λ est le rapport de la distance de la conduite au fond de la rivière l et du diamètre D .

Pour les conduites posées directement sur le fond ($\lambda = 0$) la force de soulèvement est en générale 8 fois la force de charriage.

Si le courant n'est pas normal à la conduite, les forces ci-dessus doivent être réduites de $\sin^2 \theta$.

La force des vagues sur les conduites placées sur le fond de la mer ou à proximité peut être divisée en trois composantes: une force de charriage, une force de soulèvement et une force d'inertie. Les forces de charriage et de soulèvement ont la même nature que les forces du courant étudiées ci-dessus, c'est-à-dire qu'elles dépendent de la vitesse de l'eau. D'un autre côté, la force d'inertie vient des variations de pression dues aux mouvements périodiques de l'eau.

Cette force est maximale quand l'accélération est maximale, c'est-à-dire quand la vitesse est nulle. La force d'inertie est donc déphasée par rapport aux deux autres forces. Les valeurs maximales de la force d'inertie F_i , de charriage F_s et de soulèvement F_l sont:

$$F_i = \pi \cdot C_i \cdot f \cdot \gamma \frac{\pi}{4} D^2 \cdot \frac{H_0}{L_0}$$

$$F_s = C_s \cdot f^2 \cdot \gamma \frac{\pi}{4} D^2 \cdot \frac{H_0}{L_0} \cdot \frac{H_0}{D}$$

$$F_l = C_l \cdot f^2 \cdot \gamma \frac{\pi}{4} D^2 \cdot \frac{H_0}{L_0} \cdot \frac{H_0}{D}$$

où:

- C_i = Coefficient de force d'inertie
- C_s = Coefficient de force de charriage
- C_l = Coefficient de force de soulèvement
- f = Facteur de réfraction

- γ = masse unitaire de l'eau (1 000 kg/m³)
- D = Diamètre extérieur de la conduite
- H₀ = Hauteur de la vague en eau profonde
- L₀ = Longueur de la vague en eau profonde

Les variations du facteur f ne peuvent en général être déterminées que par un diagramme de réfraction.

Quand la profondeur de l'eau est inférieure à celle qui correspond au quotient $\frac{h}{L_0} = 0,05$, les vagues déferlent à moins qu'elles n'aient été considérablement affaiblies par réfraction. A ces profondeurs, la conduite doit être posée à peu près à angle droit avec la côte et s'il y a un risque de déferlement des vagues, elle doit être enterrée ou protégée d'une autre façon.

Fondation et ouvrage

Les conduites en bois et celles en polyéthylène HD et BD ont une densité inférieure à celle de l'eau, ce qui signifie qu'elles doivent être lestées pour compenser d'abord la force de soulèvement. Dans un lac, par exemple, où les forces latérales agissant sur la conduite sont très faibles, il peut suffire de lester la conduite par du fil de plomb. Cette procédure est généralement appliquée aux conduites de petit diamètre, en veillant à éviter que la conduite soit remplie d'air pendant la pose. Sous ce rapport, il faut noter qu'il faut absolument refuser de lester une conduite flexible pour compenser la présence partielle d'air. Là où l'air se rassemble, à l'origine aux points hauts, ces parties de la conduite deviennent plus légères que les parties voisines. La conduite étant flexible, toute force latérale mineure la déplacera plus, verticalement, dans les parties pleines d'air que dans les autres, d'où une aggravation de l'accumulation d'air aux points hauts initiaux. Le résultat est que le remplissage partiel à l'air se trouve dépassé et que le soulèvement local de la conduite aux points où l'air s'est rassemblé augmente rapidement jusqu'à ce que finalement toute la conduite flotte en surface. Ou bien il faut empêcher l'air d'entrer dans la conduite, ou bien il faut la lester suffisamment pour compenser son remplissage total par l'air. Un lest convenable est celui construit par Gräuges Essen Plast (Fig. 14) (5). Les boulons doivent être inoxydables ou pouvoir être facilement remplacés lors des inspections de la conduite. Les blocs doivent aussi être vissés en place assez serrés pour rester positionnés même si la conduite se trouve temporairement en position verticale pendant la pose. Pour empêcher que ce lest en béton n'endommage la conduite plastique, on interpose un revêtement de caoutchouc ou autre.

La distance entre blocs doit être réglée en fonction de la déflexion qui peut être tolérée dans cet intervalle en ce qui concerne à la fois la fonction de la conduite et la contrainte auxquelles le matériau est soumis.

On admet que l'on peut utiliser pour les courbes un cinquième de la résistance à la tension du matériau. Les blocs sont fixés en place à terre. Puis la conduite, si son poids avec lest est inférieur à sa force de flottement pleine d'air, est remorquée à son emplacement. En certains cas, les blocs peuvent être mis en place sur la conduite à partir d'une barge.

Conduite en matériau flexible

La fonction de la conduite de prise est de transporter l'eau brute. La structure doit être conçue pour que cette fonction ne soit pas troublée par la nature. Si la conduite est en acier, fonte, béton ou bois, elle doit pouvoir résister à toutes les forces qui s'exercent sur elle sans déformation ni mouvement perceptibles de façon à rester étanche, car sa structure est rigide.

Si la conduite est réalisée en matériau viscoélastique comme le polyéthylène HD, ce n'est plus une condition absolue que la structure immergée conserve sa position initiale. On peut accepter des mouvements, à condition que les contraintes provoquées par ces mouvements ne soient ni trop grandes, ni trop fréquentes.

La conduite n'a donc plus à être conçue pour résister à la force maximale susceptible de se manifester si cette force est de durée suffisamment courte, comme celle des vagues, mais elle peut être conçue pour résister à une force qui est dépassée avec une certaine fréquence, disons un ou deux fois par an. La détermination d'une telle force est en même temps plus fiable que celle de la force maximale possible (100 ou 50 ans).

En outre, la conduite n'a pas besoin d'une protection soignée contre l'érosion ni d'un support rigide. Placée au fond de la mer, elle peut en suivre les mouvements, au moins vers le bas. Sur une côte sableuse, la conduite provoquera probablement une érosion locale dans la forme de la tranchée, ce qui l'enterrera en permanence ou temporairement. De cette façon le travail sous l'eau sera considérablement réduit.

Comme on peut le démontrer théoriquement, les forces de soulèvement sont plus grandes quand la conduite est posée directement sur le fond que lorsqu'elle est placée à une certaine hauteur au-dessus. Si les blocs de lestage sont conçus de façon que la conduite se trouve initialement à une certaine distance du fond, elle descendra peu à peu en raison du tassement et de l'érosion jusqu'à reposer sur le fond. Lorsque, dans ce cas, la force maximale admissible des vagues ou du courant vient à être dépassée, la conduite avec ses blocs de lestage est chassée latéralement et en même temps soulevée jusqu'au niveau où la force de soulèvement compense le poids du lest. Comme la vague ou le courant n'attaquent pas la conduite sur toute sa longueur simultanément, la continuité longitudinale de la conduite fait que les parties voisines de la partie déplacée sont capables de ramener celle-ci à sa position originale. Cela veut dire qu'une conduite flexible pourra résister à des efforts sous lesquels une conduite en matériaux classiques succomberait rapidement.

Avec une conduite flexible, le risque de dommage causé par les forces très puissantes des vagues isolées est donc très faible.

Une conduite en polyéthylène HD peut être courbée à un rayon de moins 50 fois son diamètre, alors que le chiffre correspondant pour une conduite en douves de bois ou en acier est environ 600 fois le diamètre.

Action biologique sur les conduites de prise

La conduite de prise et la prise elle-même serviront de support pour des organismes vivants, comme les eaux environnantes. Il faut prendre ce fait en considération par ex. pour calculer la rugosité de la conduite de prise.

Résumé

Ce rapport traite brièvement quelques-uns des problèmes qui peuvent se rencontrer quand on étudie le projet d'une prise d'eau brute.

Le concept de prise d'eau brute est d'abord défini, et les différences entre les divers types de prise sont explicitées.

La conception de la prise est discutée en considération des problèmes de formation de glace, de fondation et d'ancrage, d'érosion et de poisson. Le niveau convenable pour la prise est traité en considérant les variations du niveau de l'eau et la qualité de l'eau, comme par exemple la façon de situer la prise pour éviter les problèmes causés par le coin d'eau salée dans un estuaire ou le rejet d'eau d'égout dans un lac.

Certains problèmes liés à la conduite de prise sont traités dans le dernier chapitre.

La pose des tubes et conduites de grands diamètres par le système de forage ou fonçage horizontal

Par C. Jamart, S. A. SMET

et Ir. E. De Rammelaere A.W.W.

Nos villes s'agrandissent de plus en plus vite.

Notre standard de vie augmente constamment et il en est de même pour la consommation d'eau, de gaz, d'électricité, et de produits pétroliers.

De nouveaux câbles et tuyauteries doivent être posés.

Dans de nombreux cas ceux-ci croisent des rues, des voies de chemin de fer, des autoroutes et même des rivières.

Il y a peu de temps la pose de conduites ou canalisations, peu profondes, s'effectuait à ciel ouvert.

Ces conduites étaient de forme circulaires, ovoïdes, carrées ou rectangulaires.

La pose des canalisations à ciel ouvert exigeait des précautions particulières et cela en fonction des dimensions des conduites, la profondeur de pose, le genre et la nature du terrain rencontré.

Les diverses méthodes d'exécution et les moyens adaptés étaient déterminés par l'importance du trafic et le délai d'interruption admissible. Il est actuellement inadmissible et même impensable d'interrompre ou de détourner encore le trafic de nos importantes autoroutes et carrefours, sans oublier les voies ferrées où la moindre limitation de vitesse provoque des dérangements d'exploitation très importants et coûteux. La présence d'innombrables câbles et conduites souterrains rend la pose à ciel ouvert de nouvelles canalisations dans les grandes agglomérations et villes plus que pénible, surtout quand il s'agit d'effectuer ce travail à une grande profondeur nécessitant des blindages et même un rabattement de la nappe aquifère.

C'est le but de la technique du fonçage-forage horizontal d'éviter les inconvénients précités et de limiter les entraves à la vie économique et sociale.

Il est évident que les dépenses pour l'exécution d'un F.F. sont relativement élevées et je me permets d'appuyer sur le mot relatif.

En effet, en tenant compte des avantages obtenus par l'élimination des détournements, des limitations de vitesse, des frais supplémentaires d'exploitation, des pertes en heures de travail, de la consommation supplémentaire en énergie, des frais de signalisation et autres, nous pouvons conclure que la méthode de F.F. est finalement plus rationnelle, meilleur marché et plus économique pour la société que le système classique à ciel ouvert.

Nous vous proposons de vous exposer les différentes méthodes de F.F.

1 Fonçage-Forage d'une gaine ou tuyau avec évacuation simultanée du sol par voie mécanique

Cette méthode d'exécution trouve son application en particulier pour des fourreaux d'un diamètre inférieur à 900 mm. La fig. 1 donne l'installation générale d'une station de fonçage-forage typique dont l'appareillage de forage est poussé avec le fourreau par le dispositif de poussée.

Deux vérins hydrauliques incorporés à la foreuse développant la force de poussée foncent le fourreau en prenant appui sur une traverse du bâti-glissière.

Simultanément un moteur hydromécanique de vitesse réglable fait tourner l'outil de tête, qui désagrège les formations, et les tarières qui assurent l'évacuation des déblais.

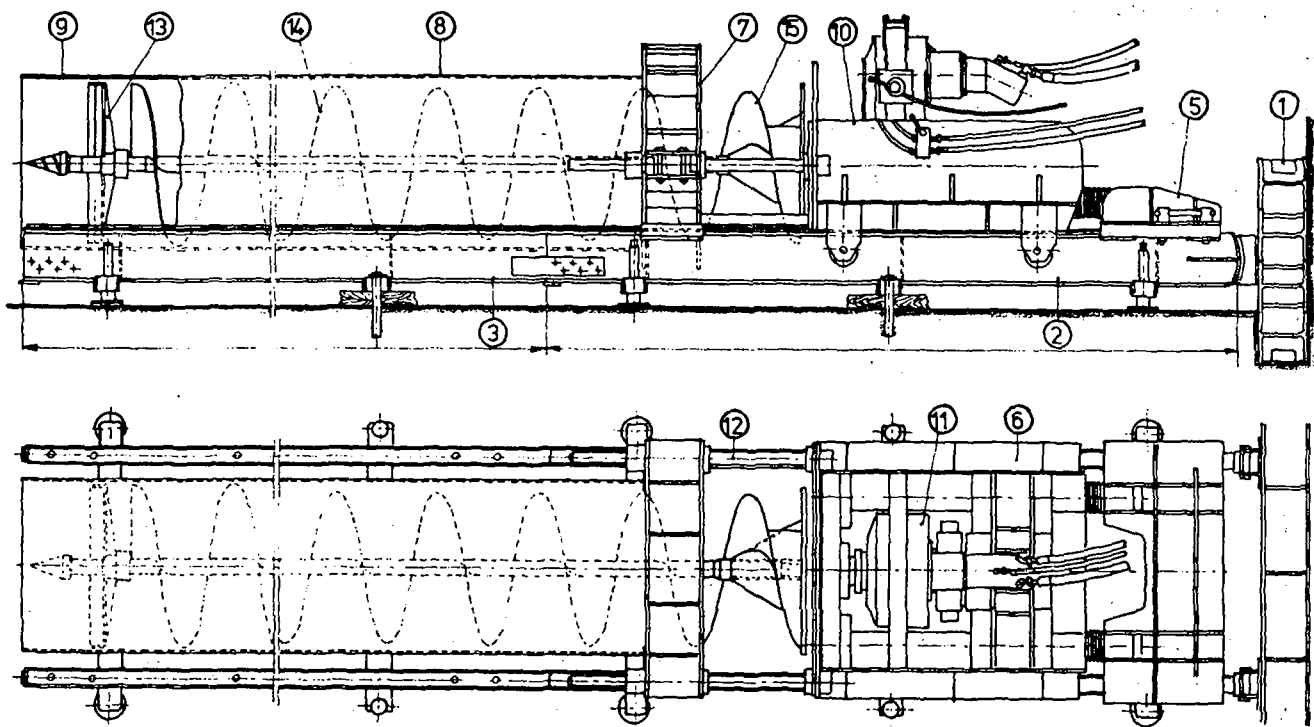
Le fourreau est muni d'une trousse coupante dont la fonction sera exposée ultérieurement. La distance entre l'appareillage et le collier de poussée est réglable de façon que l'outil de tête puisse se trouver à une position bien définie à l'égard de la trousse coupante, soit à l'avant, soit à l'arrière de celle-ci.

A chaque position de l'outil de tête correspond inévitablement une certaine force de poussée nécessaire pour foncer le fourreau. Plus l'outil est à l'avant, moins sera grande la force de poussée, mais plus grand sera le danger de provoquer des éboulements surtout quand il s'agit de formations incohérentes. Il est donc souhaitable et conseillé d'avoir l'outil de tête en retrait sur la trousse coupante d'autant plus que cette position réduit également les risques de faire dévier le forage de la bonne direction prescrite.

Les vérins hydrauliques transmettent leurs réactions, lors du fonçage-forage, par l'intermédiaire du bâti-glissière, à la butée arrière de la niche de travail.

Il est évident que le bâti-glissière doit être suffisamment rigide pour supporter les sollicitations provenant de ces réactions, d'autant plus que la surface de la butée arrière doit être telle que la pression unitaire résultant des réactions ne dépasse pas la résistance portante du sol naturel situé derrière cette butée.

La centrale hydraulique qui actionne le moteur hydromécanique et les vérins est équipée d'un moteur à gasoil, à essence ou électrique.



- | | | |
|---|-----------------------------------|---|
| 1. Stuitwand - Butée d'appui | 6. Persen - Vérins | 11. Boormotor - Motor |
| 2. Frame - Chassis | 7. Stuwkroon - Collier de poussée | 12. Afstandsregelaar - Réglage collier de poussée |
| 3. Verlengstuk frame - Rallonge chassis | 8. Buiswand - Fourreau | 13. Boorkop - Outil de tête |
| 4. Schoefvijzels - Vis de réglage | 9. Snijshoer - Trousse coupante | 14. Transportsnek - Tarière |
| 5. Drukbrug - Travers | 10. Boorwagen - Chariot | 15. Uitwerpschoepen - Ejecteur |

FIG. 1

La longueur du fonçage-forage, réalisable est fonction des caractéristiques géologiques des formations rencontrées, du diamètre, de la rugosité et des tolérances du fourreau à foncer.

Tous ces facteurs sont déterminant pour ce qui concerne la résistance au frottement, laquelle peut être réduite par l'injection d'un moyen de graissage comme huile, bentonite ou autres matières et en utilisant une trousse coupante d'un diamètre égal au diamètre du fourreau majoré de ses tolérances.

Quelles sont maintenant les précisions obtenues par cette méthode d'exécution?

En prenant toutes les précautions qui s'imposent lors de la mise en place d'un poste de fonçage-forage, on constate néanmoins souvent une forte déviation de l'axe de forage par rapport à l'axe théorique projeté.

Ces déviations sont autant plus grandes que le forage est plus long.

On fixe les tolérances admissibles en grandeurs relatives telle que 0,5% à 0,8% de la longueur.

Quant à un forage à exécuter dans un mauvais sol, j'estime que les valeurs précitées son insuffisantes et qu'elles doivent être incontestablement augmentées. Il est indiqué de faire procéder, au préalable, à des forages de reconnaissance. En effet, des variations brusques dans la composition du terrain, des poches d'eau, non ou peu influencées par le rabattement de la nappe aquifère, sont souvent des facteurs à l'origine de fortes déviations.

On constate en général la déviation quand le fonçage-forage est terminé.

On pourrait, en cours de l'exécution, continuellement réaliser des mesures à l'aide d'un inclinomètre électrique ou autres systèmes.

Mais à quoi bon? On ne sait pas procéder à des corrections pendant l'exécution, avec l'installation et la méthode d'exécution que nous avons examiné.

2 Fonçage-Forage d'un tuyau avec évacuation simultanée du sol par voie hydraulique

L'on connaît déjà différents procédés et dispositifs de poussée de tuyau dans le sol.

Toutefois quand il s'agit d'une terre saturée d'eau qui ne se laisse pas rabattre, d'autres techniques s'imposent.

Le principe général de cette technique de forage consiste à désagréger, en tête de poussée, la terre par voie hydraulique en réalisant l'évacuation des matériaux terreux désagregés par voie hydraulique, à l'aide d'un tuyau central situé à l'intérieur du fourreau.

Une application de ce principe général est le résultat du brevet d'invention de l'Ingénieur allemand, M. Baser, fig. 2. Cette invention concerne une tête de poussée destinée à enfoncer un tuyau dans la terre à l'aide d'un dispositif de balayage qui est pourvue tuyères orientées pour l'eau sous pression et d'une conduite d'évacuation pour les matériaux désagregés, laquelle traverse l'intérieur du tuyau.

Ladite tête de poussée étant caractérisée en ce qu'elle est constituée par une partie postérieure apte à

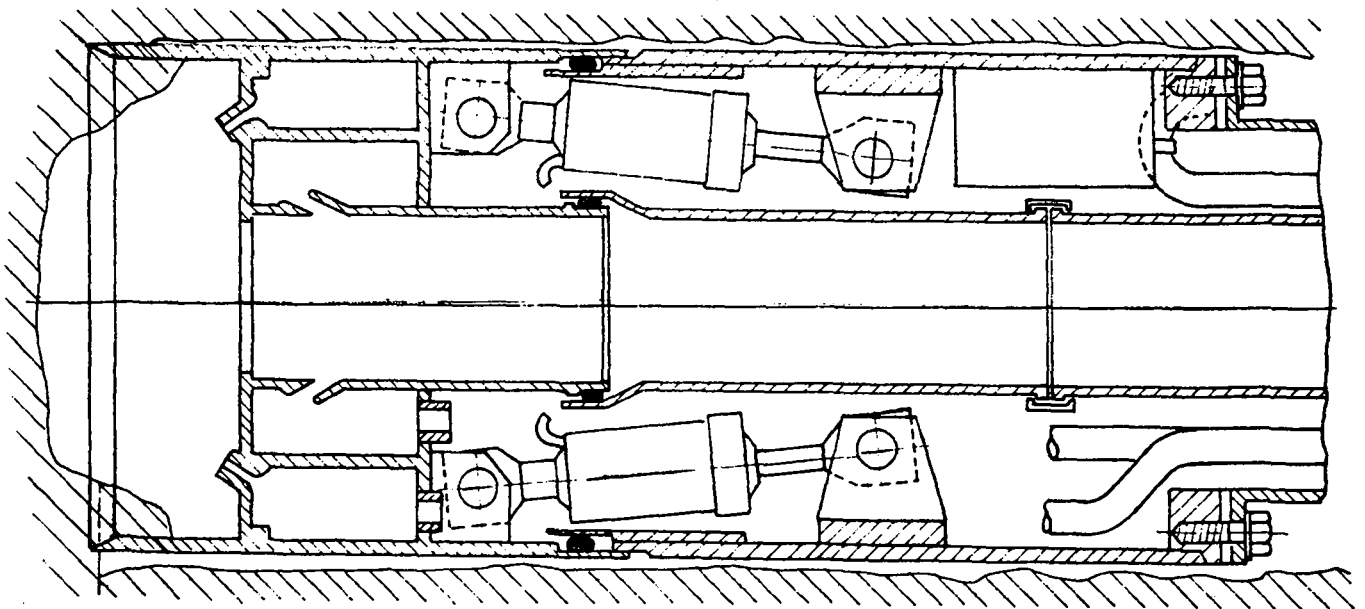


FIG. 2

être reliée de façon fixe avec l'extrémité antérieure du tuyau et par une partie antérieure apte à pivoter de façon limitée de tous côtés par rapport à la partie postérieure et en ce que les deux parties de la tête sont reliées entre elles par des dispositifs de commande. Les dispositifs de commande sont constitués par des presse hydrauliques dont les pistons et les cylindres sont articulés respectivement à la partie antérieure et à la partie postérieure de la tête.

La tête de poussée est équipée d'un appareil de repérage, apte à surveiller la direction de poussée et le niveau de la tête, relié à un indicateur électrique qui se trouve au poste de commande.

Il est intéressant d'apprendre de quelle façon cette invention trouve son application en pratique, lors d'un fonçage-forage (fig. 3).

Cette installation montée dans une niche blindée est constituée de vérins hydrauliques munis de butées, d'une machoire hydraulique agissant sur la périphérie des tuyaux, d'une tête de poussée réglable, téléguidée, soudée sur la colonne de tubes. L'installation comporte également un circuit de rinçage ouvert avec décanteur

pour l'alimentation des tuyères et de l'éjecteur. Les fourreaux sont préalablement soudés en colonne, reposant sur des roulettes et contenant les conduites et câbles nécessaires au bon fonctionnement et commandes du système Baser.

Au poste de commande sont relevées les positions de la tête de poussée et exécutées les commandes et corrections nécessaires pour atteindre le tracé théorique de la conduite. Par les orifices de la chambre circulaire est injecté un fluide thixotrope pour lubrifier la conduite et la rendre anticorrosive.

Il y a doute que la conduite soit complètement recouverte par un film anticorrosif et on se demande même qu'il n'est pas indiqué d'utiliser plutôt des tuyaux en polyester armé ou en acier pourvu d'un coating de résine époxy ou similaire.

Le procédé Baser est très ingénieux mais son application ne se fait pas sans risques. Il suffit de rencontrer un obstacle pour y perdre la coûteuse tête de poussée et la colonne déjà foncée.

Par ailleurs nous avons constaté que le système ne

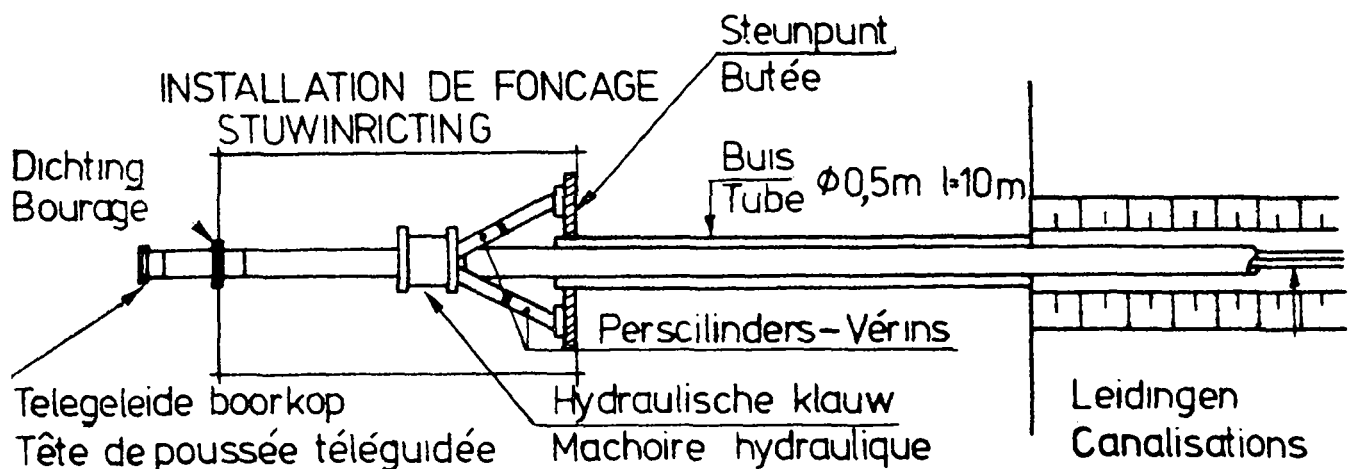


FIG. 3

se prête pas à emploi dans une argile compacte telle que l'argile de Boom, dans laquelle ont été effectués des essais sans succès. Il était impossible de désagréger l'argile compacte avec des jets d'eau des tuyères, sous une pression de 50 bars, ce qui a fait échouer l'essai.

Il est évident que d'autres systèmes existent qui ne méritent pas d'être exposés, soit qu'ils se trouvent au stade d'essai, soit qu'ils n'ont pas donné la satisfaction voulue.

Pour faire le point au chapitre de fonçage-forage avec évacuation simultanée du sol par voie mécanique ou hydraulique, il est intéressant d'en tirer les conclusions.

La longueur d'un fonçage-forage, c.à.d. pour un diamètre inférieur à 900 mm. est limitée par :

- a. Des raisons mécaniques.
- b. la précision exigée.

le couple développé par le moteur hydraulique, mécanique ou électrique est insuffisant pour entraîner les tarières au delà d'une certaine longueur.

Le moment résistant des tarières est insuffisant pour résister à la contrainte provenant de la torsion, des ruptures se présentent continuellement aux accouplements.

Une trousse coupante fixe et non accessible empêche la moindre correction des déviations, inévitables qui proviennent surtout des tolérances sur les tuyaux, de l'hétérogénéité du sol, de la teneur en eau variable du sol, et de la rotation de l'outil de tête.

Quant aux tolérances des tuyaux, il suffit de souligner que la flèche peut atteindre 3 mm. par mètre, que les diamètres extérieurs et intérieurs peuvent varier de 1 à 2% et que les tolérances sur les épaisseurs vont de 10% à 29%.

Un sol hétérogène ou même homogène mais avec un obstacle quelconque ou avec des couches de compacités variables peuvent également influencer la précision d'un forage.

Des simples variations en teneur d'eau, une poche d'eau captive peuvent être cause que le tuyau dévie de sa bonne direction.

Par ces rotations l'outil de tête, avec un diamètre inférieur au diamètre du fourreau, se déplace et donne une surface de coupe excentrique par rapport à la surface circonscrite par la trousse coupante.

De ce fait le tuyau dévie dans le sens opposé du déplacement de l'outil de tête.

La résultante de tous ces phénomènes peut donner lieu à de fortes déviations et même à un forage médiocre. ces déviations ne sont pas une fonction linéaire de la longueur mais plutôt parabolique et la seule solution pour limiter ces déviations c'est la limitation de la longueur.

Des déviations d'un ordre de grandeur de 1% de la longueur doivent être considérées comme normales et même comme une réussite. Cela ne veut pas dire qu'il n'arrive jamais d'avoir un forage parfait, c'est une chance, un hasard.

Nous conseillons également de laisser une zone de

raccordement suffisamment grande pour résoudre le problème des déviations. Nous tenons à attirer votre particulière attention sur le fait qu'une grande précision nécessite un grand diamètre mis en oeuvre par fonçage et dont les corrections sont possible par l'utilisation d'une trousse coupante accessible et réglable.

3 Fonçage d'une gaine ou d'un tuyau avec évacuation simultanée du sol par voie manuelle

Ce système trouve son application pour des diamètres supérieurs à 800 mm.

En examinant le croquis d'une telle installation (fig. 4) nous constatons que nous nous trouvons face à une installation similaire à la précédente, mais où le moteur hydraulique, les tarières et l'outil de tête font défaut.

Le fonçage des gaines ou tubes se fait également à l'aide d'une série de vérins.

Le premier tuyau est également muni d'une trousse coupante, pour réduire le refus lors du fonçage.

Pour de grands diamètres et là où le sol a peu de cohésion, on se trouve parfois dans l'obligation de pourvoir la trousse coupante de cloisons horizontales, nommées tiroirs, dans le but de maintenir l'équilibre du front d'attaque.

Le mineur creuse le front d'attaque avec une pelle ordinaire ou pneumatique, selon la nature du terrain, et charge le déblai dans un waggonet que évacue les matériaux désagrégés vers la niche de travail où la grue le prend en charge et le déverse soit en tas, soit sur des camions.

Le creusement à l'avant de la trousse coupante sur faible distance est toléré, si les circonstances sont telles qu'il n'y a aucun danger d'éboulement au front d'attaque.

Il est entendu que cette distance ne peut pas dépasser le diamètre du tuyau, car ce mode d'exécution pourrait provoquer des tassements des couches supérieures du terrain sans exclure le danger que risque le mineur.

L'évacuation des déblais achevée, les vérins poussent la trousse coupante contre le nouveau front et l'opération "creusement" recommence.

Cette méthode permet une exécution de précision.

Des mesures optiques et les corrections nécessaires peuvent être réalisés.

Si par ex. un tuyau dévie trop fort dans un certain sens, il suffit de creuser au sens diamétralement opposé plus profondément pour faire revenir le tuyau dans le bon sens.

Un sol humide ou peu résistant est souvent cause que le tuyau a tendance de descendre.

Dans ce cas on pose une tôle pliée, sur une partie de la circonférence extérieure du tuyau, en montant sous le tuyau de façon que celui-ci est obligé de suivre la pente de la tôle.

BUIZEN MET DIAMETER >0,8m
TUYAUX D'UN DIAMETRE >0,8m

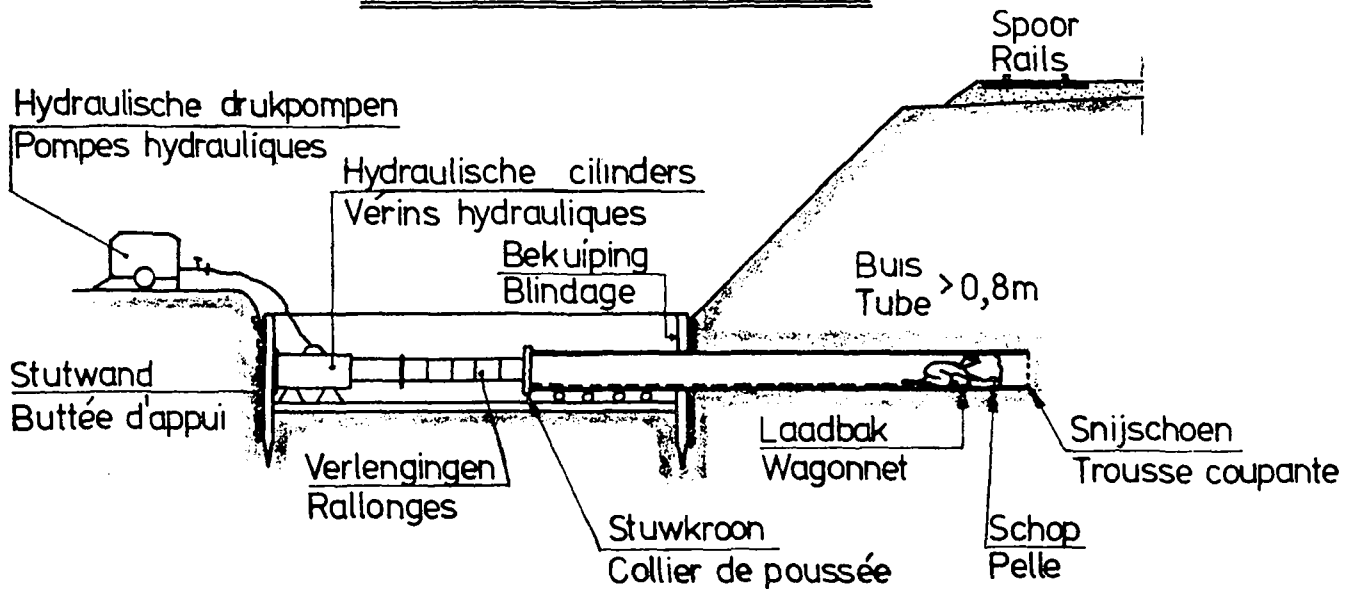


FIG. 4

Les corrections se font également selon une méthode plus moderne, notamment, en utilisant la trousse coupante réglable. La fig. 5 représente un tel outil, qui est composé d'une partie postérieure fixe, attachée à la partie antérieure du premier tuyau. La partie antérieure de l'outil est mobile et commandée par quatre petits vérins protégés par une enveloppe contre le sol environnant.

Il est évident qu'une grande précision rend l'ouvrage plus coûteux qu'une petite précision.

Comme acceptable on avance pour la déviation dans les plans horizontal et vertical les valeurs suivantes:

$d = 0,3 \text{ à } 0,5 \%$ de la longueur pour un sol sec.;

$d = 0,3 \text{ à } 0,8 \%$ de la longueur pour un sol humide et peu résistant.

Certains organismes avancent comme valeur

$$d = \sqrt{L \times 0,2} \text{ ou } 0,3$$

L = longueur en centimètres.

Il est certain que les corrections peuvent avoir comme conséquence des tassements dus aux vides provenant de ces corrections.

Il s'agit donc de réduire ces vides le plus possible et cela en corrigeant de façon continue.

Il arrive également qu'on se trouve dans l'obligation de réaliser des injections au ciment après avoir terminé le fonçage.

Stations intermédiaires

Pour les longueurs de pousse-tubes importantes, la résistance au frottement devient si élevée que les tuyaux ne résistent plus et risquent de s'écraser, ou bien que la

butée d'appui devient insuffisante ou que la capacité des vérins devient insuffisante pour développer la force de poussée nécessaire. Il s'agit donc de réduire la résistance au frottement soit en lubrifiant la circonférence extérieure du tuyau, soit par un poussage par sections, en utilisant des stations-intermédiaires, soit en combinant les deux solutions.

Comme lubrifiant s'emploie d'habitude la bentonite, qui réduit fortement la résistance au frottement comme le diagramme de la fig. 6 le démontre.

La bentonite s'applique par injection, recouvre la surface extérieure d'un film et élimine le contact direct du sol avec la gaine ou le tube.

Toutefois, si la force nécessaire à développer est encore trop élevée, l'utilisation d'une ou de plusieurs stations intermédiaires s'impose.

La fig. 7 présente la conception d'une station intermédiaire. Une enveloppe en tôle d'acier est intercalée entre deux tubes et chevauche sur leurs extrémités. L'enveloppe est pourvue d'un anneau fixe soudé ainsi que d'un anneau de compression mobile. Entre ces deux anneaux sont calés les vérins hydrauliques permettant une course de ± 300 mm. et fournissant chacun des poussées allant jusqu'à ± 70 tonnes.

Suivant les longueurs à pousser, on a recours à plusieurs stations intermédiaires (fig. 8).

La longueur des colonnes est fonction de la nature du sol, c'est à dire du frottement.

La poussée de la conduite étant terminée, on démonte les vérins hydrauliques et les anneaux des stations intermédiaires pour obtenir l'étanchéité de la jointure des tubes. L'enveloppe en tôle d'acier reste en place et elle est donc perdue.

Cette méthode d'exécution trouve son application à partir de 1200 mm. de diamètre.

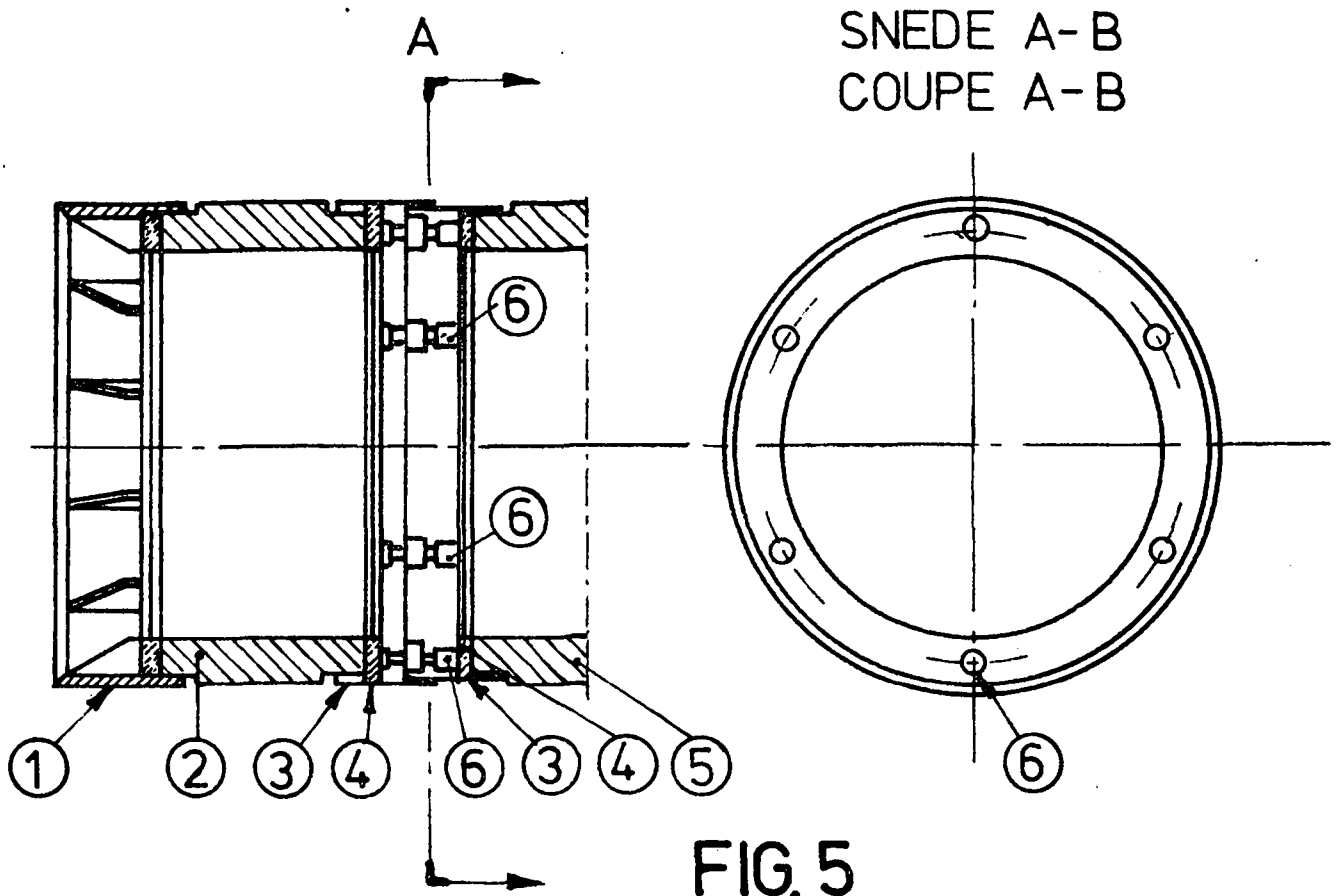


FIG. 5

1. Snijschoen – Trousse coupante
2. Buisstuk – Tube
3. Metalen schild – Bouclier
4. Drukkring – Collier de poussée
5. Buis – Tube
6. Hydraulische persen – Vérins hydrauliques

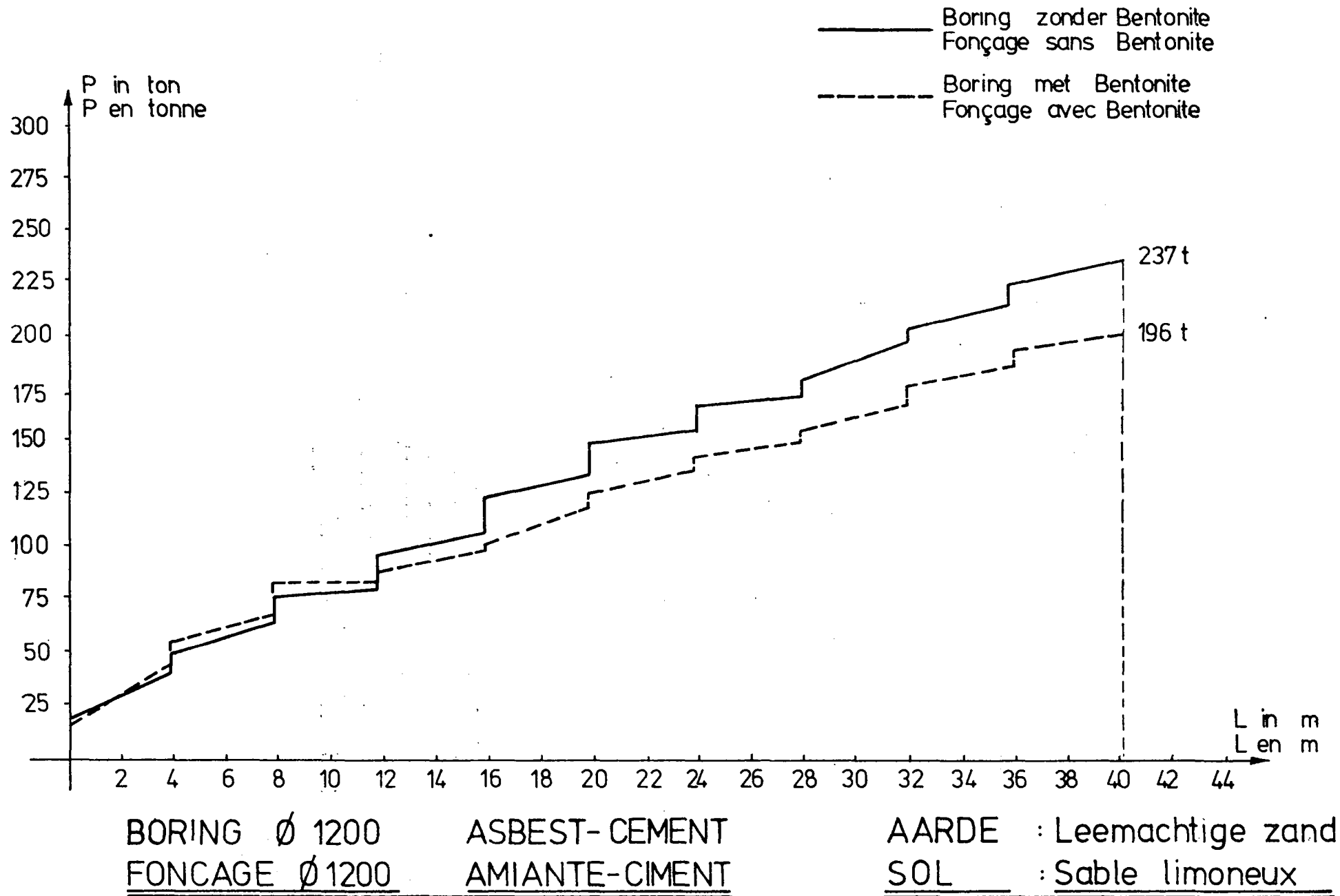
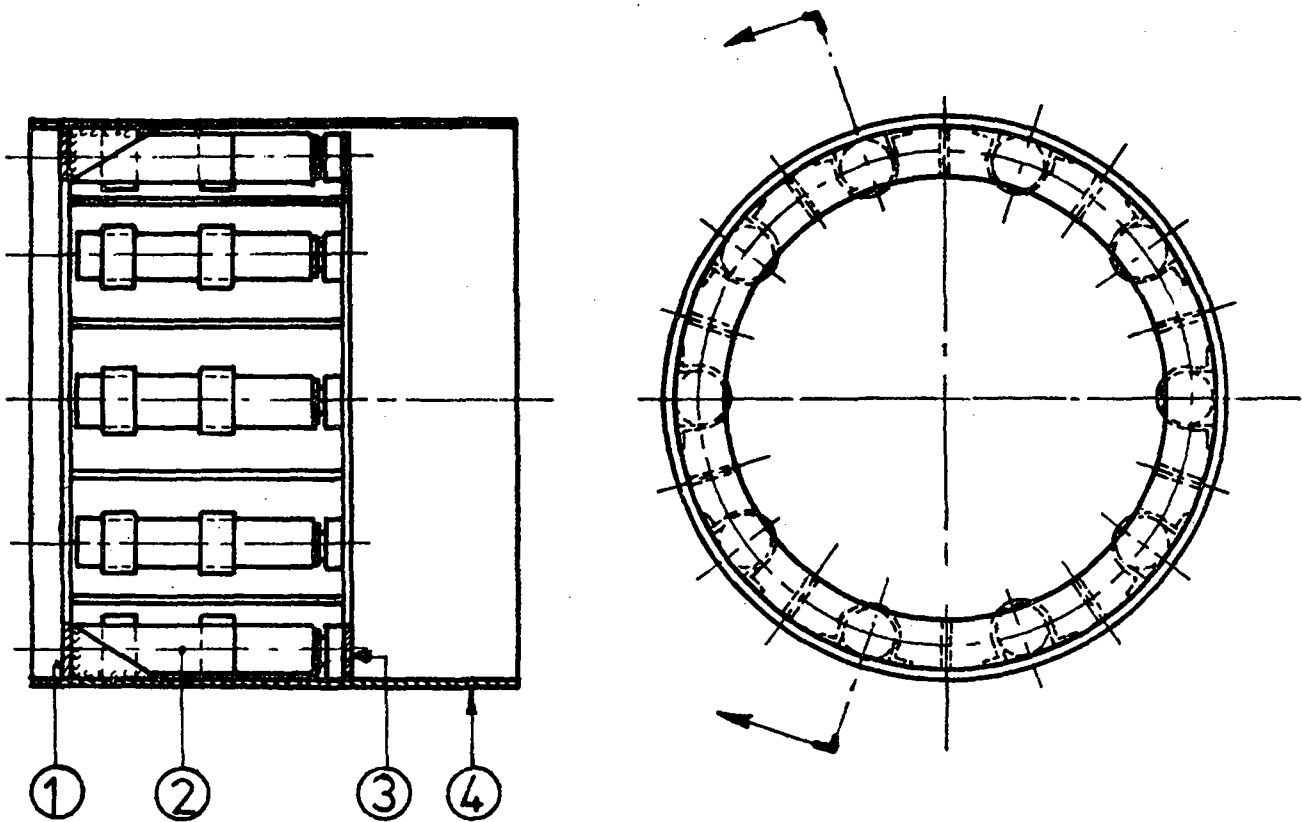
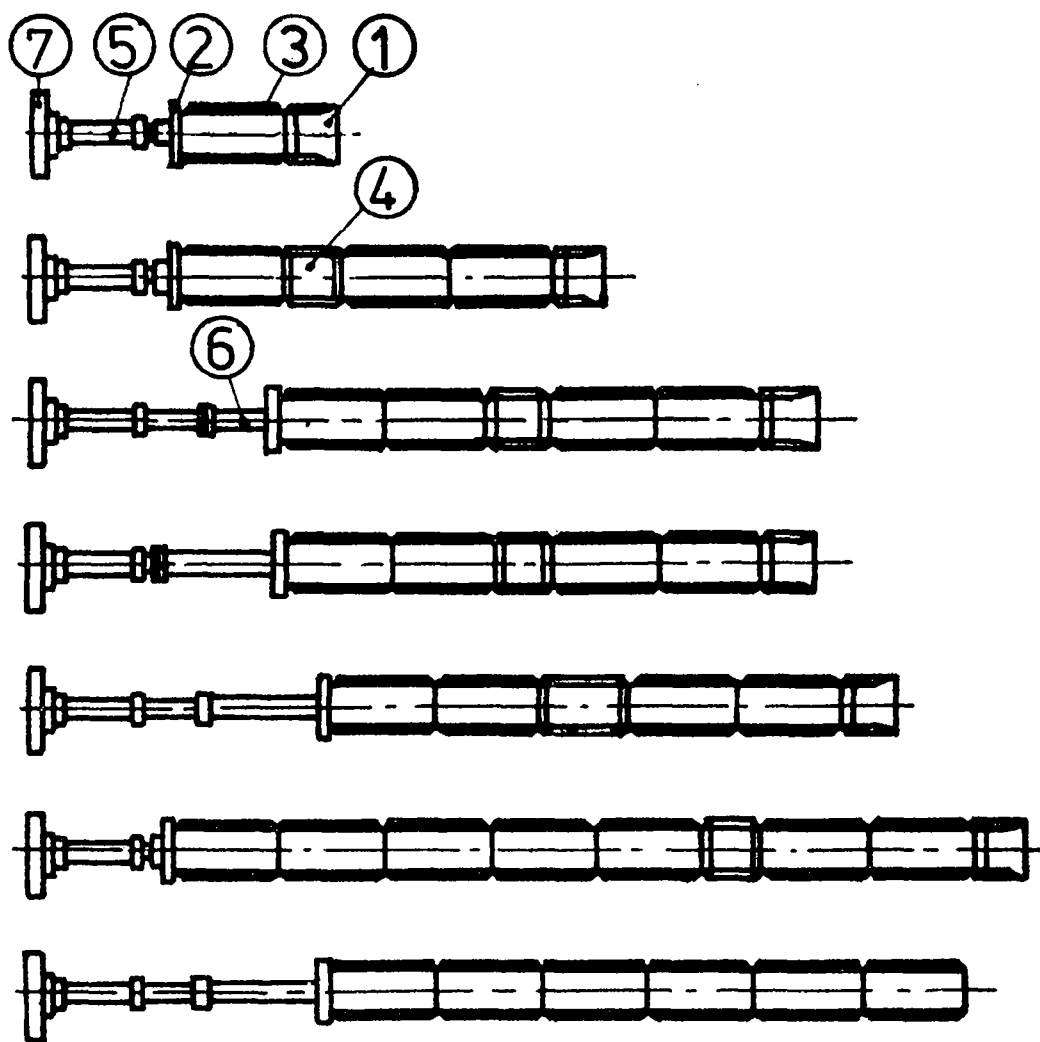


FIG. 6



1. Vaste drukring – Anneau de compression immobile
2. Hydraulische pers – Verin hydraulique
3. Bewegbare drukring – Anneau de compression mobile
4. Metalen schildbuis – Enveloppe

FIG. 7



1. Regelbare snijschoen – Trousse coupante réglable
2. Stuwkroon – Collier de poussée
3. Buiswand – Fourreau
4. Tussenstation – Station intermédiaire
5. Persen – Vérins
6. Stempelramen – Rallonges
7. Stutwand – Butée d'appui

FIG. 8

4 Fonçage d'une gaine ou d'un tuyau avec évacuation simultanée du sol par voie mécanique

Ce procédé trouve son application pour des diamètres supérieurs à 1,40 m.

La disposition générale du cas précédent est conservée mais il est entendu que du fait que la résistance au frottement monte en proportion directe avec le diamètre du tube, l'utilisation d'une station intermédiaire s'imposera donc plus vite que dans le cas précédent.

Par contre les parois de tubes plus épaisses admettent des sollicitations plus importantes.

Comme machine d'abattage et d'évacuation on distingue, en principe les deux genres suivants :

1. La fraise-chargeuse composée d'un outil de coupe, soit une tarière (fig. 9), soit une fraise (fig. 10) orientable dans les plans horizontal et vertical. Cet outil est monté sur bras de coupe et peut également pivoter, indépendamment du bras de coupe, dans les deux plans. Il existe un convoyeur à chaîne centrale. L'outil de coupe réalise l'abattage des terres selon une coupe sphérique.
2. La foreuse à bouclier est conçue pour creusement et fonçage dans un terrain dur, ou tendre et cohérent, pour des diamètres de fonçage de deux à trois mètres.

La tête de coupe équipée de roll pics ou couteaux de coupe est guidée dans un bouclier. Le choix du type de couteau est fonction des conditions du terrain. Les terres détachées par le mouvement de rotation effectué par la tête de coupe sont prises en charge par des godets de chargement et sont déversées à l'extrémité arrière de la tête de coupe, sur un convoyeur à chaîne à éclisses.

L'évacuation ultérieure des déblais pour les deux machines précitées se fait au choix, soit par bande transporteuse, soit par chariot. Il est toutefois indiqué d'assurer une évacuation continue et il est entendu que l'utilisation d'une trémie, qui fonctionne comme réservoir, est indispensable pour le cas où on évacue à l'aide du chariot.

Des corrections peuvent être réalisées de façon continue comme c'était le cas pour des fonçages par abattage manuel.

Il est entendu que les risques de tassements dus aux corrections ne sont pas moindre que pour le cas précédent.

Au contraire les pressions mécaniques sur les tuyaux, la trousse coupante et le bouclier provoquent des vibrations, lesquelles activent les tassements, sans oublier les vibrations causées par la machine d'abattage.

Il est à noter que malgré son plus grand rendement, l'utilisation d'une foreuse à bouclier est seulement rentable pour des fonçages de longueur importante.

En effet, la foreuse à bouclier ne trouve son utilisation que pour un diamètre déterminé. Par contre la fraise-chargeuse est plus universelle du fait que la même machine peut être utilisée pour différents diamètres.

L'exposé que j'ai fait concerne le fonçage de sections circulaires mais il est toutefois intéressant d'attirer votre attention sur le technique du fonçage d'une section carrée ou rectangulaire. Il faut faire la distinction entre le fonçage d'un corps situé à une grande profondeur, donc avec un recouvrement important, et le fonçage d'un corps situé à une petite profondeur, c.à.d. avec un faible recouvrement. Le premier cas ne pose pas de problèmes particuliers et son exécution se réalise de la même façon comme les sections circulaires.

Il est évident que la trousse coupante a une forme adaptée à la section carrée ou rectangulaire, de même que la station intermédiaire éventuelle.

Le second cas a été étudié par un groupe d'Ingénieurs allemands en particulier pour le croisement des voies ferrées et porte le nom de "Procédé Emka" (fig. 11).

Un corps en béton armé, muni d'ailes tranchantes ou boucliers est préfabriqué à côté des voies ferrées.

Le fonçage est réalisé par des vérins hydrauliques qui prennent leurs appuis contre une butée réalisée par des palplanches et poutrelles.

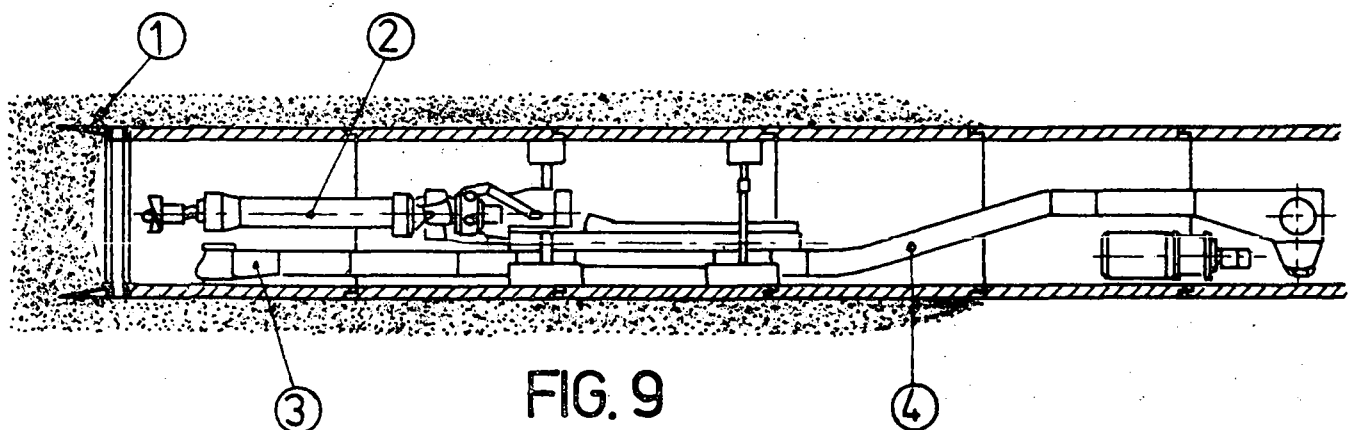


FIG. 9

1. Richtbare snijschoen – Trousse coupante réglable
2. Boormachine – Outil de coupe
3. Laadmachine – Chargeuse
4. Transportband – Bande transporteuse

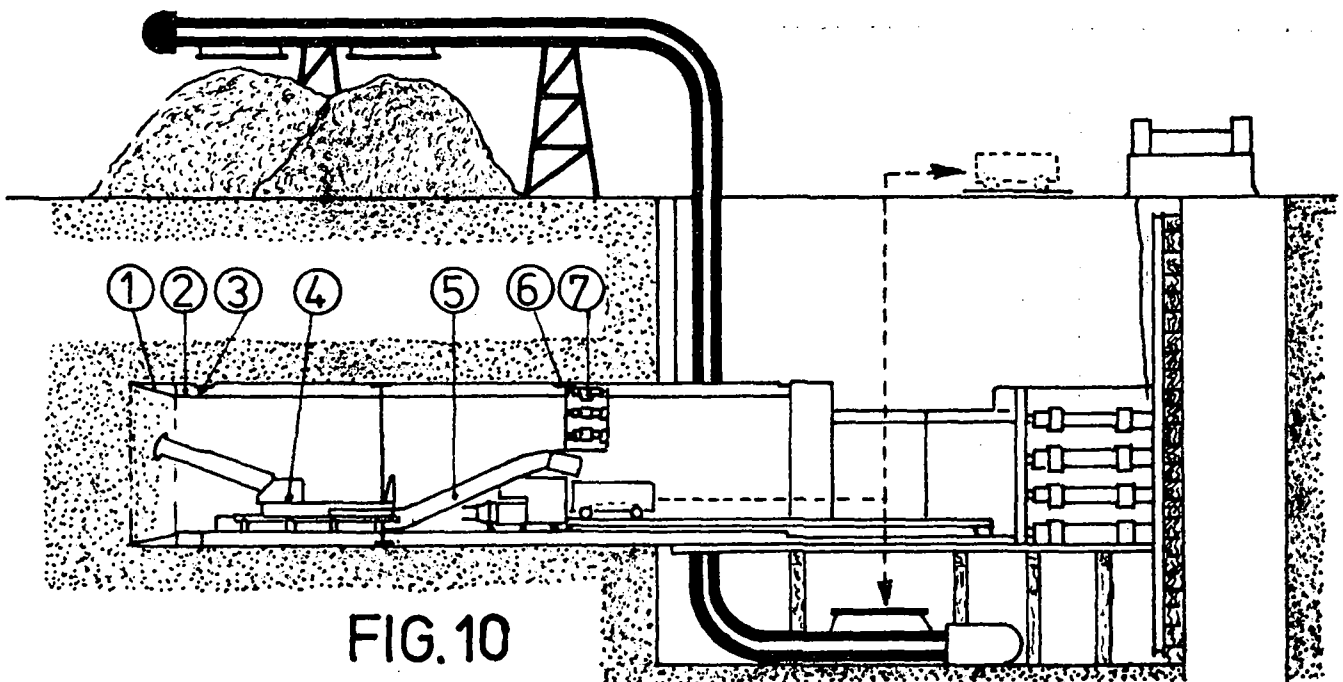


FIG. 10

REGELBARE SNIJSCHOEN

1. snijdende ring
2. hydraulische regelpersen
3. drukring

GRAAF-LAADMACHINE

4. graafmachine
5. laadmachine

TUSSENSTATION

6. metalen schild
7. hydraulische persen

TROUSSE COUPANTE REGLABLE

1. trousse coupante
2. vérins
3. collier de poussée

FRAISE-CHARGEUSE

4. outil de coupe
5. chargeuse

STATION INTERMEDIAIRE

6. enveloppe
7. vérins

Une machine du type "fraise-chargeuse" se trouve à l'intérieur du corps en béton et coupe et abat la terre entre les ailes tranchantes. Le transport vers l'arrière s'effectue par bande transporteuse.

Les voies ferrées sont soutenues durant l'avancement du corps préfabriqué, par un système de renforcement de voies, pièces de pont et longrines.

L'avantage de cette méthode à l'égard de la classique, consiste surtout dans le délai d'exécution restreint, la limitation de vitesse minimale des trains, et la continuation du trafic ferroviaire sans interruption.

Il résulte que cette technique est très intéressante pour la réalisation d'un passage à faible profondeur sous chemin de fer et même pour les routes où il suffirait de prévoir un tablier provisoire reposant sur les pièces de pont et longrines. Les fig. 12, 13 et 14 donnent une idée de la force et vitesse d'avancement ainsi que des déviations dans les deux plans.

Les systèmes précités sont à réaliser dans un terrain où la nappe aquifère fait défaut ou après rabattement de la nappe. Toutefois, il arrive que la nature du terrain est telle que la nappe ne se laisse pas rabattre et le recours à la congélation ou le travail en caisson s'impose.

Généraliser la congélation du sol ou le travail en caisson sous pression, même avec des perspectives

attractives, est dangereux par le fait du coût très élevé de ces systèmes.

5 Avantages des fonçages en grands diamètres

Un fonçage en grand diamètre nécessite inévitablement une plus grande dépense que le fonçage-forage en petit diamètre. Cet investissement est toutefois justifié par de multiples raisons.

Par son accessibilité et un équipement d'étagères, il est toujours possible, lors d'une extension future, d'utiliser la même gaine pour y poser des conduites supplémentaires.

Par son accessibilité, il est également possible de procéder à des réparations de vannes, conduites ou autres prestations de réparation.

Par son accessibilité, il est possible d'effectuer une surveillance régulière des canalisations et de procéder aux travaux d'entretien indispensables.

Le grand diamètre permet également, lors du fonçage, de réaliser une grande précision et une exécution selon les règles de l'art.

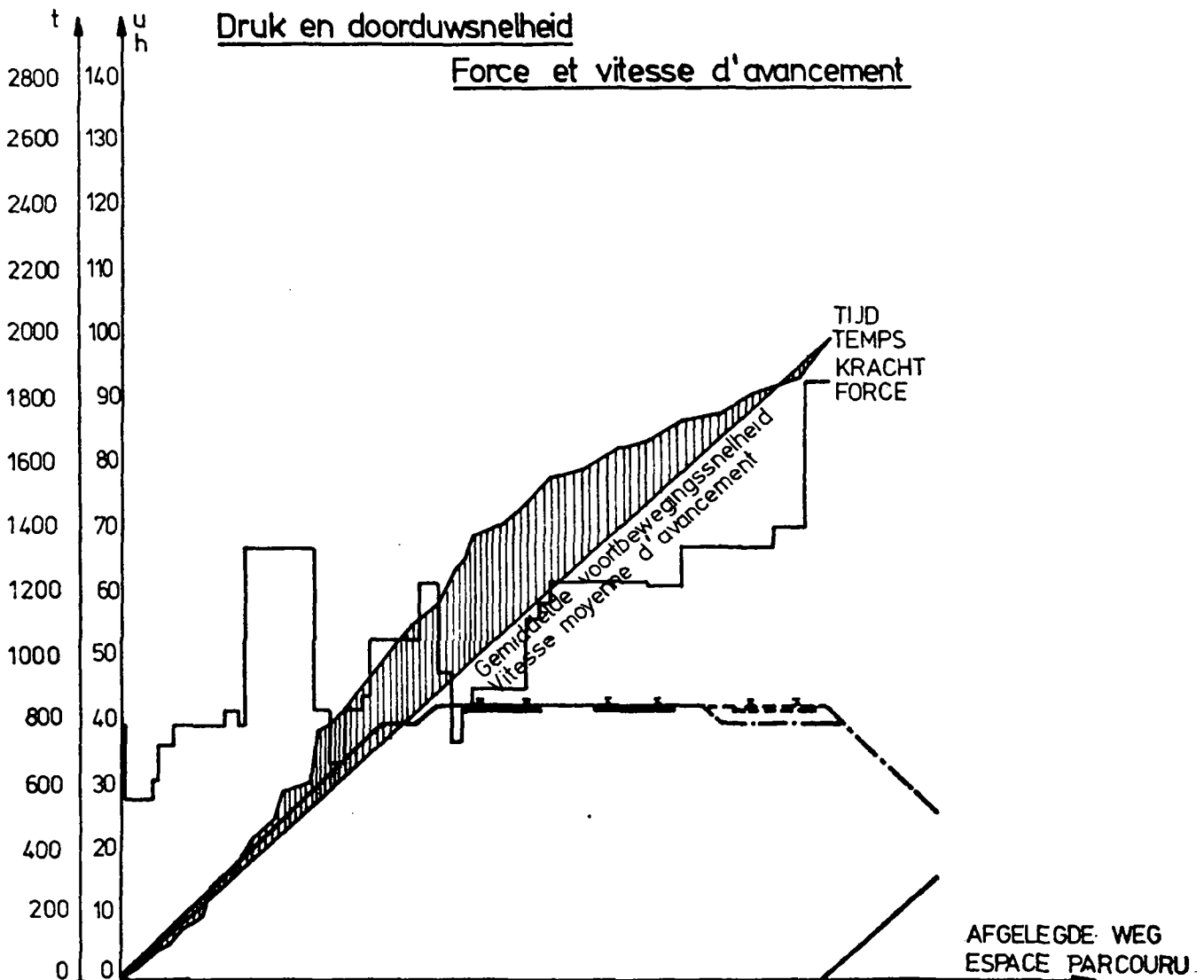
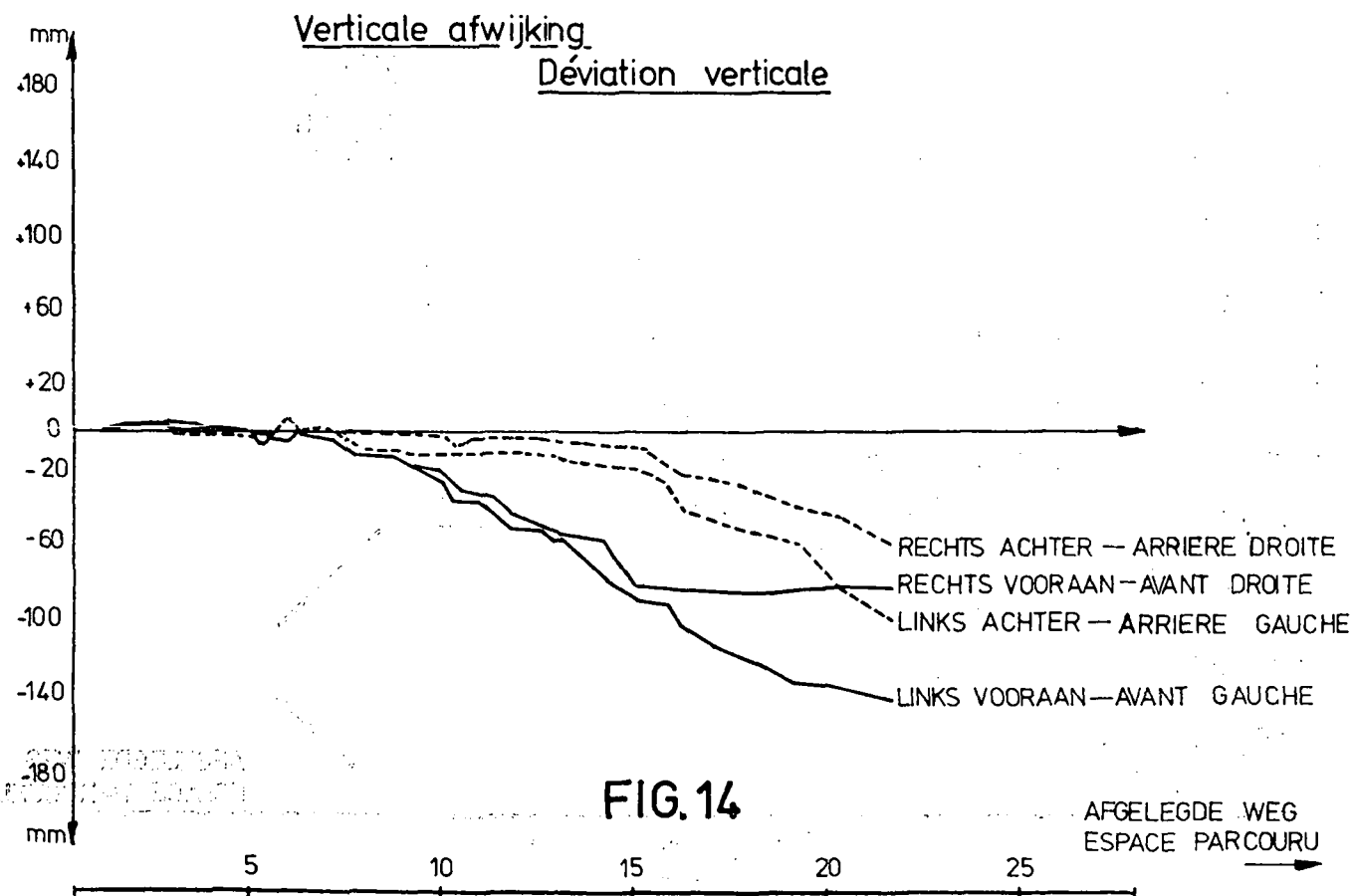
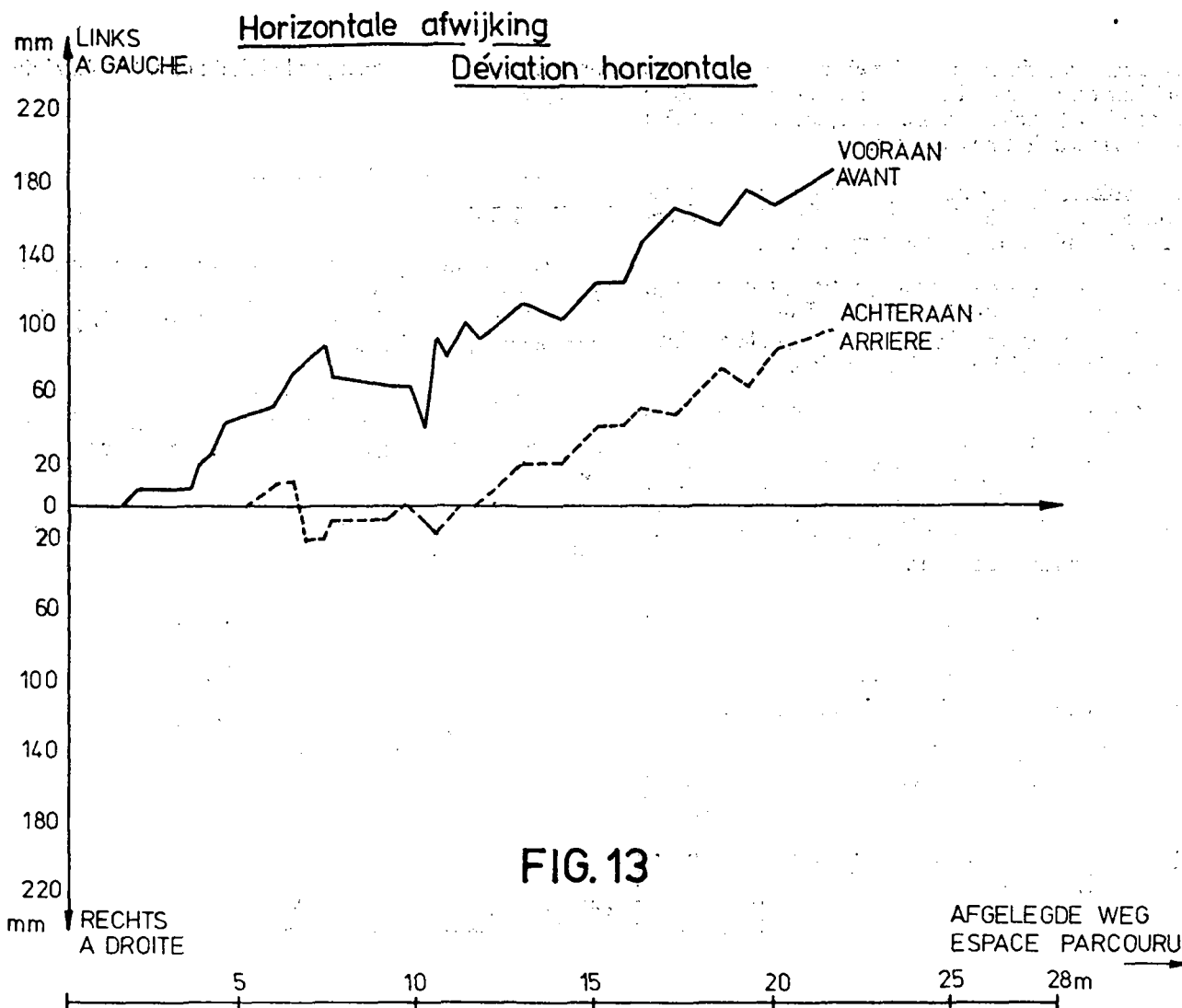


FIG.12



6 Justification économique d'un fonçage horizontal

Je compare ici le fonçage à l'égard de la méthode classique à ciel ouvert, et en supposant que la méthode la plus rationnelle a été adoptée.

Ce ne sont pas seulement les frais d'installation d'un chantier de fonçage qui sont élevés, mais également les matériaux à mettre en oeuvre qui doivent être appropriés et répondre à des exigences complémentaires.

Quoique le choix de la méthode d'exécution résulte de l'examen et de la comparaison des coûts relatifs aux deux méthodes, nous pouvons faire les conclusions suivantes :

des fonçages à faible profondeur et d'une petite longueur sont relativement coûteux au mètre linéaire;

des fonçages à grande profondeur et d'une grande longueur peuvent être plus économiques que la méthode classique, même en terrain vague, à condition d'utiliser un équipement de fonçage moderne et de haut rendement.

Je cite comme exemple le fonçage qui a été réalisé sous le canal à Ypres, d'une longueur de 80 m. en diamètre 1200 mm.

Avant d'opter pour la méthode de fonçage il a fallu une étude géotechnique approfondie.

Il s'agissait de réaliser des forages de reconnaissance, pour avoir la certitude concernant la nature et l'homogénéité du terrain, car il fallait un sol imperméable et l'équilibre hydrostatique assuré, surtout que ce fonçage devait être réalisé manuellement et que la vie des mineurs ne devait pas être mise en danger. Ayant trouvé une argile compacte et homogène, la décision a été prise d'exécuter le travail par la méthode précitée.

Il me semble superflu de vous faire un exposé savant pour vous démontrer que la technique choisie a été plus économique que la construction d'un siphon à trois mètres de profondeur sous le lit du canal.

Des fonçages à grande profondeur sous des voies ferrées sont manifestement plus économiques que la méthode classique nécessitant l'exécution d'un pont provisoire, de travaux d'étaonnages et de travaux aux voies ferrées avec des ralentissements du trafic ferroviaire.

Des fonçages à grande profondeur dans les grands centres sont pour la plupart des cas, autant économiquement que techniquement, seulement réalisables par la méthode de fonçage.

Il est évident qu'il s'agit de prendre toutes les précautions nécessaires pour éviter des tassements des couches supérieures du terrain, des bâtiments s'y trouvant, des revêtements routiers et de toutes sortes de canalisations que peuvent s'y trouver.

Enfin, j'estime de mon devoir d'attirer votre aimable attention sur le fait que les problèmes auxquels se posent, lors d'un fonçage, sont très complexes et que ce genre de travail appartient au domaine des firmes spécialisées.

The laying of large diameter tubes and conduits by the system of horizontal boring or driving

by C. Jamart S.A. S.M.E.T.

and Ir.E. De Rammelaere A.W.W.

Our cities are growing at an ever increasing rate. Our standard of living is constantly rising and the same is true for the consumption of water, gas, electricity and oil products. New cables and pipelines have to be laid. In many cases they cross roads, railway lines, motorways and even rivers.

Not so long ago shallow conduits and pipes were laid by the cut-and-cover method. These conduits might be circular, oval, square or rectangular in shape. The cut-and-cover method required special precautions, depending on the dimensions of the conduits, the depth at which they were laid, and the type and nature of the soil encountered.

The various methods and means used in the execution of this task were determined by the amount of traffic and the permissible period of interruption. But now it is unacceptable and indeed unthinkable to interrupt or to divert traffic from our big motorways and intersections, not to mention the railways, where the slightest speed restriction can cause considerable and expensive disruptions in services. The presence of innumerable underground cables and conduits makes the cut-and-cover laying of new pipes in large towns and cities extremely awkward, particularly when this work has to be carried out at great depth necessitating timbering and even lowering of the water table.

The aim of the technique of horizontal boring/driving is to avoid these inconveniences and to limit the disruption of economic and social life.

Obviously the costs of a thrust boring operation are relatively high but I would like to emphasise the word relative.

In fact, if we take into account the advantages obtained by the elimination of diversions, speed restrictions, extra operating costs, loss in working hours, extra energy consumption, cost of signposting and so on, we may finally reach the conclusion that the thrust boring method is more logical, cheaper and more economical for society than the conventional cut-and-cover system.

We propose now to describe the various thrust boring methods.

1. Thrust boring of a duct or pipe with simultaneous evacuation of the soil by mechanical methods

This method is particularly suitable for tubes of a diameter of less than 900 mm. Figure 1 (see the French text for all diagrams) shows the general layout of a

typical thrust boring installation in which the drilling unit is pushed together with the tube by the thrust device.

Two hydraulic rams built into the drilling unit, which develop the thrust force, drive the tube forward by pushing against a cross-piece on the guide frame.

An adjustable-speed hydromechanical motor simultaneously rotates the head tool which breaks up the earth, and the augers which remove the spoil. The tube has a cutting edge, the purpose of which will be explained later. The distance between the drilling unit and the thrust collar is adjustable so that the head tool can be set accurately in relation to the cutting edge, whether in front of it or behind.

A given thrust force, necessary to drive in the tube, naturally corresponds to each position of the head tool. The further forward the tool the less the thrust force, but the greater the danger of causing crumbling, particularly in loose earth. It is therefore both desirable and advisable to have the head tool back from the cutting edge, especially as this position also reduces the risks of making the bore deviate from its proper and intended direction.

In thrust boring, the hydraulic rams transmit the reverse thrust through the guide frame, to the back stop of the excavation in which work is going on.

The guide frame must obviously be strong enough to withstand the stress produced by this reverse thrust, especially as the area of the back stop must be such that the unit pressure resulting from the reverse thrust does not exceed the load bearing capacity of the natural soil situated behind this back stop.

The hydraulic unit which drives the hydromechanical motor and the rams can be fitted with a diesel, petrol or electric motor.

The length of thrust boring that can be carried out depends on the geological characteristics encountered in the earth, and on the diameter, roughness and tolerances of the tube to be driven. All these are factors which affect friction resistance, which can be reduced by injecting a lubricant such as oil, bentonite or other similar substances and by using a cutting edge of a diameter equal to that of the tube plus its tolerances.

Considering now the degree of accuracy which can be obtained by this method, even when all necessary precautions are taken to position a thrust boring installation correctly, the bore axis often deviates substantially from the desired line.

These deviations increase with the length of the bore.

The permissible tolerances are between 0.5% and 0.8% of the length.

Where drilling is to be carried out in poor soil, I consider these values to be insufficient and they should unquestionably be increased. Test bores should be undertaken before work is started. Sudden changes in the composition of the soil, pockets of water, on which the lowering of the water-table has little or no effect are often factors which cause marked deviations.

Generally, the deviation is detected when the thrust boring is finished. Whilst it is possible to take measurements continually while the work is in progress by means of an electric inclinometer or by using other methods, corrections cannot be made during the execution of the work, with the installation and method of execution described.

2. Thrust boring of a pipe with simultaneous evacuation of the soil by hydraulic methods

We are already familiar with various processes and devices for driving pipes into the ground. However, in the case of saturated ground where lowering of the water table is not possible, other techniques are required.

The general principle of this drilling technique consists of loosening the earth at the thrust head by hydraulic means and removing the spoil in the same manner through a central pipe situated inside the sleeve.

The application of this general principle is the result of an invention patented by a German engineer, Mr. Baser, and illustrated in Fig. 2 (see French text). This patent concerns a thrust head designed to drive a pipe through the ground by means of a sweeping device fitted with nozzles for pressurised water and a spoil evacuation conduit running along the inside of the pipe.

This thrust head comprises a rear part which can be fixed to the front end of the pipe and a front part which can pivot to a limited extent in all directions, relative to the rear part. In addition, the two parts of the head are linked together by drive systems. The drive systems are constituted by hydraulic presses, the pistons and cylinders of which are connected to the front and rear part of the head respectively.

The thrust head is fitted with a lining-up device for monitoring the direction of the thrust and the level of the head; this is linked to an electric indicator located at the control point.

It is interesting to see how this invention is used in practice in thrust boring and Fig. 3 provides an illustration of this. This installation is mounted in a timbered excavation and comprises hydraulic rams fitted with back stops, a hydraulic jaw acting on the outer surface of the pipes and an adjustable remote-controlled thrust head welded onto the column of tubes. The installation also includes an open flushing circuit with a clarifier which feeds the nozzles and the ejector. The sleeves are pre-welded into a column, resting on rollers and containing the conduits and cables necessary for the proper working and the control of the Baser system.

The positions of the thrust head are recorded at the control point where, in addition, the necessary

controls and corrections are made in order to keep the bore on line.

A thixotropic fluid is injected through the orifices in the circular chamber in order to lubricate the conduit and protect it from rust.

It is doubtful whether the conduit would be completely covered by an anti-corrosive film and one even wonders whether it would not be advisable to use pipes of reinforced polyester, or of steel with an epoxy resin or similar coating.

The Baser process is very ingenious but cannot be applied without risk. If an obstacle is encountered the valuable thrust head is lost, together with the length of column already sunk.

Moreover, we have found that the system is unsuitable for working in compact clay such as Boom clay in which some unsuccessful trials were carried out. It was impossible to break down the compact clay with the jets of water from the nozzles, even at a pressure of 50 atmospheres, and the trial was a failure.

There are, of course, other systems, but these are not worth discussing, either because they are still in the test stage, or because they have not performed satisfactorily. This discussion of thrust boring with simultaneous evacuation of earth by mechanical or hydraulic means, leads to the following conclusions: The length of a thrust bore, i.e. for a diameter less than 900 mm, is limited by:

- a. mechanical factors,
- b. the degree of accuracy required.

—The torque developed by the hydraulic, mechanical or electric motor is insufficient to drive the augers beyond this length,

—The moment of resistance of the augers is insufficient to resist stress from torsion and breaks continually occur at the joints.

—A fixed and inaccessible cutting edge rules out even the slightest correction of the inevitable deviations which arise primarily from:

the tolerances on the pipes,
the heterogeneous nature of the soil,
the variable water content of the soil,
the rotation of the head tool.

As regards the tolerances of the pipes, it is enough to emphasise that the deflection can be as high as 3 mm per metre, that external or internal diameters can vary from 1%-2% and that the thickness tolerances go from 10-29%.

A heterogeneous soil or even a homogeneous soil with any obstacle or with layers of varying compactness can also influence the accuracy of a bore. A mere variation in water content, or a pocket of water can cause the pipe to deviate from its proper direction. By virtue of its rotation, the head tool, with a diameter less than that of the tube, moves out of position and gives an eccentric cutting area in relation to the area circumscribed by the cutting edge. Consequently, the pipe deviates in the direction opposite to the displacement of the tool head. The combination of all these phenomena can give rise to considerable deviations and even to a poor bore.

The deviation is not a linear but a parabolic function of the length, and the only way to limit these deviations is to limit the length.

Deviations of the order of 1% of the length must be considered normal and even as a success. This does not mean that the perfect bore never occurs, but if it does it is by chance, a piece of luck.

We also advise that a connecting section be left, large enough to solve the problem of deviation. We would particularly like to draw your attention to the fact that in order to obtain a high degree of accuracy it is necessary to use a large diameter conduit driven by the thrust boring method with the facility of making corrections by means of an adjustable, accessible cutting edge.

3. Sinking of a duct or pipe with simultaneous evacuation of the soil by manual means

This system is more suitable for diameters in excess of 800 mm. By examining the sketch of such an installation (see Fig. 4) we can see that it is similar to the previous one, but without the hydraulic motor, the augers and the head tool. Ducts or tubes can also be driven by means of a series of rams.

The first pipe is fitted with a cutting edge to reduce the resistance to driving. For large diameters and where the soil has little cohesion, it is sometimes necessary to fit the cutting edge with horizontal compartments or stagings in order to maintain the balance of the work face. The miner digs at the face with an ordinary or pneumatic shovel, depending on the nature of the soil, and loads the spoil into a tip truck which removes the excavated material towards the shaft where the crane takes over and tips it either on to a spoil heap or into lorries. It is possible to carry out preliminary digging in advance of the cutting edge over a short distance, if the circumstances are such that there is no risk of the work face collapsing. However, it is generally agreed that this distance may not exceed the diameter of the pipe, as this method could cause the layers of earth above to subside, not to mention the risk to the miner. Once the spoil is removed, the rams thrust the cutting edge up against the new face and the "digging" operation begins once more.

This method permits accurate working. Optical measurements can be taken followed by the appropriate corrections. If, for instance, a pipe deviates too far in a particular direction, it is only necessary to dig more deeply in the diametrically opposed direction, in order to bring the pipe back to its proper direction.

A soil with high moisture content or low resistance often causes the pipe to drop. In this case, a metal plate is placed around part of the outside of the pipe, rising under it and making it follow the slope of the plate.

These corrections can also be made using a more modern method which uses an adjustable cutting edge. Fig. 5 shows a tool of this type which is made up of a fixed rear part attached to the front part of the first pipe. The front part of the tool is movable and controlled by four small rams protected from the surrounding soil by a casing. Obviously a high degree of accuracy makes for a more expensive operation than a low degree of accuracy.

We suggest that the following values are acceptable for deviation in the horizontal and vertical planes:

$d = 0.3$ to 0.5% of the length for dry soil

$d = 0.3$ to 0.8% of the length for damp soil with low resistance.

Certain organisations suggest as a value the following:

$d = L \times 0.2$ or 0.3
 $L =$ length in centimetres.

Corrections can result in subsidence caused by the cavities left by the making of these corrections. These cavities must therefore be kept to a minimum by making continuous corrections. It might also be necessary to pressure grout the cavities after the completion of the bore.

Booster units

In the case of long lengths of thrust tubes, friction resistance becomes so high that the pipes cease to resist and may break, or the back stop becomes inadequate or the rams are incapable of developing the necessary thrust force. Thus the friction resistance must be reduced either by lubricating the external surface of the pipe or by insertion in sections using booster units, or by combining the two solutions. The usual lubricant is Bentonite, which considerably reduces friction resistance, as shown in Fig. 6.

The bentonite is applied by injection and it covers the external surface with a film thus eliminating direct contact between the duct or tube and the soil. However, if the necessary force is still too high, a number of booster units must be used. Fig. 7 shows the design of a booster unit. A steel plate casing is inserted between two tubes and overlaps their extremities. The casing is fitted with a fixed welded ring and a movable compression ring. Between these rings are fixed the hydraulic rams allowing a travel of ± 300 mm and each supplying a thrust of up to ± 70 tonnes.

Depending on the lengths to be sunk, it may be necessary to use several booster units as illustrated in Fig. 8.

The length of the columns is a function of the nature of the soil, i.e. the friction.

Once the insertion of the conduit is completed, the hydraulic rams and the rings of the booster units are removed in order to make the tube joints watertight. The steel plate casing remains in place and so is permanent.

This method of operation is used for diameters greater than 1,200 mm.

4. Driving a duct or pipe with simultaneous evacuation of the earth by mechanical means

This procedure is used for tubes of a diameter greater than 1.40 m. The general arrangement of the previous case is retained but since friction resistance increases in direct proportion to the diameter of the tube, the use of a booster unit will be necessary sooner than in the previous case.

On the other hand the walls of thicker tubes can take greater stresses.

Generally speaking there are two types of machines which both cut and evacuate material:

1. *The cutter loader* comprising:—a cutting tool, either an auger (see Fig. 9) or a cutter adjustable in the vertical and horizontal planes. This tool is mounted on a cutting arm, with central conveyors, and it can pivot independently of the cutting arm in both planes.

The cutting tool loosens the earth by means of a spherical motion.

2. *The shield drill* is designed for digging and boring in hard, or soft and consistent earth for diameters of two to three metres. The cutting head is fitted with roll picks or cutting knives and is guided in a shield. The type of knife chosen depends on soil conditions. The earth dislodged by the rotating movement of the cutting head is carried away by buckets and deposited at the rear end of the cutting head on a fishplate-chain-conveyor.

Subsequent removal of the spoil from the two above-mentioned machines can be carried out either by conveyor belt or by truck. However, the removal of spoil should be continuous and the use of a hopper acting as a reservoir is essential if trucks are used for spoil removal.

Corrections can be made continuously as in the case with boring by manual cutting. The risks of subsidence due to corrections are no less than in the preceding case. In fact, the mechanical pressures on the pipes, the cutting edge and the shield cause vibrations which bring about a certain amount of subsidence, quite apart from the vibration caused by the cutting machine.

It should be noted that despite its higher output, the use of a shield drilling machine is only cost-effective for bores of substantial length.

In fact, the shield drill can only be used for a set diameter. On the other hand, the cutter loader is more universal since the same machine can be used for different diameters.

My account so far has concerned itself with the driving of circular sections but it is nevertheless interesting to draw attention to the technique for the driving of a square or rectangular section. A distinction should be made between driving a body situated at great depth and consequently having a thick cover, and driving a body situated at a shallow depth, i.e., with shallow cover. The first case poses no special problems and its execution is handled in the same way as for circular sections.

Obviously, the cutting edge should be adapted in shape to the section, whether square or rectangular, the same applying to the booster unit, if used.

The second case has been studied by a group of German engineers specifically for crossing railway lines and is called the "EMKA METHOD" (see Fig. 11). A reinforced concrete body fitted with cutting blades or shields is prefabricated beside the tracks. The bore is carried out by hydraulic rams which thrust against a back stop made up of sheet piles and baulks.

A machine of the "cutter loader" type is located within the concrete body; it excavates the earth with its cutting blades and the spoil is carried to the rear by means of a conveyor belt.

The tracks are supported during the progress of the prefabricated body by a system of track reinforcement bridge members and pile caps.

The advantage of this method as compared with the classic one is mainly in the short time required for its execution, the minimal restriction on the speed of trains, and the uninterrupted passage of rail traffic.

This technique is therefore very interesting for the construction of a crossing beneath a railway line, even for lines where it would be sufficient to fit a temporary canopy resting on the bridge members and pile caps. Figs. 12, 13 and 14 give an idea of the force and speed of progress as well as the deviations in both planes.

The above-mentioned systems are for use in soil either naturally above the water table or where it has been lowered artificially. However, the nature of the soil may be such that the water table cannot be lowered; such cases may require either freezing or caisson work. The general use of methods of freezing or pressurised caisson work is not advised, despite their attractions, because these systems are extremely expensive.

5. Advantages of large diameter boring

Large diameter boring inevitably involves greater expense than small diameter boring. However, this investment is justified, for a number of reasons.

Because of its accessibility and its off-the-shelf equipment it is always possible in the event of an extension in the future to use the same duct to lay additional conduits.

—Because of its accessibility it is possible to carry out repairs on sluices, conduits or other repair work.

—Because of its accessibility, it is possible to make regular checks on the cables and conduits and to carry out essential maintenance work.

—The large diameter also allows a high degree of accuracy in drilling and execution in accordance with the best practice.

6. Economic justification of horizontal boring

Here I would like to compare boring with the classic cut-and-cover method and assume that the most logical method has been adopted.

Not only are the costs of the installation of a boring site very high, but so are those of the materials needed for the job; they must be appropriate and respond to further, additional demands.

Although the choice of the method of execution would result from the examination and comparison of the relative costs of the two methods, we can draw the following conclusions:

—short shallow bores are relatively expensive per metre;

—deep long bores can be more economic than the classical method, even on waste ground, if modern high performance drilling equipment is used. As an example I would like to mention a bore which was carried out recently underneath the canal at Ypres, 80 metres long with a diameter of 1,200 mm. Before the drilling method was selected it was necessary to undertake an in-depth geotechnical survey.

Test bores had to be made to be certain of the nature of the ground and its homogeneity, since an impermeable soil and a guaranteed hydrostatic equilibrium were necessary, especially as this bore was to be carried out manually and the lives of the miners could not be risked. Compact homogeneous clay was found and so the decision was taken to carry out the work by the above mentioned method.

I hardly need to deliver a learned paper to demonstrate to you that the technique chosen was more economical than the construction of a syphon three

metres below the canal bed.

—Deep boring under railway lines is manifestly more economical than the classical method requiring the construction of a temporary bridge, shoring-up work, work on the track and delays to rail traffic.

—For both technical and economic reasons deep boring in large towns can in the majority of cases only be achieved by the thrust boring method.

Obviously, all necessary precautions must be taken to avoid subsidence of all upper soil layers, any buildings constructed on them, road surfaces and all kinds of pipes and cables.

Finally, I consider it my duty to draw your attention to the fact that the problems which arise in a bore are very complex and that this type of work is an area for specialist companies.

Special features of water supply structures in regions of high seismic activity—Japan

by Yasuhiko Kobayashi

Planning Division, Water Supply and Environmental Department, Environmental Health Bureau, Ministry of Health and Welfare, Japan

Introduction

Japan, which is located in a region of the highest seismic activity on the earth, has had a number of experiences of earthquakes and the resulting damage to water supply facilities. In addition to the Great Earthquake of 1923, our country has suffered great disasters from earthquakes in Niigata and Tokachi-oki as recently as the last twenty years. The Great Earthquake of 1923 caused serious damage to the Kanto District (mainly Tokyo and Yokohama) in particular. Since then, major structures such as civil engineering and construction works, including water supply facilities, have been designed using earthquake-proof construction methods. The effects of this can be seen in those structural standards which are provided for in laws and ordinances and in standards which have been established by the associations concerned.

The Japan Water Works Association (JWWA) brought together knowledge in the academic circles of water supply and seismology and used all the valuable experience of actual seismic impacts available in drawing up the paper, "Earthquake-Proof Measures for a Water Supply System" in 1953. This was followed by the establishment of "Design Criterion for Water Works Facilities" in 1955. Since then, water supply facilities in our country have been designed in conformity with the above-mentioned Measures and Criteria. Thus, the present water supply facilities in Japan could be considered to have been improved in terms of their resistance to earthquakes to some extent. Subsequently the two norms mentioned above were revised in 1966 to incorporate experiences gained from an earthquake in Niigata in 1964.

Thanks to applying the results of past experience, and rapid progress in technology, the amount of damage to water supply facilities has been greatly reduced in recent great earthquakes, in which pipelines and distributing networks have suffered the main damage. It is absolutely necessary, however, for us to continue to study protective measures for great earthquakes. Furthermore it is important for us to develop materials and construction methods with higher resistance to earthquakes, and to construct water distribution control systems and facilities in anticipation of great earthquakes. For example a water supply system and special clear water reservoir of strong earthquake-proof construction should be provided for common use for when a great earthquake takes place, water distribution tanks should be placed in emergency water supply bases. etc.

1 A review and analysis of known damage to water supply systems and structures caused by earthquakes

1.1 Pattern of damage

The Japanese Government has been carrying out an investigation into measures to be used for great earthquakes. Part of this has been a review and analysis, by the Ministry of Health and Welfare in charge of water supply administration, of the patterns of past earthquake damage to water supply systems in our country.

Earthquakes which caused major devastation in the past are shown in Table-1 below. This is followed by more detailed comments on the effects on water supply systems.

The Kanto Earthquake (1923) was of great energy and had an epicenter near Tokyo and Yokohama. Considerable damage to water supply facilities resulted from it. Most of the structures in those days were of masonry, brick, plain concrete, and the damage was rather slight on firm ground, while structures on weak ground were almost completely destroyed. All the pipes in the distribution system were of cast iron with spigot and socket caulked lead joints, most of which suffered varying degrees of leakage through damage caused by displacement.

The earthquakes in Tottori (1943) and Nankai (1946) also caused damage. Data about damage to water supply facilities from these two earthquakes is scarce since they occurred during and immediately after World War II.

The Fukui Earthquake (1948) was not so large in magnitude but caused considerable damage in a limited area due to the inland epicenter. The distribution system was seriously damaged owing to the weakness of the ground in which it was located.

The Niigata Earthquake (1964) caused little damage to the three purification plants in Niigata City, which are built on firm ground. Of the 470 km. of the distribution system, which was mostly located in weak ground, approximately 68% was damaged. The relief work following the natural disaster in Niigata took three years to complete.

The Tokachi-oki Earthquake (1968) caused damage to water supply facilities over a very wide area, including cracks in concrete structures and breakages of pipelines.

TABLE-1 EARTHQUAKES ACCOMPANIED BY GREAT DISASTERS

Name of Earthquake	Date	Magnitude	Area Affected	Damage	Damage to Water Supply System
Kanto Earthquake	Sep. 1, 1923	7.9	Southern District of the Kanto Plains	Killed: 99,331 Lost: 43,476 Wounded: 103,733 Houses destroyed: 128,266 Houses partially destroyed: 126,233 Houses burnt down: 477,128	A great deal of damage to structures and pipelines. (Tokyo and Yokohama)
Tottori Earthquake	Sep. 10, 1943	7.4	30 km. E.—W. and 12 km. N.—S. of Tottori City	Killed: 1,083 Seriously Wounded: 6,153 Houses destroyed: 7,458 Houses partially destroyed: 6,153	The amount of intake water (groundwater) was reduced in addition to damage to pipelines. (Tottori City and districts)
Nankai Earthquake	Dec. 21, 1946	8.1	Western districts of Japan	Killed: 1,330 Lost: 102 Houses destroyed: 11,591 Houses partially destroyed: 23,487 Houses washed away: 1,451 Houses burnt down: 2,598	
Fukui Earthquake	Jun. 28, 1948	7.3	Mainly northern plains along the Kuzuryu-gawa River basin including northern districts of Fukui Pref. and south-eastern area of Ishikawa Pref.	Killed: 3,895 Houses destroyed: 35,420 Houses partially destroyed: 11,449 Houses burnt down: 3,691	Damage to structures and pipelines, with the latter seriously damaged. (Fukui City and districts)
Niigata Earthquake	Jun. 16, 1964	7.5	Approx. 600 km centred around Niigata	Killed: 25 Lost: 13 Wounded: 386 Houses destroyed: 1,087 Houses partially destroyed: 7,456 Houses burnt down: 357	No damage so large as to have structures deprived of functions but serious to pipelines (Niigata and districts)
Tokachi-oki Earthquake	May 16, 1968	7.9	Cities of Tomakomai, Sapporo, Hakodate, Aomori, Hachinohe and Morioka	Killed: 40 Lost: 8 Wounded: 114 Houses totally and partially destroyed: 1,141 Houses totally and partially burnt down: 19	Little damage to structures, but serious to pipelines (Aomori City, Hachinohe City and others)

1.2 Analysis of damage

A general review of recent earthquake damage to water supply systems is summarized in Table-2 below.

TABLE-2 RELATION BETWEEN MAGNITUDE AND DAMAGE

Seismic Intensity	Pattern of Damage
III or less	No damage to water supply systems
IV	Leakage in pipe joints
V	Breakage of pipeline and cracks in reinforced concrete structures on weak ground
VI or more	Destruction of structures on firm ground

TABLE-3 THE JAPAN METEOROLOGICAL AGENCY'S INTENSITY SCALE OF EARTHQUAKE

Rating Number	Intensity	Descriptive Remarks	Seismic Acceleration Spced: gall. (cm/sec ²)
0	No Feeling	Shocks too weak to be felt by humans and registered only by seismographs.	0.8 or less
I	Slight	Extremely feeble shocks only felt by persons at rest or by experienced observers	0.8 - 2.5
II	Weak	Shocks felt by most persons, slight shaking of doors and Japanese latticed sliding doors (Shoji).	2.5 - 8.0
III	Rather Strong	Slight shaking of houses and buildings, rattling of doors and Japanese latticed sliding doors (Shoji), swinging of hanging objects like electric lamps, movement of liquids in vessels.	8.0 - 25
IV	Strong	Strong shaking of houses and buildings, overturning of unstable objects, spilling of liquids out of vessels.	25 - 80
V	Very Strong	Cracks in walls, overturning of gravestones, stone lanterns, etc., damage to chimneys and mud-and-plaster warehouses.	80 - 250
VI	Disastrous	Demolition of up to 30% of houses, landslips, fissures in the ground etc.	250 - 400
VII	Very Disastrous	Demolition of more than 30% of houses, major landslips, large fissures in the ground, faults.	400 or more

Summarized below is the damage to water supply facilities commonly caused by earthquakes in the Kanto Districts, Niigata, Fukui and Tokachi-oki.

1.2.1 Pipe lines and conduits

(1) Ground and Geographical Configuration

- (a) The weaker the ground, the more serious the damage to pipes.

- (b) Pipes on elevated ground are only slightly damaged.
- (c) Pipes buried in peat, bog made-up ground, topsoil, reclaimed land, etc., are seriously damaged.
- (d) The greatest number of troubles occur in pipes placed on borders of strata (e.g. between diluvium and alluvial cone, between filled ground and natural ground, etc.).
- (e) A great number of problems occur in pipes placed in ground with a varying configuration (e.g. slope, uneven surface, etc.).

(2) Underground Water Level

- (a) Damage is greater and more serious in weak ground, where a stratum is thick, the underground water level is high and the drainage is bad; damage is in proportion to the seismic intensity.
- (b) When the soil is sandy and the underground water level is high, many problems occur such as floating up of buried pipes or displacement of joints, caused by liquefaction of the sand.

(3) Depth of Pipes

- (a) The smaller the depth at which the pipe is laid the greater the damage.
- (b) On weak ground or where liquefaction takes place, damage is serious, regardless of the laying depth.

(4) Direction

As for the effect of the relationship between the pipeline direction and the main quaking directions of earthquakes, the damage caused by the Fukui Earthquake was greater in those pipelines which were parallel to the quaking direction, while earthquakes in the Kanto Districts and Tokachi-oki caused more damage in those pipelines at right angles to the quaking directions. These phenomena, however, could not be considered a general tendency, because damage depends upon epicenter, geological structure and configuration and seismic intensity.

(5) Materials and Joints of Pipes

- (a) **Centrifugally Spun Reinforced Concrete Pipe**
Many cracks and breakages occur in both pipe bodies and collar joints (mortar compound).
- (b) **Cast Iron Pipe**
- (i) The following is the tendency to damage of cast iron pipes:—
in large-bore pipe (400 mm dia. or more approx.) cracks which are parallel to the pipe axis develop; with small-bore pipe (350 mm dia. or less approx.) breakage is in a circumferential direction.
- (ii) Specials (T-shaped, Cross-shaped, etc.) are liable to be damaged, mainly body sheared; bends tend to be displaced, and valve bodies broken.
- (c) **Steel Pipe**
- (i) **Arc-welded Pipe:** Field welded joints are fractured and severed particularly at points where workmanship is poor. There are some instances where buckling occurs in pipe bodies.
- (ii) **Welded Steel Pipe, Galvanized Steel Pipe:** Screw-bonded portions are damaged.
- (iii) **Dresser type expansion joint:** Joints are displaced.
- (d) **Asbestos Cement Pipe**
Some severance of joints occurs but most of the troubles in small-bore pipes are breakages of pipe bodies.

- (e) P.V.C. Pipe
There are few problems with pipe bodies but bonded portions, tees and elbows are frequently severed.
- (f) Lead Pipe
There is little damage to pipe bodies but most of the problems are caused by removal of bonded portions.
- (g) Damage is conspicuous at the junctions of different materials in pipelines, such as between prestressed concrete pipe and steel pipe, whose hardness and weight are different.
- (h) Joints
 - (i) Spigot and Socket Joint: Lead is displaced and joints are frequently parted.
 - (ii) Mechanical Joint: Joints are frequently displaced.
 - (iii) Flange Joint: Breakage is often caused by fracture of bolts and flanges.
 - (iv) Breakage due to corrosion of bolts is conspicuous.
- (6) Areas of Most Frequent Damage
 - (a) Breakages at nodal points in distribution systems.
 - (b) Displacement and breakage of rising portions of pipes (Water pipe bridge, bridge-suspended pipes near abutments, both edges of inverted siphons, etc.).
 - (c) Severance at the face of a structure (e.g. wall-penetrating portions of reservoir inlet and outlet pipes).
 - (d) Breakage of specials.
 - (e) Breakage of ground-level type fire hydrant and of underground type fire hydrant due to displacement of its protection block.
 - (f) Cracking of pipes and breakage of flanges of piping around pumps (when bonded tight only, such as flange joints, etc.).
 - (g) Breakage of ferrules (More frequent in A-type [90°] than B-type [60°]) and of stop cocks.
 - (h) Breakage of water pipes caused by displacement due to settling of buildings.
 - (i) Burning-out of lead pipes due to fire in buildings.

1.2.2 Structures

- (1) Damage, if any, is rather slight, when firm ground is selected for reinforced concrete structures (sedimentation basin, filter basin, distributing reservoir, etc.) and buildings (pump station, etc.) for purification and distribution facilities when these are designed and constructed with due regard to earthquake proof measures.
- (2) A considerable amount of water leakage occurred in those masonry or brick structures which had been constructed before the Great Earthquake of 1923.
- (3) The relationship between damage and the conditions of ground and underground water level is similar to that for buried pipelines detailed in Section 1.2.1.

1.2.3 Electrical Machinery and Equipment

- (1) The electric power service is instantaneously cut off when an earthquake occurs.
- (2) Damage will be slight in pumps, direct drive motors, submerged motor pumps, generators,

instrumental equipment, and chlorination equipment, provided, however, that there is no defect in their foundation and buildings.

2 Recommendations on Types and Methods of Construction of Water Supply Structures in Regions of High Seismic Activity

2.1 Design Requirements

In Japan the water supply facilities ranging from the water source to the distribution reservoir (or to the distributing system in a big city) are designed to have sufficient strength to resist earthquakes. For distribution networks which have not been routed with earthquake protection in mind, it is generally accepted that such networks may inevitably suffer damage to some extent. However, various steps are taken to confine the secondary earthquake damage to a minimum, as well as providing proper facilities for the earlier detection and repair of the damaged sections. Greater efforts are made for the arrangement of facilities, the number of reservoirs and the routes of pipelines for reciprocal use.

(1) Earthquake Load

When considering forces due to earthquakes, water supply facilities are designed on the assumption that forces obtained multiplying the dead load and live load by the design seismic coefficient would have horizontal movement and be analysed statically.

Recently there have been cases where the vertical seismic coefficient and dynamic methods of analysis are taken into consideration for design. Although these cases are increasing, they are still in the process of further development.

The design seismic coefficient is obtained by multiplying the standard seismic coefficient by a factor. The standard seismic coefficient for a region must be determined within the values based on the probability of occurrence of earthquakes in 75 years, taking into consideration topographical and geographical features of the region concerned. These values usually lie between 0.05 and 0.5. Factors are determined on the basis of Table-4 in accordance with ground conditions and types of facilities. The seismic coefficient for design shall be taken as 0.1 wherever the value obtained is less than 0.1, and as 0.3 wherever more than 0.3. However, the seismic coefficient for design shall be taken as 0.4 and more for tower-shaped structures and pipe beam bridges.

TABLE-4 FACTOR FOR GROUND CONDITIONS AND TYPES OF FACILITIES

Ground	Water Purification Plants and Open Channels	Towers and Pipe Beam Bridges	Buried Pipes
Rock-bed and Hard Gravel	0.4	0.5	0.7
Diluvium	0.7	0.7	0.7
Alluvium	1	1	1
Soft Ground	2	2	2

The seismic coefficients actually used for design lie between 0.1 and 0.4. Take, for example, Tokyo

where structures are designed taking into consideration the following seismic coefficients and methods:—

TABLE-5 SEISMIC COEFFICIENT AND DESIGN METHODS APPLIED IN TOKYO

Facilities	Seismic Coefficient	Methods
Reservoir	horizontal: 0.12 vertical: 0.06	
Purification	0.2	
Tower-shape Structures	0.3 - 0.4	Dynamic Methods of Analysis
Pipe beam bridges and Aqueduct bridges	0.3 - 0.4	
Pipelines		Dynamic Water Pressure due to Earthquakes

(2) Water pressure during earthquakes

Increase of water pressure against reservoir walls, caused by the earthquake, shall be calculated using the following equation.

$$P = \frac{7}{8} KW \sqrt{HY}$$

Where P: increase of water pressure due to earthquake (kg/m²)

K: horizontal seismic coefficient

W: unit weight of water (kg/m³)

H: water depth (metres)

Y: depth of water at point of application of P (metres)

Meanwhile, the water pressure can also be calculated statically on the assumption that the water surface rises up to the following height 'h' above the planned high water level during earthquakes.

$$h = 2K^2 H \text{ (metres)}$$

(3) Permissible stress during earthquakes

The permissible stress in concrete, reinforced concrete and metal structures during earthquakes shall be greater by 1.5 times normal permissible stresses. The permissible stresses in the ground shall be 1.5 times for a rock-bed ground, but the bearing capacity of diluvium, alluvium and foundation piles shall be taken as equivalent to that normally allowed.

2.2 Materials for and the design of pipes and joints

Buried pipes shall be constructed on the correct firm and uniform ground. In addition, sudden bending shall be strictly avoided. In cases where the buried pipes are unavoidably constructed on the soft or non-uniform ground, steel pipes or ductile cast iron pipes with flexible joints shall be employed. Piling, sleepers and concrete foundations shall also be provided to make the ground uniform. For discontinuous ground, it is essential to provide pipelines with flexible joints.

The depth of buried pipes shall not be excessive. The depth must be determined taking into consideration maintenance activities and the feasibility of earlier detection of damaged places due to earthquakes. In general, the depth of buried pipes is as follows:—

TABLE-6 DEPTH OF BURIED PIPES

Diameter of Pipes	Depth
Below 350mm	90cm or more
400 - 900mm	120cm or more
Above 1,000mm	150cm or more

The standard depth of service pipes under sidewalks is 75 c.m. On large diameter mains sluice valves shall be provided at intervals of about 500-1,000m.

For distribution networks, a block system as shown in Fig. 1 is highly recommended so that suspension of water supply due to damage may be confined to a minimum and restoration works easily carried out.

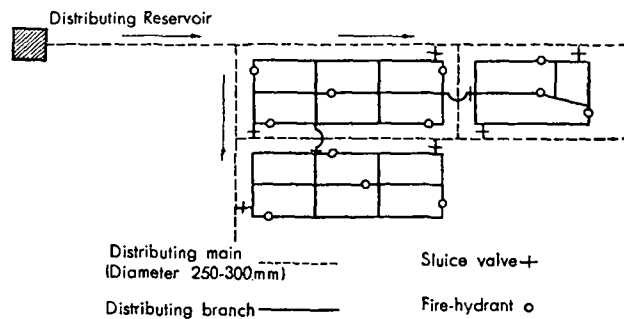


FIG. 1 AN EXAMPLE OF BLOCK SYSTEM

It has been emphasised that from considerations of strength, properties, and past experience of damage, steel pipes and ductile cast iron pipes have better earthquake resisting properties than cast iron and asbestos cement pipes. Therefore, steel pipes and ductile cast iron pipes are now widely used except for water supply on a small scale.

Considering methods of jointing, flange joints shall as a rule be avoided and mechanical joints and Tyton joints shall be used for ductile cast iron pipes. Arc welded joints or screw joints shall be used for steel pipes and, if necessary, expansion joints may be provided.

Flexible joints shall be provided in cases where non-uniformity of vibration can be caused due to the following conditions:—(a) discontinuous parts of ground, (b) bending sections, (c) surrounds of T-shaped pipes and Cross-shaped pipes, and (d) installation of valves.

There is a considerable variety of earthquake resistant mechanical joints available for pipelines, and if necessary, special junk rings, etc. are provided to prevent disengagement of pipes as well as to stop leakage of water.

In cases where pipes pass through a wall, the pipes should not be bonded tightly into the wall. Also, in cases where the pipes rise up to the ground surface, or especially where rising pipes are connected to buildings or machines, flexible joints shall be provided. In these cases, the pipes shall be so constructed that they are allowed to move to some extent.

2.3 Materials and Construction of all types of reservoir facilities

(1) Reservoir Structures

Foundations of reservoir structures shall be constructed on firm and uniform ground. In cases where the ground is soft and unstable, the structure shall be founded on piles. Foundations on cut and fill ground should be avoided.

The plan of side-walls shall preferably be circular without any corners or T-shaped walls. In cases where a rectangular plan is unavoidable, the shape shall be as simple as possible with the least number of corners. In addition, expansion joints shall be provided near corners to adjust for differences in movement of adjacent walls. Except for corner sections, recommendations include the provision of expansion joints at intervals of 10-15 meters for thin walls, and at intervals of 20-30 meters for thick walls.

In one case outlet tubes with free water surface were provided to free the dynamic water pressure during earthquakes in parts where water was completely enclosed, as for example in a two-storey sedimentation basin.

(2) Elevated water tank

Water-towers and elevated water tanks shall be basically round-shaped and steel structures are preferred to reinforced concrete ones. Structurally, horizontal and diagonal members shall be properly arranged for the prevention of buckling.

2.4 Types of structures for impounding water from surface and underground sources

With water sources, earthquake-proof design of individual structures is essential and, at the same time, proper consideration should be given to the selection of sites in order to prevent destruction and water pollution. This is because individual methods of earthquake-proof construction cannot cope with the consequences of breakage and collapse of riversides and mountainsides in river source areas, as well as from landslides at the well or borehole.

Reservoir dams must be constructed in accordance with the dam design requirements established by the Japan National Committee on Large Dams. The seismic intensity method shall apply to gravity dams and fill-type dams, and arch dams shall take into account dynamical studies and seismic intensity methods.

Intake towers shall be nearly cylinder-shaped and be of reinforced concrete. They shall be constructed on firm and solid ground with deep pit excavation, and piers leading to intake towers shall be preferably of light-weight materials so that heavy loads may not be applied on piers.

BIBLIOGRAPHY

1. "Earthquake-Proof Measures for A Water Supply System" Japan Water Works Association, 1966 (Revised Edition).
2. "Design Criterion for Water Works Facilities", Japan Water Works Association, 1966 (Revised Edition).
3. "Investigation Report on Measures against the Great Earthquake of Southern Kanto Districts", The Ministry of Health and Welfare, 1973.

Water supply operations in regions of high Seismic Activity

by Robert V. Phillips

General Manager and Chief Engineer, Los Angeles Department of Water and Power.

Introduction

The water utility is a very important lifeline in a seismically active region. The water utilities in the Los Angeles, California area gained a considerable amount of experience along these lines in the San Fernando, California, U.S.A. earthquake of February 9, 1971. This was a moderate earthquake of a Richter magnitude 6.6, located in a highly developed area in the northerly portion of Los Angeles. This magnitude earthquake is expected to recur about once in every 4 or 5 years somewhere in Southern California. Fortunately, in the past they have occurred in less populated areas.

The damage was spread along the foothills of the San Gabriel Mountains and along the narrow east-west band of faulting. These mountains form the northern rim of the San Fernando Valley—part of the City of Los Angeles. Movement along the San Fernando Fault, a left lateral thrust, resulted in 64 persons losing their lives and 2,500 more who required hospital treatment. The American Red Cross reported that more than 3,000 persons were treated for minor injuries.

It is estimated that the earthquake caused over \$500 million damage to buildings and structures. The major damage to water utilities from the earthquake was incurred by the Los Angeles Department of Water and Power, the Metropolitan Water District of Southern California, the City of San Fernando Water Department, and the Los Angeles County Waterworks Facilities.

The following represent some of the experiences and lessons learned by the water utilities from this earthquake.

Basic Disaster Plan

For a water utility to respond to an emergency of this type, it should have as part of its basic disaster plan a policy of personnel having a definite reporting location in the event of a major emergency. A policy used in Los Angeles is that personnel are to report to their normal working location to meet their supervisors and where equipment and material is available for immediate

use. A utility should maintain a group of well-trained people who are familiar with the water distribution system and can perform repairs and supervise the recovery work. In normal times this group can be used on new construction as well as maintenance, depending on the work load. They may be supplemented by contractors who are experienced in the waterworks field.

In larger organizations it is desirable to decentralize the operation and maintenance into districts. The individual districts can work separately on the normal emergencies such as pipeline leaks and broken fire hydrants, and can be combined on major catastrophies. Prearranged agreements with adjacent utilities should be made to provide personnel, equipment and materials for mutual aid in case of emergencies.

Emergency Response

The water utility should provide for the immediate water needs of consumers. Following the San Fernando earthquake, water for cooking and personal needs was supplied from water trucks and tank trailers which had been properly chlorinated and equipped with faucets. The tank trucks came from the construction industry and beverage companies. About 50 tank trucks and 100 tank trailers were used for this purpose after the earthquake. An inventory should be maintained of the locations of all persons who require water for maintenance of their life support systems, such as kidney dialysis machines. Every effort should be made to provide water at these locations.

Los Angeles has had an arrangement with the City Fire Department for a number of years in which Fire Department engine pumpers would be used to pump water to the higher service elevations whenever a power outage would put out of operation the permanent electric pumping stations. Suction and discharge connections would be made to fire hydrants and the pumper would pump by a closed gate valve in the street main.

A valuable aid in the recovery operation is the establishment of a field command post in the area of the disaster. This could be located in a shopping center or public parking lot or playground. Basic maps, key personnel, some material and communication facilities

to communicate with the repair crews would be located at this point. In the San Fernando earthquake, a bus with seats removed, was used as an office during rainy weather; otherwise the operation was carried out in the open air on large portable tables.

The need for a variety of communication systems was demonstrated in the San Fernando earthquake. The public telephone system was inoperative for a period following the earthquake, creating complete reliance on radio communication. In addition to a central radio communication center, auxiliary locations should be provided in the decentralized district operating and maintenance facilities. The need for mobile radio equipment in all emergency vehicles was paramount in the recovery operations in the 1971 earthquake, especially with the limited use of the telephones. This mobile radio equipment was the basic communications system at the field command posts.

In the future the use of telemeter equipment to report operating conditions at distant locations and the remote control of these facilities may be of value. This equipment should be designed to resist a major earthquake so that it can continue to function during the recovery period.

Flexibility of Supply

The ideal situation for water utilities is to have alternate sources of water supply, including pumped water from the groundwater basin, surface reservoir storage, imported supply via aqueducts from distant sources, emergency interconnections with other water utilities, wastewater reclamation facilities and, in some cases, sea water desalting facilities.

In Los Angeles, the value of surface reservoir storage was shown by the use of the Lower Van Norman Reservoir storage for almost two weeks to supply the people of the San Fernando Valley with water when the two Los Angeles-Owens River aqueducts were put out of service by the earthquake. Even though the reservoir was badly damaged by the earthquake, it continued to provide a water supply. In other parts of Los Angeles this supply was supplemented by increasing the pumping of well water from the groundwater basin and interconnections to the Metropolitan Water District of Southern California (MWD).

The MWD was founded by Los Angeles and created by the California State Legislature to wholesale water to Southern California from the Colorado River, located approximately 240 miles east of Los Angeles and the California State Water Project (SWP). The Feather River, located approximately 430 miles north of Los Angeles is the source of supply for the SWP. The MWD, today, provides a supplemental supply to ten million people in over 100 cities in most of Southern California.

The San Fernando earthquake demonstrated that total reliance on well water and interconnections is not satisfactory. The City of San Fernando received its total supply from 7 wells, all of which were either damaged or put out of service due to pollution. The City of San Fernando received an immediate emergency supply through temporary connections from the City of Los Angeles system and later received a permanent supply from MWD. Their well supply was not restored until 5 months after the earthquake.

At the time of the earthquake, MWD had under construction certain facilities, including a water treatment plant, to distribute water from the California State Water Project. These facilities, including an interconnection to the City of Los Angeles system, were located in the earthquake area and were so badly damaged that they could not have provided an emergency supply even if the facilities had been completed and in operation.

The ideal supply system should have a balance between surface storage, groundwater and interconnections to provide water for its consumers and for emergency fire protection.

Design Experiences

Geologic and foundation investigations should be made prior to design for all major water structures such as reservoirs, tanks, pumping stations, treatment facilities, and major pipelines. The investigations should include the effects of earthquake faulting, landslides, liquefactions, Tsunami, and subsidence on water utility facilities.

In seismically active regions studies should be made of the history of local and regional earthquake activity. The design of waterworks facilities should provide for at least a dynamic analysis using pseudo-static forces. For some of the major structures, such as dams, the use of dynamic finite element analysis is desirable. The Los Angeles Reservoir—the replacement for the damaged Lower Van Norman Reservoir—has been designed using the latest state of the art dynamic finite element analysis methods. The materials to be used in the earth embankment were tested in the laboratory under a cyclic loading and the stresses obtained were compared with the stresses induced by the design earthquakes. The design earthquakes are the maximum credible events and are much greater than that which occurred in the area in 1971.

There is a limited amount that can be done to prevent damage to pipelines which cross faults. The crossings should be made as nearly to 90° as possible and shutoff valves should be provided on each side of fault zones in order to isolate a possible damaged zone. In areas where only minor displacement is expected, the use of at least two long sleeved mechanical couplings can be used in series to adjust for this movement.

In order not to place reliability of supply on one pipeline, supplementary crossings should be made of faults. In an ordinary water distribution system usually a loop system of pipelines is provided. Aqueducts which cross faults should be constructed on the surface so that any maintenance or repair is easily accessible. An example of this is the California Aqueduct crossing of the San Andreas fault zone at Quail Lake Reservoir.

The present method for the seismic design of water storage tanks is a pseudo-static method in which earthquake forces are simulated by use of horizontal static forces. At the California Institute of Technology a study is being made on a more realistic dynamic design method for the design of tanks. Additional research is needed in this area of tank design.

The connections for the inlet and outlet lines to water tanks should not be made rigid. At least two long sleeved mechanical couplings should be provided in series to adjust for the differential in movement between the tank and the pipeline.

The type of material of which pipes are manufactured appears to make very little difference insofar as resistance to damage due to vibration from an earthquake. The rubber gasket joint and the welded joint on steel pipe survived the best during the San Fernando earthquake.

Electrical and mechanical equipment at water wells, booster pumping stations and treatment facilities should be properly designed to resist seismic forces. Improper anchorage could allow damage to the equipment or enable slight movement in the equipment to cause alignment problems and make the rotating equipment

inoperative. Alternate sources of power supply or internal combustion engines should be provided so that the facility can operate completely or partially if its main source of power is interrupted by the earthquake.

Conclusion

The water utility in a seismically active region must recognize its responsibility to provide water to its consumers for life, protection of health, and for emergency fire protection. The waterworks facility must be designed to continue to operate after a major earthquake.

Special features of water supply structures in regions of high seismic activity

by Prof. L. F. Moshnin,

Dr. Tech. Sci., The U.S.S.R. All-Union Scientific Research Institute, Vodgeo.

Introduction

In the event of an earthquake of intensity eight or more (on the scale used in the U.S.S.R.) some failures of water supply system elements are practically inevitable; protection against damage involves a great increase of expenditure and therefore may be considered reasonable only for those components which are of vital importance for the functioning of the system as a whole.

In connection with this it is necessary to single out certain components in designing water supply systems for earthquake-prone areas. Generally these may be divided into two categories. Into the first category fall those water supply system elements failure of which may cause a catastrophe.

These elements are: impounding dams or storage reservoirs situated above and near populated areas, water tanks, mains of large diameter working under rather high pressure and so on. To the second category belong those elements failure of which may cause the interruption of supply of water to many consumers, or to industrial enterprises in cases when it involves big losses.

The cost of providing protective measures must be taken into account in designing water supply systems by comparing various possible schemes. For example it is desirable to compare systems with and without water tanks, different lay-outs of aqueducts and mains, to consider the possibility of the siting of reservoirs and water tanks so as to prevent the danger of flooding costly buildings and installations, and jeopardising the lives of people.

In cases when the failure of one or another element of a water supply system does not cause danger of flooding and involves interrupting the delivery of water only, instead of taking expensive protective measures, it may be expedient to section or even partially duplicate those elements.

In accordance with these considerations a number of recommendations is given in the Soviet Union Standard Specifications on the choice of water sources and on lay-out of structures and pipelines.

1 Sources of water

For systems serving more than 25,000 people it is recommended to have not less than two independent sources, preferring those which make it possible to deliver water from two directions. When ground water from fissured and especially from cavernous rock is used as a basic source of supply, it is desirable to have surface water as the second source.

These recommendations are applied to industrial systems when the interruption of water delivery may cause disastrous effects or considerable losses.

The enlargement of water storage may be considered as an alternative to duplication of water supply sources. In this case the fire reserve must be doubled and the reservoir capacity must be sufficient to deliver water for domestic purposes during a certain period of time (eight hours in areas of earthquake intensity eight, and 12 hours in areas of higher seismic activity).

Industrial enterprises should be supplied in accordance with an emergency schedule with that quantity of water which is sufficient to prevent disaster and considerable losses.

2 Lay-out of structures and pipelines

The total reserve of water must be divided and kept in reservoirs placed in various parts of a locality. Construction of water tanks, as a rule, should be avoided. Instead of them may be used: in small systems—pressure tanks, in bigger ones ground level storage reservoirs located preferably on sites situated on higher ground.

Where natural elevation of sites is inadequate, booster pumps are required.

It is recommended that reservoirs be constructed of reinforced concrete and be of circular shape. If the capacity of a reservoir exceeds 1,000 cu.m. it is necessary to divide it and construct two or more units each of which must be connected with the network or the pumping station independently and have a capacity, as a rule, not more than 2,000 cu.m. Construction of bigger reservoirs is permitted only on condition that they are sectioned. Water treatment plants must be sectioned and have one-storeyed structures. They must be designed to bypass water from the inlet line to the outlet line in case of emergency. Means to chlorinate bypassed water should be provided.

Experience of water system operation in seismic areas showed that underground pumping stations survived earthquakes better than those situated on ground level or above it. But there is a danger of flooding underground stations as a result of a failure of pipelines and for that reason standard specifications permit the construction of above ground stations. In this case earthquake resistance requirements are somewhat higher. Underground stations situated below reservoir water level must be provided with emergency outlet capacity which is enough to protect electrical and other power equipment of the pumping station against flooding.

For better protection against flooding the distance between an underground pumping station and reservoirs must be not less than 10 m.

If there are several networks which transport water

for different purposes it is desirable to have interconnections. They must be shut off in normal conditions and opened in case of emergency. Interconnections which are used to deliver non-potable water in pure-water systems must be equipped with an installation for chlorination.

Observance of these measures of protection of a water supply system on the whole makes it possible to reduce to a certain degree the earthquake resistance requirements for the elements of the system.

3 The Earthquake Resistance Requirements

The cost of implementing the requirements for earthquake resistance of structures and pipelines must be taken into account while these requirements are being determined. Some of these requirements do not involve additional expenditures in practice and therefore should be met in designing any component irrespective of its importance in water supply system operation.

These requirements are as follows:

—openings in walls for the passage of pipes must leave a gap between the pipe and the wall not less than 10 cm. Filling used in this gap must be flexible to allow movements of the pipe.

—In reservoirs and other structures which may contain water, filling must be both flexible and water-tight.

—Flexible joints for pipes must be used in all cases when movement may cause additional stress, dangerous for pipes if they have rigid joints (passage of pipes through walls, connection of pipes to pumps, to tanks and to other equipment, points of change of a pipeline slope, boundaries of zones of ground with differing characteristics and so on).

The following requirements do cause a certain increase in the cost of the construction, but nevertheless they do have to be met:

—in areas prone to earthquakes of intensity eight or more on the scale used in the U.S.S.R., settling tanks must be of reinforced concrete and filters of reinforced concrete or steel;

—the intensity of earthquakes used in designing structures of above-ground pumping stations must be increased by one in comparison with designing underground pumping stations for the same area;

—dynamic loading produced by an earthquake must be taken into account in designing water supply system structures.

The implementation of these requirements increases the cost of particular components of a water supply system, but the increase is negligible in comparison with the total cost of the system. Besides, taking into account that fulfilling the above mentioned recommendations considerably increases the reliability of water supply system, it is not reasonable to neglect them.

A considerable increase of the water supply system cost may be caused by additional requirements for aqueducts, mains and service pipes. This mainly relates to the selection of pipe materials and to a lesser degree, to increasing the depth of laying of the pipe.

These additional requirements are concerned first of all with the water system operating immediately after an earthquake.

The cost of repairs is a problem of lesser importance because the number of failures is comparatively small. What is more, earthquakes reveal damages which would appear later under normal conditions. This is shown by data on cast iron pipe accidents in Central Asian water supply systems. During one period of high seismic activity the specific number of accidents (annual number of accidents per unit of pipeline length) increased by five per cent. as compared with the previous period, but during the next period fell by the same five per cent. The above

mentioned data show an interesting peculiarity: a drastic increase of "daily irregularity of damage coefficient", i.e. ratio of maximum number of accidents per day to daily average. During the period preceding the period of high seismic activity this coefficient was 2.17, during high seismic activity period it rose to 5.56 and in the period that followed it fell to 2.18.

Nevertheless it is obvious that some damage would never occur but for earthquakes.

Practice however showed that most failures are caused by the violation of those recommendations which do not cause a considerable increase in the cost of construction (e.g. using rigid joints and rigid packing of gaps between pipes and walls, incorrect anchorage of pipelines and so on). These failures can and should be prevented.

The lesser part of failures is the result of increasing loadings connected with movements of ground during earthquakes. The increase, as a rule, occurs:

—at boundaries of grounds with different properties;
—in case of pipelines, those laid in embankments and in subsidence-prone ground.

Under these conditions increase of loading is so considerable that even steel pipes of high strength cannot withstand it and damage is practically inevitable.

As mentioned before, the number of such failures is comparatively small. Therefore additional seismic loadings on pipelines are not taken into consideration.

None the less Standard Specifications recommend that steel pipes be used in these conditions. It is obvious that the flexibility of steel pipes enables them to survive such ground movements by which pipes of other materials would be severely damaged. Yet a basic reason for this recommendation is not the lessening of danger of failures but the possibility of speedy repairs.

The major advantage of steel pipes in comparison with cast iron and asbestos cement ones is that they are not prone to shattering.

Damage to steel pipes, as a rule, is connected with the formation of cracks, but not with actual shattering. Cast iron and asbestos cement pipes may be totally destroyed and failures of them will cause the danger of flooding.

Therefore cast iron and asbestos cement pipes may be used only at working pressure not more than 6 kgf/cm². For the same reason the class of asbestos cement pipes should be chosen one grade higher than in normal conditions. The use of asbestos cement pipes is also restricted in the construction of those mains, outage of which may cause severe damage to equipment or lead to considerable losses due to the interruption of technological processes.

As mentioned above, requirements for the depth of laying of pipes may increase the cost of the construction to a certain degree.

Theoretical considerations show that seismic accelerations lessen with increasing the depth.

A study of available data on earthquakes which occurred in the U.S.S.R. has proved these considerations: the amount of damage to pipelines falls to a certain degree with increase in the depth. Therefore Standard Specifications recommend that the depth of pipe laying is to be not less than 0.8 m for steel pipes, 1.0 m for cast iron and reinforced concrete, and 1.3 m for asbestos cement (from ground surface to the top of a pipe).

It is obvious that these recommendations lead to an increase in the depth of laying of pipes in southern areas only, because normal depth for central, and especially for northern areas, exceeds the above recommended depths.

Some specialists consider that these recommendations are not sufficiently well grounded. One of their reasons against increasing the depth of laying in southern

areas is that although the increase of depth lessens seismic acceleration, loadings are not reduced in practice due to stronger cohesion between pipes and soil.

Experience confirms their reasoning: increase in the depth above 1 m lessens accidents but only slightly. Apparently the deeper a pipe is buried the harder

it is to repair and the more time it takes. But the duration of the repair period is a decisive factor immediately after an earthquake.

That is why it seems advantageous to risk some rise of accidents to create better conditions for quick elimination of earthquake aftermaths.

Caractères spéciaux des structures d'alimentation en eau dans les régions à forte activité sismique. Le Japon

par Yasuhiko Kobayashi

Division services d'eau, Bureau d'hygiène de l'environnement Ministère de la Santé et du Bien-être, Japon.

Introduction

Le Japon, qui est situé dans une région de la terre qui a la plus haute activité sismique, a eu l'expérience d'un certain nombre de tremblements de terre et des dommages subséquents aux ouvrages de distribution d'eau. En plus du grand tremblement de terre de 1923, notre pays a éprouvé lors de ces 20 dernières années les désastreux effets des tremblements de terre de Niigata et de Tokachi-ochi. Le grand tremblement de terre de 1923 a causé des dommages sérieux à la région du Kanto (essentiellement Tokyo et Yokohama) en particulier. Depuis lors les structures majeures, telles que les ouvrages de génie civil et de construction, y compris les services d'eau, ont été calculés en utilisant des méthodes anti-séisme. Leurs effets ressortent des normes structurelles prévues par les lois et règlements et par les normes établies par les associations intéressées.

L'Association japonaise des distributions d'eau (JAWWA) a rassemblé les connaissances des milieux académiques de l'alimentation en eau et de la sismologie et utilisé toute l'expérience acquise au sujet des impacts sismiques réels pour rédiger en 1953 un rapport "Mesures de protection contre les tremblements de terre dans un réseau de distribution d'eau". Le rapport fut suivi par les "Critères d'étude des ouvrages de distribution d'eau" en 1955. Depuis lors, les distributions d'eau de notre pays ont été étudiées en conformité avec les mesures et critères ci-dessus. On peut donc considérer que les distributions d'eau existantes au Japon ont été améliorées dans une certaine mesure en termes de résistance aux tremblements de terre.

Ultérieurement, les deux normes mentionnées ont été révisées en 1966 pour tenir compte de l'expérience acquise lors du séisme de Niigata en 1964.

Grâce à l'exploitation de l'expérience du passé et aux rapides progrès de la technique, les dommages éprouvés par les ouvrages de distribution d'eau ont été grandement réduits lors des grands séismes récents, dans lesquels les adductions et les réseaux de distribution ont subi les dommages les plus graves. Il est cependant absolument nécessaire de continuer à étudier les mesures de protection contre les tremblements de terre graves. Il est en outre important pour nous de développer des matériaux et des méthodes de construction présentant une plus grande résistance aux tremblements de terre et de construire des réseaux et ouvrages de distribution d'eau en prévision des grands tremblements de terre. Par exemple, il faudrait prévoir un réseau de distribution d'eau et un réservoir d'eau potable spécial de construction anti-séisme pour l'usage du public lors d'un grand tremblement de terre, des réservoirs de distribution d'eau devraient être placés dans des centres de secours, etc.

1 Revue et analyse des connaissances en matière de dommages à des réseaux et à des ouvrages de distribution d'eau causés par des tremblements de terre.

1.1 Importance des dommages

Le gouvernement japonais a réalisé une enquête sur les mesures à prendre pour les grands séismes. Le Ministère de la Santé et du Bien-être en a extrait les renseignements relatifs aux dommages subis par les distributions d'eau lors des séismes passés. Le tableau I concerne les plus importants d'entre eux.

Le tremblement de terre Kanto (1923) fut de grande énergie. Il avait son épicerie près de Tokyo et Yokohama. Les distributions d'eau furent très endommagées. La plupart des bâtiments à cette époque étaient en maçonnerie, brique ou béton non armé et les dommages furent légers en terrain solide alors que les ouvrages sur terrain meuble furent presque complètement détruits. Toutes les conduites des réseaux étaient en fonte avec joint à emboîtement et cordon matés au plomb, dont la plupart se mirent plus ou moins à fuir en raison des dommages causés par les déplacements.

Les séismes Tottori (1943) et Nankai (1946) provoquèrent aussi des dommages, sur lesquels les renseignements sont rares car ils survinrent pendant ou juste après la Deuxième guerre mondiale.

Le séisme Fukui (1948) ne fut pas aussi important en magnitude, mais il provoqua des dommages considérables dans une région limitée en raison de son épicerie dans les terres. Le réseau de distribution fut sérieusement atteint en raison de la nature meuble du terrain.

Le séisme Niigata (1964) causa peu de dommages aux trois stations de traitement de la ville situées en sol ferme, mais des 470 km du réseau généralement placé en terrain meuble, 68 % fut endommagé, et il fallut trois ans pour la remise en état.

Le séisme Tokachi-oki (1968) causa des dommages aux services d'eau dans une vaste région, avec fissuration des ouvrages en béton et rupture de conduites.

TABLEAU 1 SEISMES ACCOMPAGNES DE DOMMAGES IMPORTANTS

Nom	Date	Magnitude	Région affectée	Domages	Domages aux réseaux d'eau
Kanto	1er sept. 1923	7,9	Région sud des plaines du Kanto	Morts: 99 331 Disparus: 43 476 Blessés: 103 733 Maisons détruites: 128 266 partiellement détruites: 126 233 brûlées: 477 128	Graves dommages aux ouvrages et conduites (Tokyo et Yokahama)
Tottori	10 sept. 1943	7,4	30 km E.—W. et 12 km N.—S. de la ville de Tottori	Morts: 1 083 Sérieusement blessés: 6 153 Maisons détruites: 7 458 Maisons partiellement détruites: 6 153	Le débit des captages (eau souterraine) fut réduit et dommages aux conduites (ville et district de Tottori)
Nankai	21 déc. 1946	8,1	Région ouest du Japon	Morts: 1 330 Disparus: 102 Maisons détruites: 11 591 partiellement détruites: 23 487 enlevées par la mer: 1 451 brûlées: 2 598	
Fukui	28 juin 1948	7,3	Surtout plaines nord dans le bassin de la Kuzuryugawa, comprenant les districts N. de la préfecture de Fukui et S.E. de celle d'Ishikawa	Morts: 3 895 Maisons détruites: 35 420 partiellement détruites: 11 449 brûlées: 3 691	Domages aux ouvrages et surtout aux conduites (ville et district de Fukui)
Niigata	26 juin 1964	7,5	Environ 600 km autour de Niigata	Morts: 25 Disparus: 13 Blessés: 386 Maisons détruites: 1 087 partiellement détruites: 7 456 Brûlées: 357	Pas de dommages suffisants pour mettre les ouvrages hors service, mais sérieux aux conduites (Niigata et districts)
Tokachi-oki	16 mai 1968	7,9	Villes de Tomakomai, Sapporo, Hakodate, Aomori, Hachinohe et Morioka	Morts: 40 Disparus: 8 Blessés: 114 Maisons totalement et partiellement détruites: 1 141 Maisons totalement ou partiellement brûlées: 19	Peu de dommages aux ouvrages, mais sérieux aux conduites (ville d'Aomori, Hachinohe et autres)

1.2 Analyse des dommages

Le tableau 2 résume les dommages subis par les distributions d'eau.

TABLEAU 2 RELATION ENTRE LA MAGNITUDE ET LES DOMMAGES

Intensité sismique	Nature des dommages
III ou moins	Pas de dommages aux réseaux de distribution d'eau
IV	Fuites aux joints
V	Rupture de conduites, fissuration du béton armé en terrain ferme
VI ou plus	Destruction des ouvrages en terrain ferme

TABLEAU 3 ECHELLE DES INTENSITES SISMIQUES DE L'OFFICE METEOROLOGIQUE DU JAPON

Magnitude	Intensité	Description	Accélération sismique en cm/s^2
0	Non senti	Chocs trop faibles pour être notés par les humains, enregistrés seulement par les sismographes.	0,8 ou moins
I	Léger	Très faibles chocs perçus seulement par les personnes au repos et les observateurs expérimentés.	0,8 à 2,5
II	Faible	Chocs sentis par la plupart des personnes, léger ébranlement des portes et des panneaux coulissants.	2,5 à 8,0
III	Assez fort	Léger ébranlement des immeubles, les portes et les panneaux coulissants battent, les objets suspendus (lampes) de balancent, mouvement des liquides dans les récipients.	8,0 à 25
IV	Fort	Fort ébranlement des immeubles, les objets instables tombent, les liquides jaillissent des récipients.	25 à 80
V	Très fort	Fissures dans les murs, chute des stèles tombales, lanternes en pierre, dommages aux cheminées et aux enduits muraux.	80 à 200
VI	Désastreux	Chute d'immeubles jusqu'à 30%, glissements de terrain, fissures dans le sol, etc.	250 à 400
VII	Très désastreux	Chute de plus de 30% des immeubles, graves glissements de terrain, grandes fissures dans le sol, failles.	400 et plus

Voici un résumé des dommages généralement constatés dans le Kanto, à Niigata, Fukui et Tokachi-oki.

1.2.1 Conduites

(1) Sol et configuration géographique.

(a) Plus le sol est meuble, plus les dommages aux conduites sont graves.

(b) Les conduites sur les plateaux et collines ne subissent que peu de dégâts.

(c) Les conduites dans la tourbe, les marécages, le sol arable, les remblais sont gravement endommagées.

(d) Les dommages les plus nombreux se produisent à la limite de terrains différents (par ex. entre diluvium et cône alluvial, entre remblais et sol naturel, etc.).

(e) Un grand nombre de problèmes arrivent sur les conduites en terrain de configuration variée (pente, sol inégal, etc.).

(2) Nappes souterraines.

(a) Les dommages sont plus graves en sol meuble, là où la couche est épaisse, le niveau de la nappe peu profonde et le drainage mauvais; ils sont proportionnels à l'intensité sismique.

(b) Quand le sol est du sable et la nappe peu profonde, de nombreux problèmes surgissent, tels que flottement des conduites souterraines, ou déplacement des joints, en raison de la liquéfaction du sable.

(3) Profondeur des conduites.

(a) Moins les conduites sont profondes, plus grand est le dommage.

(b) En terrain meuble ou lorsqu'il y a liquéfaction, les dommages sont sérieux quelle que soit la profondeur.

(4) Direction.

Quant à l'effet des rapports entre la direction de la conduite par rapport à celle des secousses sismiques principales, les dommages causés à Fukui ont été plus grands dans les conduites parallèles aux secousses tandis qu'au Kanto et à Tokachi-ochi ils ont été plus grands dans les conduites perpendiculaires aux secousses. Mais on ne peut pas y voir une tendance générale, car les dommages dépendent de l'épicentre, de la structure géologique, de la configuration et de l'intensité sismique.

(5) Nature et joints des conduites

(a) Béton armé centrifugé. Fissures et ruptures nombreuses à la fois dans le corps des tuyaux et aux joints (mortier mixte).

(b) Fonte

La tendance est la suivante:—

(I) dans les grosses conduites (400 mm et plus) il se forme des fissures parallèles à l'axe de la conduite; dans les petits diamètres (350 mm et moins), ruptures circonférentielles.

(II) Les pièces spéciales (tés, croix etc. . .) sont susceptibles de dommages, généralement cisaillement du corps.

(c) Acier

(I) Acier soudé à l'arc: les joints soudés sur place sont fracturés et cisailés particulièrement aux points d'exécution défectueuse. En certains cas les corps des tuyaux subissent un flambage.

(II) Acier soudé, acier galvanisé: les joints vissés sont endommagés.

(III) Joints à expansion type Dresser: les joints sont déplacés.

(d) Amiante ciment

Certains joints sont cisailés mais la plupart des dommages dans les conduites de petit diamètre sont des ruptures du corps des tuyaux.

(e) P.V.C.

Il y a peu de problèmes sur les corps des tuyaux, mais les parties soudées, les tés et les coudes sont fréquemment cisailés.

(f) Plomb

Peu de dommages aux corps des tuyaux, mais la plupart des problèmes viennent de la rupture des soudures.

(g) Les dommages sont visible à la jonction de matériaux différents, comme béton précontraint et acier, dont les duretés et les densités sont différentes.

(h) Joints

(I) Joint à emboîtement: le plomb est déplacé et les tuyaux sont fréquemment écartés.

(II) Joints mécaniques: sont fréquemment déplacés.

(III) Joints à bride: Ruptures fréquentes des boulons et des brides.

(IV) Les ruptures dues à la corrosion des boulons sont évidentes.

(6) Régions de dommages les plus fréquents

(a) Ruptures aux noeuds du réseau de distribution.

(b) Déplacement et rupture des parties ascendantes des conduites: (conduites-ponts, conduites suspendues à des ponts près des culées, les deux branches des siphons, etc. . .).

(c) Cisaillement à la paroi des bâtiments, par ex. entrées et sorties de réservoirs.

(d) Rupture des pièces spéciales.

(e) Rupture des bornes d'incendie et des prises d'incendie souterraines par déplacement du bloc de protection.

(f) Fissuration des conduites et rupture des brides des conduites reliées aux pompes (lorsqu'elles sont rigidement installées, comme avec des brides, etc. . .)

(g) Rupture des prises de branchement, plus fréquentes avec le type A (90°) qu'avec le type B (60°) et des robinets d'arrêt.

(h) Ruptures de conduites dus aux déplacements provoqués par l'écroulement des bâtiments.

(i) Fusion des conduites en plomb due à l'incendie des bâtiments.

1.2.2 Ouvrages

(1) Les dommages sont nuls ou faibles quand on construit sur sol ferme les ouvrages en béton armé (décanteurs, filtres, réservoirs, etc. . .) et les bâtiments (stations de pompage, etc. . .) de traitement et de distribution quand ils sont construits en tenant compte des précautions anti-sismiques.

(2) De nombreuses fuites se sont produites dans les ouvrages en maçonnerie et en briques construits avant le grand tremblement de terre de 1923.

(3) Les relations entre dommages et condition du sol et des nappes souterraines sont similaires à ce qui a été dit pour les conduites en 1.2.1.

1.2.3 Machinerie et équipement électrique

(1) L'électricité s'arrête instantanément lors d'un tremblement de terre.

(2) Les dommages seront légers aux pompes, moteurs d'entraînement, pompes à moteur submergé, générateurs, instruments et chlorateurs à condition

qu'il n'y ait pas de défaut dans leurs fondations et les bâtiments qui les abritent.

2 Recommandations sur les types et méthodes de construction des ouvrages de distribution d'eau dans les régions à activité sismique intense

2.1 Etudes

Au Japon, les ouvrages de distribution d'eau, du captage au réservoir de distribution (ou au réseau dans une grande ville) sont étudiés de façon à avoir une résistance suffisante aux tremblements de terre. Pour les réseaux qui n'ont pas été tracés en considération des séismes, il est admis qu'il souffriront certains dommages. Mais on prend certaines mesures pour minimiser les dommages secondaires, ainsi que pour prévoir l'appareillage nécessaire pour la détection et la réparation rapides des sections endommagées. On s'efforce de disposer les ouvrages, les réservoirs assez nombreux et les tracés des conduites pour un appui mutuel.

(1) Charge du tremblement de terre

Compte-tenu des forces impliquées dans un tremblement de terre, les ouvrages de distribution d'eau sont calculés en admettant que les forces obtenues en multipliant la charge statique et la charge dynamique par le coefficient sismique d'étude auront un mouvement horizontal et seront analysées statiquement.

Il y a eu récemment des cas où l'étude a pris en considération à la fois le coefficient sismique vertical et des méthodes d'analyse dynamiques. Ces cas sont en augmentation, mais la méthode est toujours en cours de mise au point.

Le coefficient sismique d'étude s'obtient en multipliant le coefficient sismique standard par un facteur. Le coefficient sismique standard pour une région doit être déterminé à l'intérieur des valeurs basées sur la probabilité d'occurrence des séismes en 75 ans, compte-tenu des traits topographiques et géographiques de la région intéressée. Ces valeurs vont ordinairement de 0,05 à 0,5. Les facteurs sont donnés par le tableau 4 suivant les sols et les types d'ouvrages. Le coefficient sismique d'étude doit être pris égal à 0,1 lorsque la valeur obtenue est inférieure à 0,1, et à 0,3 quand elle est supérieure à 0,3. Mais le coefficient sismique d'étude doit être pris égal à 0,4 au moins pour les ouvrages en tour et les conduites-ponts.

TABLEAU 4 FACTEURS SUIVANT LES SOLS ET LES TYPES D'OUVRAGES

Sol	Station de traitement et canaux ouverts	Tours et conduites-pont	Conduites souterraines
Rocher et gravier dur	0,4	0,5	0,3
Diluvial	0,7	0,7	0,7
Alluvions	1	1	1
Sol meuble	2	2	2

Les coefficients sismiques d'étude actuellement utilisés vont de 0,1 à 0,4. Par ex., le tableau 5 donne les valeurs admises pour Tokyo.

TABLEAU 5 COEFFICIENT SISMIQUE ET MÉTHODES D'ÉTUDE APPLIQUÉS À TOKYO

Ouvrages	Coefficient sismique	Méthodes
Réservoir	Horizontal: 0,12 Vertical: 0,06	
Traitement	0,2	
Ouvrages en tours	0,3—0,4	Méthode d'analyse dynamique
Conduites-ponts et ponts-aqueducs	0,3—0,4	
Conduites		Pression dynamique de l'eau due aux séismes

(2) Pression de l'eau pendant les tremblements de terre

L'augmentation de la pression de l'eau contre les parois des réservoirs doit être calculée par la formule suivante:—

$$P = \frac{7}{8} KW \sqrt{HY}$$

dans laquelle:—

P=augmentation de la pression de l'eau due au séisme (kg/m²)

K=coefficient sismique horizontal

W=masse volumique de l'eau (kg/m³)

H=profondeur de l'eau (m)

Y=profondeur de l'eau au point d'application P (m).

On peut également calculer statistiquement la pression de l'eau en admettant que sa surface s'élèvera de h au-dessus du niveau maximum normal.

$$h = 2K^2H \text{ (m).}$$

(3) Contraintes admissibles pendant un tremblement de terre

Les contraintes admissibles dans les ouvrages en béton, béton armé et métal pendant les séismes doivent être supérieures à 1,5 fois les contraintes normales. Les contraintes admissibles dans le sol doivent être 1,5 fois pour les sols rocheux, mais la capacité portante du diluvium, des alluvions et des piles de fondation doit être prise équivalente à la normale.

2.2 Matériaux pour les conduites et joints.

Les conduites souterraines doivent être posées en sol correctement ferme et uniforme. En outre, les coudes brusques doivent être strictement évités. Au cas où les conduites doivent obligatoirement être posées en terrain meuble et hétérogène, il faut employer de l'acier ou de la fonte ductile à joints flexibles. Il faut également utiliser des pieux, des semelles ou des fondations en béton pour rendre le sol uniforme. En sol hétérogène, il faut prévoir des joints flexibles.

La profondeur des conduites ne doit pas être excessive. Elle doit être déterminée en tenant compte de l'entretien et de la possibilité de détecter facilement des dommages provoqués par les séismes. En général, cette profondeur est la suivante.

TABLEAU 6 PROFONDEUR DES CONDUITES SOUTERRAINES

Diamètre	Profondeur
Moins de 350 mm	0,9 m ou plus
de 400 à 900 mm	1,2 m ou plus
Plus de 1 000 mm	1,5 m ou plus

Pour les conduites courantes sous trottoir, il faut les placer à 75 cm de profondeur. Pour les conduites de grande diamètre il faut prévoir des vannes les 500 à 1000 m.

Pour les réseaux de distribution, un système de blocs tels que la fig. 1 est très recommandable afin que la suspension du service d'eau due à des dommages puisse être limitée au minimum et les travaux de réparation aisément effectués.

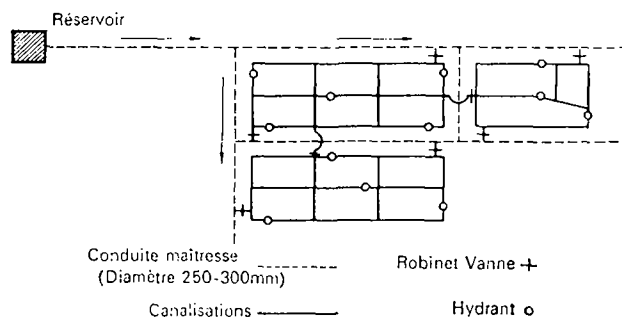


FIG. 1 EXEMPLE D'UNE DISTRIBUTION PAR BLOCS

Nous avons signalé qu'en considération de leur résistance, de leurs propriétés et de l'expérience acquise dans le passé, les conduites en acier et en fonte ductile résistent mieux aux tremblements de terre que la fonte et l'amiant-ciment. En conséquence, la fonte ductile et l'acier sont maintenant largement utilisés sauf pour les petites distributions d'eau.

En ce qui concerne les méthodes d'assemblage, les joints à bride doivent en règle générale être évités et il faut utiliser pour la fonte ductile les joints Tyton. Pour l'acier, il faut utiliser la soudure à l'arc ou les joints vissés et, si nécessaire, prévoir des joints à expansion.

Il faut installer des joints flexibles lorsque la non-uniformité de la vibration peut être causée par les conditions suivantes: (a) discontinuités dans le sol, (b) courbes, (c) autour des pièces en T et en croix et (d) vannes.

Il y a une variété considérable de joints mécaniques résistant aux tremblements de terre et, si nécessaire, on peut prévoir des anneaux presse-étoupe, etc. . . pour empêcher le déboîtement des pièces et arrêter en même temps les fuites.

Lorsqu'une conduite traverse un mur, les tuyaux ne doivent pas être rigidement liés à la paroi. De même lorsque la conduite remonte jusqu'à la surface du sol, ou spécialement lorsque sa partie ascendante est reliée à des bâtiments ou à des machines, il faut prévoir des joints flexibles. Dans ces cas, les tuyaux doivent être disposés de façon à avoir un certain jeu.

2.3 Matériaux et construction des réservoirs de tous types

(1) Structure des réservoirs

Les fondations des réservoirs doivent reposer sur un sol ferme et uniforme. Lorsque le sol est meuble et instable, il faut fonder sur piles. Les fondations sur remblais doivent être évitées.

Le plan doit être de préférence circulaire, sans angles ni parois à angle droit. Lorsque le plan rectangulaire est indispensable, la forme doit être aussi simple que possible, avec le nombre minimal d'angles. En outre, il faut prévoir des joints expansifs près des angles pour absorber les mouvements des parois adjacentes. Mis à part les angles, les recommandations prévoient des joints expansifs tous les 10 à 15 m pour les parois minces, tous les 20 à 30 m pour les parois épaisses.

Dans un cas on a prévu des tubes de trop plein à surface libre pour libérer la pression dynamique de l'eau pendant les tremblements de terre, là où l'eau est dans une cuve complètement close, par ex. dans un décanteur à deux étages.

(2) Châteaux d'eau

Les châteaux d'eau doivent être de forme arrondie et les structures en acier seront préférées au béton armé. Structurellement, les tirants horizontaux et diagonaux seront disposés pour éviter le flambement.

2.4 Captages souterrains et barrages réservoirs

Pour les captages, il est essentiel que chaque ouvrage doit conçu pour résister aux tremblements de terre, et en même temps, le site doit être choisi pour éviter la destruction du captage et la pollution de l'eau, car les méthodes individuelles de construction antisismiques ne peuvent parer aux conséquences des ruptures et effondrements des rives et des pentes des montagnes pour les captages en rivière, ou des glissements de terrain pour les puits et forages.

Les barrages-réservoirs doivent être construits en respectant les conditions édictées par le Comité National japonais des grands barrages. La méthode de l'intensité sismique doit être appliquée aux barrages poids et les barrages voûtes doivent tenir compte des études dynamiques et des méthodes d'intensité sismique.

Les tours de prise doivent être sensiblement cylindriques, en béton armé. Elles doivent être construites en terrain ferme avec des fondations profondes. Les passerelles menant aux tours doivent être de préférence en matériaux légers de façon qu'on ne puisse pas y déposer de lourdes charges.

Bibliographie

1. "Earthquake-Proof Measures for A Water Supply System", Japan Water Works Association, 1966 (Revised Edition).
2. "Design Criterion for Water Works Facilities", Japan Water Works Association, 1966 (Revised Edition).
3. "Investigation Report on Measures against the Great Earthquake of Southern Kanto Districts", The Ministry of Health and Welfare, 1973.

L'exploitation des distribution d'eau dans les régions à forte activité sismique

par Robert V. Phillips

Directeur Générale et Ingénieur en Chef, Le Service des eaux et de l'électricité de Los Angeles.

Introduction

Le service d'eau est un élément vital dans une région à activité sismique. Les services d'eau de la région de Los Angeles, Californie, ont acquis une grande expérience à ce sujet lors du tremblement de terre de San Fernando, Californie, le 9 février 1971. C'était un séisme modéré, d'amplitude Richter de 6,6 dont l'épicentre était dans une région très peuplée dans la partie nord Los Angeles. Une séisme de cette amplitude peut revenir tous les 4 ou 5 ans quelque part dans le sud de la Californie. Heureusement, dans le passé, ces événements se sont situés dans des régions moins peuplées.

Les dommages se sont étendus le long des collines bordières des montagnes San Gabriel et le long de l'étroite ligne de faille est-ouest. Ses montagnes forment la bordure nord de la vallée de San Fernando, qui est incluse dans la ville de Los Angeles. Le déplacement de la faille de San Fernando, poussée latérale à gauche, a provoqué la mort de 64 personnes et 2 500 blessés qui furent soignés dans les hôpitaux. La Croix Rouge américaine rendit compte que plus de 3 000 personnes furent soignées pour des blessures légères.

On estime que ce tremblement de terre a causé plus de 500 millions de dollars de dégâts aux bâtiments et structures. Les dommages majeurs aux services d'eau furent éprouvés par le Service des eaux et de l'électricité de Los Angeles, le service des eaux de la ville de San Fernando et les ouvrages du service des eaux du Comté de Los Angeles.

Le présent rapport décrit quelques-unes des expériences et leçons que les services d'eau ont retiré de ce séisme.

Plan de catastrophe de base

Pour pouvoir répondre à un événement de ce type, un service d'eau doit avoir dans son plan de catastrophe de base une politique de personnel assigné à des postes définis en cas de catastrophe. Une politique suivie à Los Angeles est que le personnel doit se rendre à son lieu de travail habituel pour y rejoindre ses chefs de service là où il existe équipement et matériel prêts à l'usage immédiat. Un service d'eau doit entretenir un groupe de personnes bien entraînées familières avec le réseau qui peuvent exécuter des réparations et surveiller

le travail de remise en ordre. En temps normal, ce groupe peut être utilisé pour les travaux neufs comme pour l'entretien, suivant la charge de travail. Il peut être complété par des entrepreneurs spécialisés dans la distribution de l'eau.

Dans les services plus importants, il est désirable de décentraliser l'exploitation et l'entretien en districts. Les divers districts peuvent travailler séparément en cas d'accidents normaux tels que fuites sur conduites. Des accords préalables doivent être conclus avec les services publics voisins pour l'emploi du personnel, de l'équipement et du matériel en secours mutuel en cas d'urgence.

Couverture des urgences

Le service d'eau doit couvrir les besoins en eau immédiats des consommateurs. Après le tremblement de San Fernando, l'eau pour le cuisine et les besoins personnels a été fournie par des camions citernes et des citernes sur remorque convenablement chlorés et équipés de robinets. Les camions citernes venaient d'entreprises de construction et de fabricants de boisson. Environ 50 camions et 100 remorques furent utilisés dans ce but après le tremblement de terre. Il faut tenir à jour un inventaire de l'adresse des personnes qui ont besoin d'eau pour des appareils qui les maintiennent en vie, comme les appareils à dialyse des reins. Il faut tout faire pour amener de l'eau à ces endroits.

Los Angeles avait passé un accord avec le service d'incendie depuis des années, suivant lequel les pompes d'incendie sont utilisées pour refouler de l'eau dans les secteurs hauts chaque fois qu'une coupure de courant met hors service les stations de relèvement permanentes. Les connections d'aspiration et de refoulement sont faites sur des bornes d'incendie et l'eau est refoulée par une vanne fermée sur la conduite de distribution.

Une aide précieuse pour les travaux de remise en état est l'établissement d'un poste de commandement de campagne dans la région sinistrée. Ce poste peut être placé dans un centre commercial, un parking public ou un terrain de sport. Les plans du réseau, du personnel clé, un peu matériel et des moyens de communication pour la liaison avec les équipes de réparateurs seraient placés à cet endroit. Pendant le tremblement de terre de San Fernando, on a utilisé comme bureau lorsqu'il pleuvait un bus dont les sièges avaient été enlevés; autrement les opérations se déroulaient en plein air sur de grandes tables portatives.

La nécessité d'avoir divers moyens de communication fut démontrée à San Fernando. Le réseau public de téléphone fut hors service après le tremblement de terre, et l'on dut recourir exclusivement aux communications radio. Outre le centre radio principal, des postes auxiliaires doivent être prévus dans les équipements d'exploitation et d'entretien des districts décentralisés. L'emploi de postes radio mobiles sur tous les véhicules de secours a été capital dans les travaux de remise en état après le tremblement de terre de 1971, en raison notamment du peu de téléphones utilisables. Cet équipement radio mobile est le réseau de communication de base aux postes de commandement de campagne.

Dans l'avenir, l'emploi d'un appareillage de télémesure pour connaître la situation en des endroits éloignés et la télécommande des ouvrages peut être intéressant. Cet appareillage doit être conçu pour résister à un tremblement de terre grave pour pouvoir continuer à fonctionner pendant la période de remise en ordre.

Souplesse de l'alimentation

La situation idéale pour les services d'eau est d'avoir diverses ressources, comprenant des pompes prenant l'eau souterraine, des barrages réservoirs, des adductions lointaines par aqueducs, des interconnexions de secours avec d'autres services d'eau, des installations de recyclage des eaux usées et, en certains cas, des installations de dessalement.

A Los Angeles, l'intérêt de réserves en eau de surface fut démontré par l'utilisation du réservoir Van Norman inférieur pendant presque deux semaines pour alimenter la vallée de San Fernando alors que les deux aqueducs Los Angeles-Owens River avaient été mis hors d'usage par le tremblement de terre. Bien que le barrage ait été lui-même gravement endommagé, il continua à fournir de l'eau. Dans d'autres endroits de Los Angeles, cette alimentation fut complétée en augmentant le pompage d'eau souterraine et par des interconnexions avec le Metropolitan Water District de California du Sud (M.W.D.).

Le M.W.D. a été fondé par Los Angeles et créé par le Parlement de Californie pour vendre en gros en Californie du Sud l'eau du Colorado, situé à environ 380 km à l'est de Los Angeles, et du California State Water Project (S.W.P.). Le S.W.P. prend son eau à la Feather River, à 700 km environ au Nord de Los Angeles. Le M.W.D., actuellement, fournit un supplément d'eau à dix millions de personnes habitant plus de 100 villes de la plus grande partie de la Californie du Sud.

Le tremblement de terre de San Fernando prouva que l'on ne doit pas se reposer entièrement sur l'alimentation en eau souterraine et sur les interconnexions. La ville de San Fernando recevait la totalité de son eau de sept puits, qui furent tous soit endommagés, soit mis hors service par la pollution. Elle recut un secours immédiat par des connexions temporaires avec le réseau de Los Angeles, puis une alimentation permanente par le M.W.D. Des puits n'étaient pas encore réparés cinq mois après le séisme.

Au moment du tremblement de terre, M.W.D. avait en construction certains ouvrages, y compris une station de traitement de l'eau, pour distribuer l'eau du California State Water Project. Ces ouvrages, y compris les interconnexions avec le réseau de Los Angeles, étaient situés dans la région où la terre a tremblé et

furent si gravement endommagés qu'ils n'auraient pas pu fournir de secours même s'ils avaient été terminés et en exploitation.

Le réseau idéal doit avoir un équilibre entre réserves de surface, eau souterraine et interconnexions afin de fournir de l'eau à ses abonnés et au service d'incendie.

Etude des ouvrages

Il faut faire des recherches géologiques au sujet des fondations de tous les ouvrages importants du réseau tels que réservoirs, bassins, stations de pompage et de traitement, et conduites d'adduction. Ces recherches doivent inclure les effets d'une formation de faille lors du séisme, des glissements de terrain, liquéfaction, raz de marée et affaissements sur les ouvrages du réseau.

Dans les régions sismiques, il faut étudier l'histoire de l'activité locale et régionale des tremblements de terre. L'étude des ouvrages doit comprendre au moins une analyse dynamique recourant aux forces pseudo-statiques. Pour certains ouvrages importants, comme les barrages, l'analyse par éléments dynamiques finis est souhaitable. Le réservoir de Los Angeles et le remplacement du barrage Van Norman inférieur endommagé ont été étudiés en utilisant le plus récent état de l'art de l'analyse par éléments dynamiques finis. Les matériaux à utiliser pour le barrage en terre ont été étudiés au laboratoire sous une charge cyclique et les contraintes obtenues ont été comparées avec les contraintes induites par les tremblements de terre d'étude. Ces tremblements de terre d'étude sont les événements maximaux les plus crédibles et sont bien plus importants que celui qui est survenu dans cette région en 1971.

Il n'y a pas grand-chose à faire pour prévenir les dommages aux conduites qui traversent des failles. Les traversées doivent être aussi perpendiculaires que possible et des vannes d'isolement doivent être prévues de chaque côté des zones de failles pour isoler une zone de dommages possibles. Dans les régions où l'on ne prévoit que de faibles rejets, l'emploi de deux joints mécaniques à longues manchettes au moins peut être utilisé en série pour s'ajuster à ces rejets.

Pour que la sécurité du service ne dépende pas d'une seule conduite, il faut réaliser des traversées supplémentaires des failles. Dans un réseau ordinaire, on installe habituellement des conduites bouclées. Les aqueducs traversant les failles doivent être construits en surface pour faciliter l'entretien et les réparations. Un exemple en est l'aqueduc de Californie traversant la faille de Saint André au réservoir Quail Lake.

La méthode actuelle pour l'étude sismique des cuves de réservoirs est une méthode pseudo-statique dans laquelle les forces sismiques sont simulées par des forces statiques horizontales. Au California Institute of Technology une étude est faite sur une méthode dynamique plus réaliste pour l'étude des cuves. De nouvelles recherches sont nécessaires dans ce domaine d'étude des cuves.

Les connexions d'entrée et de sortie aux réservoirs ne doivent pas être rigides. Il faut installer au moins deux longs joints à manchette en séries pour absorber les différences de mouvement entre les réservoirs et la conduite.

Le type de matériau dont sont faites les conduites semble faire peu de différence en ce qui concerne la résistance aux dommages causés par la vibration d'un tremblement de terre. Ce sont les joints à anneau de

caoutchouc et les joints soudés sur conduite d'acier qui ont le mieux résisté pendant le tremblement de terre de San Fernando.

L'équipement électrique et mécanique des puits, des stations de relèvement et des stations de traitement doit être conçu pour résister aux forces sismiques. Un ouvrage incorrect aboutirait à des dommages à l'équipement ou permettrait de légers déplacements créant des problèmes d'alignement et rendant inutilisables les machines rotatives.

Il faut installer des sources d'énergie de secours ou des diesels pour que la station puisse continuer au

moins partiellement à fonctionner même si les lignes électriques qui l'alimentent sont rompues par le séisme.

Conclusion

Les services d'eau dans une région sismiquement active doivent être conscients de leur responsabilité pour fournir de l'eau à leurs abonnés afin de leur permettre de survivre, de protéger leur santé et d'assurer la lutte contre l'incendie. Les ouvrages du service doivent être conçus pour continuer à fonctionner après un tremblement de terre important.

Caracteristiques des ouvrages d'alimentation en eau dans les régions a forte activité sismique

Par le Prof. L.F. Moshnin,

Dr. Sciences Techniques, Institut scientifique de recherche de l'URSS, VODGEO

Introduction

Dans l'éventualité d'un séisme d'intensité 8 ou plus (suivant l'échelle utilisée en URSS), certaines défaillances des ouvrages de distribution d'eau sont inévitables. La protection contre les dommages implique de grandes dépenses et, en conséquence, ne peut être considérée comme raisonnable que pour les ouvrages qui sont d'une importance vitale pour le fonctionnement du réseau dans son ensemble.

Il est donc nécessaire de distinguer ces ouvrages lorsqu'on étudie les réseaux des régions exposées aux tremblements de terre. D'une façon générale, on peut les diviser en deux catégories.

La première catégorie comprend les ouvrages dont la destruction peut amener une catastrophe. Ce sont : les barrages réservoirs situés en amont ou près des régions peuplées, les châteaux d'eau, les tuyaux de grand diamètre travaillant sous pression relativement élevée, etc. . . . A la seconde catégorie appartiennent les parties du réseau dont la défaillance peut amener une interruption de la livraison de l'eau à de nombreux consommateurs ou à des industries, cas qui peut amener de lourdes pertes.

Le coût des mesures de protection peut être pris en compte dès l'étude du réseau en comparant les divers projets possibles. Par ex, il est désirable de comparer les réseaux avec ou sans réservoirs, différents tracés d'aqueducs et de conduites, d'examiner la possibilité de loger les réservoir et châteaux d'eau à des emplacements qui préviennent le danger d'inonder des bâtiments et installations précieux et de menacer la vie des habitants.

Lorsque la destruction d'une partie quelconque du réseau n'amène pas un danger d'inondation et n'implique que l'interruption des fournitures d'eau, au lieu de prendre de coûteuses mesures de protection, il peut être expédient de sectionner ou même de doubler partiellement cette partie.

Conformément à ces considérations, les normes de l'Union soviétique de normalisation font un certain nombre de recommandations sur le choix des captages et sur l'établissement des ouvrages et des conduites.

1 Captages

Pour les réseaux desservant plus de 25000 personnes, il est recommandé d'avoir au moins deux captages indépendants, de préférence permettant la fourniture d'eau de deux directions différentes. Quand on utilise de l'eau puisée dans des roches fissurées ou cavernes, il est désirable d'avoir une eau de surface comme autre ressource.

Ces recommandations s'appliquent aux réseaux industriels où l'interruption de l'alimentation en eau

peut amener des effets désastreux ou des pertes considérables.

L'augmentation du volume des réservoirs peut être considérée comme une alternative à la duplication des captages. Dans ce cas, la réserve d'incendie doit être doublée et la capacité du réservoir doit être suffisante pour fournir l'eau nécessaire aux besoins domestiques pendant un certain temps (8 h dans les régions à intensité sismique 8 à 12 h dans les régions à intensité plus élevée).

Les entreprises industrielles doivent recevoir, conformément à un plan d'urgence, une quantité d'eau suffisante pour éviter un désastre ou de fortes pertes.

2 Etablissement des ouvrages et des conduites.

La réserve en eau totale doit être divisée entre des réservoirs situés en différents emplacements. La construction de châteaux d'eau doit en général être évitée. A leur place, on peut utiliser dans les petits réseaux des réservoirs sous pression, dans les réseaux plus grands des réservoirs au niveau du sol placés de préférence en des points élevés.

Là où n'existent pas de points d'altitude suffisante, il faut employer des pompes de surpression.

Il est recommandé que les réservoirs soient construits en béton armé et de forme circulaire. Si la capacité d'un réservoir dépasse 1000 m³, il est nécessaire de le diviser en deux unités ou plus, chacune d'elle devant être reliée indépendamment au réseau ou à la station de pompage et ne pas dépasser 2000 m³. La construction de réservoirs plus grands n'est autorisée que s'ils sont sectionnés. Les stations de traitement doivent être sectionnées et n'avoir qu'un seul étage. Elles doivent prévoir un bypass de l'entrée à la sortie de l'eau en cas d'urgence. L'eau bypassée doit pouvoir être chlorée.

L'expérience de l'exploitation des réseaux de distribution d'eau dans les régions sismiques a montré que les stations de pompage souterraines résistent mieux aux tremblements de terre que celles situées au niveau du sol ou en élévation. Mais il y a un danger d'inondation des stations souterraines par suite de la rupture de conduites et c'est pourquoi les normes autorisent la construction de stations au-dessus du sol. En ce cas, les exigences de résistance aux séismes sont un peu plus élevées. Les stations souterraines situées au-dessous du niveau de l'eau dans le réservoir doivent être pourvues d'orifices de secours suffisants pour protéger les équipements électriques et autres contre l'inondation.

Pour une meilleure protection contre l'inondation, la distance entre une station de pompage souterraine et le réservoir ne doit pas être inférieure à dix mètres.

S'il y a plusieurs réseaux transportant l'eau pour différents usages, il est désirable qu'ils soient interconnectés. Les interconnexions doivent être normalement

fermées et pouvoir être ouvertes en cas d'urgence. Les interconnexions permettant de livrer de l'eau non potable à un réseau d'eau potable doivent être pourvues d'un poste de chloration.

Ces dispositifs de protection d'un réseau d'alimentation en eau permettent dans l'ensemble de réduire dans une certaine mesure les exigences de résistance aux tremblements de terre des éléments du réseau.

3 Les exigences de résistance aux tremblements de terre.

Le coût d'adaptation des ouvrages et conduites pour leur permettre de résister aux tremblements de terre doit être pris en compte lorsqu'on détermine ces adaptations. Certaines exigences n'impliquent pratiquement pas de dépenses spéciales et doivent donc être respectées lorsque l'on étudie un ouvrage, quelle que soit son importance dans le réseau.

Ces exigences sont les suivantes :

- les ouvertures dans les murs pour le passage des conduites doivent laisser un jeu entre mur et conduite d'au moins 0,10 m. La garniture dans cet intervalle doit être flexible pour permettre les mouvements de la conduite.
- dans les réservoirs et autres ouvrages pouvant contenir de l'eau, les garnitures doivent être à la fois flexibles et étanches.
- Il faut utiliser des joints de conduites flexibles dans tous les cas où les mouvements des conduites peuvent amener des contraintes additionnelles, dangereuses pour les conduites si elles ont des joints rigides (passage de conduites à travers les murs, jonction des conduites avec les pompes, les réservoirs et autres ouvrages, points de changement de pente, limites de sols ayant des caractéristiques différentes, etc. . .)

Les exigences suivantes provoquent certaines majorations des coûts de construction, mais doivent cependant être respectées :

- dans les régions exposées à des séismes d'intensité au moins égale à 8, les décanteurs doivent être en béton armé et les filtres en béton armé ou en acier;
- l'intensité des séismes pris en compte lors de l'étude des stations de pompage au-dessus du sol doit être supérieure d'un degré à celle prise en compte pour les stations souterraines dans les mêmes régions;
- la charge dynamique produite par un tremblement de terre doit être prise en compte lors de l'établissement des ouvrages d'alimentation en eau.

L'observation de ces exigences augmente le coût des ouvrages particuliers d'un réseau d'alimentation en eau, mais cette augmentation est négligeable en comparaison du coût total du réseau. En outre, le respect de ces recommandations accroît considérablement la fiabilité du réseau et il n'est pas raisonnable de les négliger.

Une augmentation considérable du prix de revient du réseau peut être provoquée par les exigences supplémentaires relatives aux adductions et conduites. Ceci vise essentiellement le choix du matériau des conduites et à moindre degré, de leur profondeur de pose.

Ces exigences supplémentaires intéressent essentiellement le fonctionnement d'un réseau immédiatement après un séisme.

Le coût des réparations est un problème d'importance secondaire car le nombre de ruptures est relativement faible. Et de plus, les tremblements de terre révèlent des dommages qui seraient apparus plus tard de toute façon. Cela résulte des statistiques relatives aux accidents sur conduites en fonte dans les réseaux d'Asie Centrale. Pendant la période d'activité sismique élevée,

le nombre spécifique d'accidents (nombre annuel d'accidents par unité de longueur de conduite) a augmenté de 5% en comparaison de la période précédente, mais ensuite il a diminué des mêmes 5%. Ces statistiques montrent une particularité intéressante: une augmentation notable du "coefficient d'irrégularité journalière de dommages", c'est-à-dire du nombre maximal d'accidents journaliers par rapport à la moyenne. Pendant la période précédant celle d'activité sismique élevée, ce coefficient était de 2,17; pendant la période d'activité sismique élevée, il s'éleva à 5,56 et pendant la période suivante il descendit à 2,18.

Néanmoins, il est évident que certaines ruptures ne se produiraient pas s'il n'y avait les tremblements de terre.

La pratique montre cependant que la plupart des ruptures sont dues au non respect des recommandations qui ne provoquent pas une augmentation considérable du coût des constructions (par ex. emploi de joints rigides et de garnitures rigides des intervalles entre conduites et murs, défaut d'ancrage convenable des conduites, etc. . .). Ces ruptures peuvent et doivent être évitées.

Un petit nombre de ruptures sont dues à l'augmentation des charges liées aux mouvements de terrain pendant les séismes. Cette augmentation survient en général :

- à la limite des terrains ayant des propriétés différentes,
- sur les conduites posées dans des remblais ou dans des terrains sujets aux affaissements.

Dans ces conditions, l'augmentation des charges est si considérable que même les conduites en acier à forte résistance ne la supportent pas et les ruptures sont pratiquement inévitables.

Comme nous l'avons dit, le nombre de ces ruptures est relativement faible. On ne tient donc pas compte de ces charges sismiques additionnelles sur les conduites.

Cependant, les normes recommandant d'utiliser dans ces conditions des tubes d'acier. Il est évident que la flexibilité des tubes d'acier leur permet de résister à des mouvements du sol qui endommageraient sévèrement d'autres types de conduites. Mais la raison de base pour cette recommandation n'est pas de diminuer le danger de rupture, mais la possibilité de réparations rapides.

L'avantage substantiel des conduites en acier par rapport à la fonte et à l'amiante-ciment est qu'elles n'ont pas tendance à se briser en éclats. Les dommages aux conduites en acier, en règle générale, résultent de la formation de fissures, mais non de la rupture en éclats. Les conduites en fonte et en amiante-ciment peuvent être totalement détruites et leur rupture amène un danger d'inondation.

La fonte et l'amiante-ciment ne doivent donc pas être utilisées pour des pressions de service supérieures à 6 bars. Pour la même raison, les conduites en amiante-ciment doivent être choisies d'un grade plus élevé que normalement. L'emploi d'amiante-ciment est également restreint lorsqu'il s'agit de conduites dont la rupture peut causer des dommages sérieux à l'équipement ou amener des pertes graves par interruption d'un processus technique.

Comme nous l'avons dit, l'exigence d'une profondeur plus grande pour la pose des conduites peut conduire à une certaine augmentation des dépenses de pose.

Des considérations théoriques montrent que les accélérations sismiques diminuent quand la profondeur augmente.

Une étude des données disponibles sur les séismes survenues en URSS confirment ces considérations: le nombre de ruptures de conduites diminue dans une certaine mesure lorsque leur profondeur augmente. C'est pourquoi les normes recommandent que la profondeur de pose d'une conduite, de la partie supérieure au

niveau du sol, soit d'au moins 0,8 m pour l'acier, 1,0 m pour la fonte et le béton armé et 1,3 m pour l'amiante ciment.

Il est évident que ces recommandations n'amènent une augmentation des profondeurs de pose que dans le sud de l'Union, car normalement les profondeurs de pose dans le centre et surtout le nord dépassent ces valeurs recommandées.

Quelques spécialistes considèrent que ces recommandations ne sont pas suffisamment fondées. L'une de leurs objections à l'augmentation de la profondeur de pose dans les régions du sud est que, si l'augmentation de profondeur diminue les accélérations sismiques, les

charges ne sont pratiquement pas réduites car la cohésion entre conduites et sol est plus forte.

L'expérience confirme leur raisonnement: l'augmentation des profondeurs au delà d'un mètre diminue les accidents, mais peu.

Apparemment, plus profondément une conduite est enterrée, plus elle est difficile à réparer et, immédiatement après un tremblement de terre, la durée des réparations est un facteur décisif.

C'est pourquoi il semble avantageux d'accepter quelque augmentation du risque d'accidents pour créer de meilleures conditions pour la suppression rapide des séquelles d'un tremblement de terre.

International standing committee on water quality and treatment

Subject 1

The hardness of water supplies and cardiovascular disease

by A. G. Shaper, D. G. Clayton and J. N. Morris

M.R.C. Social Medicine Unit,

London School of Hygiene & Tropical Medicine, London, W.C.1.

There is a strong statistical association between cardiovascular mortality and the mineral content of local drinking water; the softer the drinking water, the higher the death rates; the harder the water the lower the death rates. It is important to emphasise at the outset that the relationship is with cardiovascular disease *in general*, not ischaemic heart disease ("heart attacks") in particular, and that in different countries, differing components of cardiovascular mortality are most clearly involved. It would seem that some fundamental aspect of cardiovascular function is involved in the Water Story, and it is our aim to draw attention to some of the possible factors concerned.

The inverse association between water hardness and cardiovascular mortality has been found in several countries since the pioneer report from Japan in 1957 which reported a close association between death rates from stroke and the acidity of river drinking water (1). This was soon followed by studies from the United States. Schroeder showed that the average age-adjusted annual death rates from all causes varied from a maximum of 983 per 100,000 people in South Carolina (soft water) to a minimum of 712 in Nebraska (hard water), i.e. an increase of 38% from the hard to the soft water state (2). For death rates due to cardiovascular disease, the percentage difference from state to state was even larger than the differences for total death rates. The cardiovascular death rate in South Carolina was 76% greater than in New Mexico (511 and 290 per 100,000 respectively).

Table I: Cardiovascular (CVD) death rates in hard-water and soft-water States. Average age-adjusted rates per 100,000 population are compared in the 10 States with the hardest water to the 10 States with the softest water.

Cause of death	Death Rate		Difference %
	Hard water	Soft water	
All non-CVD deaths	424.6	420.9	- 0.87
All CVD deaths	358.3	431.8	+20.5
Total	782.9	852.7	+ 8.9

From Schroeder (2) and Perry (31)

When Schroeder divided cardiovascular mortality into its component parts he found that the strongest correlation was with "hypertension with heart disease" (3). Hypertension *per se*, generalised arteriosclerosis and stroke, showed similar but less striking relationships to hardness of water. Strong correlations with ischaemic heart disease were found when analysis was limited to white persons aged 55-64 years (4).

Studies from England and Wales reported similar

correlations between total cardiovascular death rates and the hardness of the drinking water (5). In 61 large county boroughs of England and Wales (populations of 80,000 or over) the correlation coefficients between cardiovascular death rates and water hardness were negative and highly significant.

Table II: Associations between components of water hardness (1961) and death-rates (1958-64) men aged 45-64 in the 61 County Boroughs of England and Wales with a population of 80,000 or over in 1961.

Water constituents p.p.m.	Correlation (r) with death-rates for:		
	Cardiovascular disease	Bronchitis	All "other" causes
Total solids	-0.61	-0.41	-0.23
Total hardness:	-0.65	-0.45	-0.26
Temporary hardness (carbonate)	-0.63	-0.48	-0.29
Permanent hardness (non-carbonate)	-0.51	-0.24	-0.10
Electrolytes (as ions):			
Calcium	-0.72	-0.55	-0.37
Magnesium	-0.02	+0.06	+0.15
Sodium	-0.24	-0.25	-0.11

They were greater with water calcium and with the carbonate fraction (reflecting temporary hardness); correlations with sodium were much lower and were negligible with magnesium. The main subgroups of cardiovascular disease—cerebrovascular (stroke), ischaemic or coronary heart disease and "other" heart disease, were all closely associated with water calcium, with correlation coefficients around -0.6 for both males and females.

Table III: Associations between water calcium and local death rates at ages 45-64 (1958-64) in the 61 County Boroughs of England and Wales with a population of 80,000 or over in 1961.

Certified cause of death	Correlation (r) with water calcium p.p.m.	
	Males	Females
All cardiovascular disease	-0.72	-0.71
cerebrovascular	-0.62	-0.54
coronary	-0.59	-0.62
other heart	-0.60	-0.60

Correlations with other causes of death were also negative but were smaller. Bronchitis was also highly correlated with water hardness and calcium, but in Great Britain this association could be explained in terms of other factors, notably socio-economic conditions and industrialisation.

Table IV demonstrates the trend in cardiovascular death rates associated with the calcium content of the local drinking water in the 61 county boroughs in

Table IV: Mean death-rates per 100,000 (1958-64) from cardiovascular disease at ages 45-64 years related to water calcium in the 61 County Boroughs of England and Wales with total population of 80,000 or over in 1961.

Water calcium (p.p.m.)	Number of towns	Males	Females
<10	8	751	355
10-39	24	721	330
40-69	9	636	306
70-99	13	633	281
100+	7	546	248

England and Wales. The male death rates are 37% higher in very soft towns compared with very hard towns and the female 43% higher.

None of these findings, of course, is evidence of a direct causal relationship between local drinking water and mortality as the correlation could be due to confounding factors. In a comprehensive search for such factors in England and Wales, over 80 indices of local social, economic, industrial and other environmental conditions were correlated with water hardness and calcium (6). There was no evidence that water hardness and calcium were merely reflecting other factors and rainfall was the only variable closely associated with these water components. This is as expected; the high rainfall areas are mainly the soft-water areas and these areas have a high mortality from cardiovascular disease. A multiple regression analysis showed that after allowing for other environmental and social factors, both water calcium and rainfall made significant separate contributions to the variation of cardiovascular death rates between the towns studied.

In the 61 county boroughs, out of the 80 social and environmental indices examined, five accounted for 74% of the variance in cardiovascular mortality in males aged 45-64 years for the years 1958-1964 (7). These were latitude (with higher death rates in the more northern towns), rainfall, water calcium, a composite index of adverse social conditions, and air pollution from domestic sources. Standardised partial regression coefficients on these 5 indices showed that rainfall ($P < 0.001$), latitude and water calcium ($P < 0.01$) and air pollution ($P < 0.5$) were statistically significant. There was a high correlation ($r = -0.6$) between rainfall and water calcium.

The independent contribution made by rainfall remains perplexing; it could affect cardiovascular death rates through some component of water other than hardness and calcium or it could act independently. In a recent study of water hardness, rainfall and cardiovascular mortality, the association between overall indices of ischaemic heart disease mortality and local rainfall in 50 areas in South Wales and 58 county boroughs in England and Wales has been examined (8). The authors concluded that the association between water hardness and IHD is entirely dependent on the association of hardness with rainfall and therefore, that the reported association between IHD and water hardness is secondary and non-causal. Their findings have been criticised in detail on a number of grounds (9) and we are left with the well-established relationship between rainfall and water hardness and the correlation of both of these factors with cardiovascular mortality. However, since high rainfall periods within defined areas do not seem to be associated with periods of high cardiovascular mortality, it would seem unlikely that the association with rainfall reflects a direct climatological effect.

Recent confirmation of the general hypothesis comes from a comparison of death rates for inhabitants of the basins of two hard-water and two soft-water rivers in the

United States (10). Instead of water hardness, alpha radioactivity was used, as these two qualities are highly correlated with one another ($r = 0.86$). The data involved some 7.5 million people in 140 counties along the Ohio and Columbia rivers (soft) and along the Missouri and Colorado rivers (hard). The non-cardiovascular death rates were virtually the same in all 4 river basins, but death rates from hypertensive heart disease and ischaemic heart disease were lower in the hard-water regions, being respectively 41% and 25% lower along the hard-water Colorado than along the soft-water Ohio.

Table V: Death rates in four river basins, two with soft water and two with hard water. From Masironi (10) and Perry (31).

River Basin	Radio-activity* p curiel litre	Death Rates		
		Non-CVD	AHD	HHD
Ohio River	0.25	455	303	39.7
Columbia River	0.40	448	303	33.3
Missouri River	3.01	460	276	28.3
Colorado River	6.00	440	228	23.3

Non-CVD = Non-cardiovascular
AHD = arteriosclerotic heart disease.
HHD = hypertensive heart disease
*Strongly correlated with water hardness.

The correlation between water hardness and cardiovascular mortality has been reported from other countries as well—Sweden (11, 12), Holland (13), Canada (14), Ireland (15) and Newfoundland (16). Where on such relationship has been found (17, 18), the studies have usually involved areas with small populations and relatively narrow ranges of water hardness.

Faced with this fascinating but perplexing relationship between the quality of water and cardiovascular mortality, it would ideally be desirable to explore the possibility of a causal relationship by experiments in which water hardness was changed in a community. This raises considerable problems; industrial and social as well as medical and technical. Fortunately in England and Wales we have been able to take advantage of an "experiment of opportunity" by studying mortality rates between 1951 and 1961 in 11 county boroughs in which the hardness of the water supply had changed substantially (by 50 parts per million or more) between 1925 and 1955 (19). The mortality rates in these boroughs were compared with the rates for 72 boroughs which had not changed water supplies.

Table VI: Proportional changes in mortality between 1948-54 and 1958-64 related to changes in water hardness in the large towns of England and Wales ages 45-64.

Cause of death	Water Hardness		
	Increased (5 towns)	No change (72 towns)	Decreased (6 towns)
	% change	% change	% change
Males Cardiovascular disease	+ 8.5	+11.2	+20.2
All other causes	-10.8	-13.0	-12.4
Females Cardiovascular disease	-14.9	-11.8	- 9.0
All other causes	-13.7	-10.9	-12.5

In the 72 boroughs with unchanged water hardness the increase in cardiovascular mortality rate for men 45-64 years was 11.2%. Where the water had been hardened (5 boroughs) the increase in cardiovascular mortality was only 8.5%. When the water had become softer (6 boroughs) there was a 20.2% increase—almost double the average change of 11.2%. Similar changes were apparent for females aged 45-64 years. Non-cardiovascular death rates were unaffected. When cardiovascular disease was separated into its com-

ponents, both coronary heart disease and cerebrovascular disease in men 45-64 years had increased by less than the average amount where hardness had increased and by more than the average amount where the water had become softer.

Preliminary reports describe a similar *decrease* in cardiovascular death rates in Monroe County, Florida when the water supply was changed from rain water with a hardness of 0.5 p.p.m. to deep-well water with a hardness of 200 p.p.m. Certificated death rates from cardiovascular disease dropped from 500-700 to 200-300, only 4 years after the increase in water hardness (20).

Although the evidence is circumstantial we have to consider the possibility that there is a direct "cause-and-effect" association between drinking water and cardiovascular disease; that there is some quality or component in the water affecting some major pathogenic process. The association could in theory be with any of the main processes in cardiovascular disease; atherosclerosis, intravascular thrombosis, hypertension or myocardial function.

Pathology

In a comparison of the cardiac lesions in subjects dying unexpectedly from accidents or from ischaemic heart disease in a town having soft water, Glasgow, and London, whose water supply is hard, the findings in both sexes suggested an increased susceptibility of the myocardium in Glasgow (21). This possibility has been further explored by Anderson and his colleagues from Ontario, Canada (14) who suggested that the major relationship between water hardness and fatal ischaemic heart disease involved arrhythmias associated with myocardial infarction (heart attack). Since such rhythm disturbances tend to occur soon after the myocardial infarction and often lead to sudden death, they postulated that many such fatal arrhythmias would occur before the patient reached hospital, resulting in a coroner's signature on the death certificate. Using the 1967 data from subjects aged 35-75 years in Ontario, they divided deaths into "coroners" and "non-coroners" groups. In the "coroners" group a marked inverse correlation was observed between death rates from IHD and water hardness, while the "non-coroners" group showed no such relationship. Data from Washington state has been interpreted as showing a similar trend (22).

A recent study of deaths in 12 towns in England and Wales (6 with hard water and low cardiovascular mortality and 6 with soft water and high cardiovascular mortality) found that "very sudden" death made up a greater proportion of all deaths from coronary heart disease in the soft water towns than in the hard water towns. Examination of pathological material from these same 12 towns has shown that there are more old occlusions of coronary arteries in subjects dying suddenly of coronary heart disease in the hard water towns. These findings overall might suggest that individuals living in hard water towns appear better able to survive acute heart attacks.

Clinical Study

Because all subgroups of cardiovascular disease are involved in the Water Story, it is clear that whatever mechanism is involved must be common to ischaemic heart disease, cerebrovascular disease, hypertensive heart disease and those conditions labelled as "myocardial degeneration". Hypertension would seem to be a likely common factor and in the search for differences in blood

pressure levels and other risk factors for cardiovascular disease, studies were set up in 12 towns in England and Wales, 6 with very hard water and low CVD mortality rates and 6 with very soft water and high CVD mortality rates. Clinical and biochemical measurements were made in 500 middle-aged sedentary workers resident in these towns (23).

Significant differences were found in heart rate, diastolic blood pressure and, to a lesser degree, blood cholesterol levels. With few exceptions, the results were surprisingly consistent for *heart-rate* and *casual diastolic pressure*; the cholesterol findings were less consistent. There was an interesting difference between the hard and soft water towns in the relation between age and blood pressure. There was little or no difference between the two groups at ages 40-50 years, but quite pronounced differences at ages 56-65 years. In the subjects from towns with hard water, the mean diastolic pressure did not increase with age. It must be emphasised that this was an exploratory pilot study involving small numbers, in search of hypotheses, and that confirmation of these findings must be sought in larger and different studies. Meanwhile, it is considered that the differences observed in mean blood pressure, heart rate and possibly blood cholesterol could account for a considerable proportion of the difference in cardiovascular mortality in the towns studied.

Discussion

There are two major suggestions arising from the evidence at present available; firstly, that hypertension is more prevalent in soft water areas; secondly, that a factor affecting myocardial function is involved. If we are to postulate a direct relationship between these two possible pathogenic aspects and the components of water, there are several mechanisms which have to be considered. (i) The mineral content of water could be protective or injurious, (ii) soft waters could be carrying metal contaminants from pipes or soil, (iii) or other trace substances could be involved.

Calcium-Sodium-magnesium Interrelationships

Calcium and magnesium are closely related; they compete for binding sites, they share absorption pathways, and they could replace each other in some chemical relationships. Both are involved in enzymatic processes in heart muscle. Calcium in water could act by inhibiting the absorption of toxic elements or by providing an additional source of total calcium intake. There are suggestions from population studies in Japan, and from animal experiments, that a low calcium intake is associated with a greater prevalence of hypertension, particularly in females. High prevalence of hypertension has also been reported in populations living in areas with very high concentrations of sodium in the drinking water. Soft water contains less calcium and more sodium than hard waters, and artificial softening using base exchange methods can exaggerate this situation considerably. There is considerable epidemiological and experimental data linking the calcium-sodium-magnesium interrelationship to hypertension, and this bulk electrolyte situation certainly deserves further examination in population studies and the laboratory. There are, however, considerable difficulties encountered in studying the electrolyte balance in free-living populations. Urinary excretion studies requiring frequent 24-hour collections constitute a major problem, and intake measurements are even more difficult. There is an overwhelming need for new methods in this field.

Magnesium

From Finland attention has recently been drawn to an apparent inverse correlation between mortality from ischaemic heart disease and the soil content of calcium and potassium, and in particular, that of magnesium (24). A diminished content of heart magnesium has been found after a sudden death from myocardial infarction (25) and it was suggested that residents of soft water areas may have lower magnesium concentrations in heart muscle than do residents of hard water areas. In a Canadian study briefly reported (26) such a difference has been confirmed in accidental deaths from hard (342-516 p.p.m. total hardness) and soft (53 p.p.m. or less) water areas.

Lead

Plumbosolvency from soft and acid waters has been a problem in Great Britain in the past and may still affect some soft water towns. We have found that the lead content of ribs was considerably higher in soft water areas as compared with hard water areas in Great Britain and while it is unlikely that lead contamination could explain the "water story" it might be a contributing factor in some areas (27).

Cadmium

Cadmium dissolved from galvanized pipes might be a pathogenic factor and there is evidence from clinico-pathological studies linking cadmium and hypertension. There is some evidence that cadmium might be a factor in human hypertension (28). The human body accumulates considerable cadmium during childhood and adolescence and this is highly concentrated in the kidney (28). In hypertensive subjects, renal cadmium appears to occur in abnormally high concentration (29). Experimental studies in rats indicate that prolonged feeding of small amounts of cadmium produces hypertension associated with very high levels of renal cadmium; these levels approximate those of the average American adult without known exposure (30). In some studies systolic blood pressure in rats has increased significantly after only one month exposure to cadmium (31). In a study of ribs from "sudden death" cases in Great Britain, significantly higher cadmium levels were present in ribs from the soft water areas.

Other trace elements are also being considered in the Water Story as some elements may have a protective effect by influencing lipid metabolism and arterial disease e.g. vanadium, manganese, chromium, lithium, while others such as lead, cadmium and cobalt are known to be harmful. Trace element studies comparing hard and soft waters have not yet produced any consistent pattern of results and sampling and measurement techniques are far from standardised. The whole subject now requires systematic and intensive study.

It is also possible that *hard waters may be protective* due to their mineral content. Calcium might inhibit the absorption of toxic substances and it has been shown

that the absorption of lead, cadmium, zinc and chromium is inversely related to the concentration of calcium in the medium.

Conclusion

It is clear from these brief and speculative comments that there is no shortage of hypotheses to explain how the components of drinking water might affect cardiovascular function and disease. What is more important now is to confirm the possibility that the Water Story involves the prevalence of hypertension and to explore further the myocardial aspects suggested by the differences in heart rate observed in the clinical study. It is also vital to take advantage of any experiments of opportunity provided by the softening or hardening of water supplies to a community. The trace element aspect of the Water Story may be of considerable importance and it is vital that these studies be carried out within the framework of regional mortality studies, and clinical and necropsy surveys. It is premature to suggest the widespread hardening of water in those areas with soft water supplies, but it is probably not unreasonable to caution authorities who would soften a hard-water supply.

Summary

There is a strong statistical association between cardiovascular mortality and the mineral content of local drinking water; the softer the water the higher the death rates. The relationship is with *all* forms of cardiovascular disease; ischaemic heart disease, stroke and hypertensive heart disease. Correlations are greatest with water calcium and with the carbonate fraction (temporary hardness). There is no evidence that social, economic, industrial or other environmental conditions are responsible for this association. Rainfall is closely related to water hardness but appears to make an additional separate contribution. When the water supplied to an area is changed, increased hardness is associated with a decreased cardiovascular mortality and softening the water is associated with an increased cardiovascular mortality. It has been suggested that increased cardiovascular mortality in soft-water areas is associated particularly with sudden deaths, with rhythm disturbance as the mechanism concerned. Several studies support this suggestion and pathological investigations also suggest a myocardial factor. Clinical studies have revealed higher levels of heart rate, blood pressure and blood cholesterol in soft-water towns compared with hard-water towns and these findings could account for a considerable proportion of the excess deaths encountered. It is suggested that the mineral content of water could either be protective or injurious: that soft waters might carry metal contaminants from pipes or soil or that trace elements might be involved. Particular interest is at present directed towards magnesium in heart muscle and in soils and towards the relationship between cadmium and hypertension. At the present time, widespread hardening of water is not recommended but caution is urged on those who would soften a hard-water supply.

REFERENCES

1. Kobayashi, J.: On geographical relationship between the chemical nature of river water and death rate from apoplexy. *Ber. Ohara Inst.* 11, 12 (1957).
2. Schroeder, H. A.: Relation between mortality from cardiovascular disease and treated water supplies. *J. amer. med. Assoc.* 172, 1902 (1960).
3. Schroeder, H. A.: Relations between hardness of water and death rates from certain chronic and degenerative diseases in the United States. *J. chron. Dis.* 12, 586 (1960).
4. Schroeder, H. A.: Municipal drinking water and cardiovascular death rates. *J. amer. med. Assoc.* 195, 125 (1966).
5. Morris, J. N., Crawford, M. D., Heady, J.: Hardness of local water-supplies and mortality from cardiovascular disease. *Lancet*, *i*, 860 (1961).
6. Crawford, M. D., Gardner, M. J., Morris, J. N.: Mortality and hardness of local water-supplies. *Lancet*, *i*, 827 (1968).
7. Gardner, M. J., Crawford, M. D., Morris, J. N.: Patterns of mortality in middle and early old age in the county boroughs of England and Wales. *Br. J. prev. soc. Med.* 23, 133 (1969).
8. Roberts, C. J. and Lloyd, S.: Association between mortality from ischaemic heart-disease and rainfall in South Wales and in the county boroughs of England and Wales. *Lancet*, *i*, 1091 (1972).
9. Crawford, M. D., Gardner, M. J. and Morris, J. N.: Water hardness, rainfall and cardiovascular mortality. *Lancet*, *i*, 1396 (1972).
10. Masironi, R.: Cardiovascular mortality in relation to radioactivity and hardness of local water supplies in the United States. *Bull. Wld. Hlth. Org.* 43, 687 (1970).
11. Biorck, G., Boström, H., and Widström, A.: On relationship between water hardness and death rate in cardiovascular diseases. *Acta med. scand.* 178, 239 (1965).
12. Boström, H., Wester, P. O.: Trace elements in drinking water and death rate in cardiovascular disease. *Acta med. scand.* 181, 465 (1967).
13. Biersteker, K.: Hardness of drinking water and mortality. *Tijdschr. Soc. Geneesk.* 45, 658 (1957).
14. Anderson, T. W., le Riche, W. H. and MacKay, J. S.: Sudden death and ischaemic heart disease. Correlation with hardness of local water supply. *New Engl. J. Med.* 280, 805 (1969).
15. Mulcahy, R.: Mortality and hardness of water-supplies. *Lancet*, *i*, 975 (1968).
16. Fodor, J. G., Pfeiffer, C. J. and Papezik, V. S.: Relationship of drinking water quality (hardness-softness) to cardiovascular mortality in Newfoundland. *Canad. Med. Assoc. J.* 108, 1369 (1973).
17. Mulcahy, R.: The influence of water hardness and rainfall on the incidence of cardiovascular and cerebrovascular mortality in Ireland. *J. Irish med. Ass.* 55, 17 (1964).
18. Lindeman, R. D. and Assenzo, J. R.: Correlations between water hardness and cardiovascular deaths in Oklahoma counties. *Am. J. pub. Hlth*, 54, 1971 (1964).
19. Crawford, M. D., Gardner, M. J. and Morris, J. N.: Changes in water hardness and local death-rates. *Lancet*, *ii*, 327 (1971).
20. Groover, M. E., Antell, G. E., Fulghum, J. E. and Borde, O. H.: Death rates following a sudden change in hardness of drinking water. *CVD Epidemiology Newsletter (Am. Heart Assoc.)* p.16 Jan. 1972.
21. Crawford, T. and Crawford, M. D.: Prevalence and pathological changes of ischaemic heart disease in a hard-water and in a soft-water area. *Lancet*, *i*, 229 (1967).
22. Peterson, D. R., Thompson, D. D. and Nam, J. M.: Water hardness, arteriosclerotic heart disease and sudden death. *Am. J. Epidem.* 92, 90 (1970).
23. Stitt, F. W., Clayton, D. D. G., Crawford, M. D. and Morris, J. N.: Clinical and biochemical indicators of cardiovascular disease among men living in hard and soft water areas. *Lancet*, *i*, 122 (1973).
24. Karppanen, H. and Neuvonen, P. J.: Ischaemic heart disease and soil magnesium in Finland. *Lancet*, *ii*, 1390 (1973).
25. Chipperfield, B. and Chipperfield, J. R.: Heart-muscle magnesium, potassium and zinc concentrations after sudden death from heart-disease. *Lancet*, *ii*, 293 (1973).
26. Anderson, T. W., Hewitt, D., Neri, L. C., Schreiber, G. and Talbot, F.: Water hardness and magnesium in heart muscle. *Lancet*, *ii*, 1390 (1973).
27. Crawford, M. D. and Clayton, D. G.: Lead in bones and drinking water in towns with hard and soft water. *Br. med. J.* *ii*, 21 (1973).
28. Tipton, I. H., Foland, W. D., Bobb, F. C. and McCorkle, W. C.: Spectrographic analysis of human tissue. *Physicl. Review* 91, 1 (1953).
29. Schroeder, H. A.: Cadmium as a factor in hypertension. *J. chron. Dis.* 18, 217 (1965).
30. Schroeder, H. A.: Cadmium hypertension in rats. *Amer. J. Physiology*, 207, 62 (1966).
31. Perry, H. M.: Minerals in cardiovascular disease. *J. Amer. Dietetic Assoc.* 62, 631 (1973).

Résumé

Il y a une forte relation entre la mortalité cardiovasculaire et la teneur en minéraux dissous dans l'eau potable; plus l'eau est douce, et plus le taux de mortalité est élevé. Cette relation intéresse toutes les formes de maladies cardiovasculaires. Les corrélations sont maximales avec le calcium et la fraction carbonate (dureté temporaire). Il n'y a pas de preuves que des conditions sociales, économiques, industrielles ou autres influences du milieu soient responsables de cette association. La pluviosité est étroitement liée à la dureté de l'eau, mais semble apporter une contribution additionnelle séparée. Quand l'eau distribuée dans une région change, l'augmentation de dureté amène une diminution de la mortalité cardiovasculaire et l'adoucissement de l'eau une augmentation de cette mortalité. Il a été suggéré que l'augmentation de mortalité cardiovasculaire dans les régions à eau douce est associée particulièrement, comme mécanisme en jeu, à des morts subites avec

troubles rythmiques. Plusieurs études appuient cette suggestion et les recherches pathologiques suggèrent aussi un facteur myocardique. Des études cliniques ont révélé des niveaux plus élevés de débit cardiaque, de pression du sang et de cholestérol sanguin dans les villes à eau douce par rapport aux villes à eau dure et ces constatations rendent compte d'une proportion considérable des décès supplémentaires constatés. Il est suggéré que la teneur en minéraux dissous de l'eau peut être protectrice ou nocive: que les eaux douces pourraient transporter des contaminants métalliques des conduites ou du sol et que des éléments traces pourraient être en jeu. L'intérêt se porte en ce sens sur le magnésium présent dans le muscle cardiaque et dans les sols et vers la relation entre cadmium et hypertension. Pour l'instant, il n'est pas recommandé d'endurcir l'eau systématiquement, mais ceux qui veulent adoucir une eau dure doivent être prudents.

Subject 2

Deterioration of water quality in the distribution system

by H. J. Boorsma *Chief Chemical and Biological Department, Government Institute for Water Supply, The Hague, The Netherlands.*

C. H. J. Elzenga *Chemical Engineer, Testing and Research Institute of the Netherlands Water Undertakings, K.I.W.A. Ltd., Rijswijk, The Netherlands.*

and J. C. van der Vlugt *Chief Biologist, Government Institute for Water Supply.*

There are several different causes of the decrease in quality of drinking water during its passage through an extended distribution system. However, almost all of these causes can be placed under three main headings.

1. The water supplied to the distribution system is not satisfactorily conditioned or treated.
2. Physico-chemical changes in the water/water main equilibrium.
3. Biochemical changes due to development of biological life in the water mains.

Any one of the causes will mutually effect changes in the other processes.

Quality defects of the initial supply to the distribution system

Part of the pollution which contributes to complaints from the consumers originates from the break-through of suspended solids of living organisms, eggs and spores, of the successive stages of treatment.

That the magnitude of this effect generally escapes attention, or is neglected, is due to the fact that we are accustomed to judge the average quality of the homogenized mixtures of dissolved and suspended material. The analyses of the sample are carried out after mixing the contents of the sampling flask and taking an aliquot part of it. Thus for example the content of iron oxides is determined as soluble iron.

Physico-chemical changes of quality

Physico-chemical changes of quality in the distribution system are partially due to the developing biological life, the consumption of oxygen, the change of the pH of the water and the use of inorganic and organic nutrients. It is generally accepted that an important part of the chemical changes and corrosion properties of a water is controlled by the calcium carbonate/carbon dioxide equilibrium of the water. But here the theory is not always confirmed. A protective layer on the inner surface of the main is not always formed in spite of correct conditioning of the water. According to a personal communication of J. van Puffelen of the DWL in The Hague, and O. I. Snoek of the Amsterdam Water Works, the "protective" layer in the distribution mains in both supplies does not contain calcium carbonate (1).

The late J. Kooymans (2) of the Amsterdam Water Works studied the formation of a protective layer in the transport mains of a pure dune water with a considerable shortage of equilibrium carbonic acid. No protective coating was formed in the cast iron piping despite the presence of sufficient dissolved oxygen. The crystallization of calcium carbonate was hampered by the presence of certain dissolved organic substances of humic origin. Under these conditions corrosion will take place and give rise to complaints of dirty water.

An alarming problem in The Netherlands is the gradual increase of lead solvency in the older cities. The central parts of these cities are still equipped with lead house pipework, though the application of lead piping has been forbidden for new construction for more than two decades.

The increase of lead solvency is due to the changing quality of the raw water. This phenomenon of increased lead solvency is introducing a health problem and constitutes a deterioration of quality.

Biochemical changes due to biological life in the water mains

The proliferation of micro-organisms contributes to the food supply for growing organisms. They are continuously fed with new nutrients and suspended solids. In their turn the animals which passed the treatment system find abundant food. Many of them are grazing living micro-organisms, using these microbes, detritus and dissolved nutrients as food.

A microscopical examination of the intestine of the oligochaetic worms, which are sometimes also abundant in ground water supplies with a low nutrient level, always shows a mixture of iron and/or manganese deposits, detritus and bacteria.

In the same way *Asellus aquaticus* grazes the internal surface of the mains, maintaining themselves by clinging to the pipe-wall. They will not be removed, except for a small percentage of the males, by pipe flushing at velocities which would be sufficient to remove free swimming organisms. Atlee (3) and van Heusden (4) suppose that the relatively high percentage of male *Asellus aquaticus* organisms removed by water flushing is due to certain aspects of their sexual behaviour.

It seems that the relative abundance of higher organisms is not only related to the original level of nutrients, but still more to the nutrients that are accumulated progressively, or produced in the residual bottom deposits in the mains which are either not flushed out, or only partially flushed because of the local low flow-velocity under normal tap conditions. This view has also been expressed by Smalls and Greaves (5) in their survey of animals in distribution systems l.c. "The relative paucity of animals in upland waters is often not reflected by the density of animals found in the mains" (p. 177).

The accessibility of nutrients has been discussed for several decades in the successive biological research commissions of the K.I.W.A. in The Netherlands. The ultimate tentative conclusion of successive experts was that not only is the initial nutrient content encountered in the resulting growth in the distribution mains, but also the accessibility of the available organics.

G. P. H. van Heusden considered that the part of the dissolved solids not accessible to assimilation approaches a final limit after repeated stages of slow sand-filtration of the water concerned. We think this seems a very logical supposition. But we have to deal with the fact that every microbial mineralization of organics is always coupled with an inorganic synthesis of new cell material and new organic dissimilation products, which in their turn are accessible to assimilation.

This property of production is also the basis of living of any microbe. The difference is that the energy of production in this case is withdrawn from the dissimilation process. However, it does mean that the mineralization process is still progressing in the distribution system.

The deterioration, instead of the prospective improvement of quality, is a result of the fact that only a small part of the existing deposits and biological population in the transport mains is removed by the consumer at the tap because of the low flow-velocities.

Hydrodynamic control of accumulation

The accumulation of pollution in certain parts of the distribution system is preceded by a decrease in the flow-velocity at dead ends, and the existence of watersheds in the distribution system.

W. C. Wijntjes (6) of the Dune Water Supply of The Hague has made an intensive study of watersheds in the distribution system by developing a suitable flow-velocity meter with automatic registration. He describes a reliable method of improving distribution design by the avoidance or elimination of repeated superfluous connections between transport and feeder mains, or the introduction of new connection mains for removing existing watersheds.

One method which is generally used for cleaning the distribution system is mains flushing with water at increased flow-velocity through fire hydrants.

One of the conclusions of R. W. Collingwood (7) in his Report for the I.W.S.A. Congress was i.c. "that provided the flushing is carried out systematically (8) (9), i.e. by valving off the system in such a manner that water can only enter the flushing hydrant through the length of the pipe being sampled, these procedures will remove most of the free swimming organisms. The majority of the organisms which maintain themselves by clinging to the pipe will not be removed". This conclusion holds also for microbes attached to the main.

Mechanical cleaning of mains

The Water Research Association was the first to show polyether foam swabs to be successful for cleaning mains, even when flows are low (10) (11).

Since that time experience has been obtained in The Netherlands with this technique of cleaning mains with foam swabs. Under the auspices of the K.I.W.A. a study in this field has been made by J. C. van der Vlugt and C. H. J. Elzenga (12).

Very few quantitative data are available about the efficiency of cleaning by flushing.

Van der Vlugt and Elzenga studied the efficiency of dependence on flow-velocity by introducing several foam swabs in short time intervals after the primary water-flushing. Sampling was carried out using a sampling device of the Dune Water Supply of The Hague, consisting of a stand pipe with a lateral sampling tap delivering approximately 60 litres of water per minute; a

small part only of the main stream was flushed out by the stand pipe. Previous research showed a good conformity of distribution of organisms in the main stream and lateral stream. In general, every 5 minutes samples of 300 litres of water from the lateral sampling tap were filtered through a plankton net with an aperture size of 100 microns.

A selection of the results obtained is represented in three graphs, indicating the following main conclusions:

1. The efficiency of cleaning by the first foam swab is very high, even at a low water-velocity (fig. 1).
2. The efficiency of water-flushing at a given velocity is strongly dependent on the species concerned (fig. 2 and 3).
3. The higher efficiency of foam swab cleaning compared with mere water flushing at the same velocity decreases with increasing water-velocity.

The complete study will be published later by van der Vlugt and Elzenga.



Fig. 1: Photograph of equipment used.

Chemical control of biological accumulation

A good survey of chemical control methods has been given by Collingwood (7). Some additional information can be given from experience accumulated in The Netherlands.

J. C. Schippers (13) gives a survey of the results of chlorine dioxide disinfection of the treated water of the Water Supply of Dordrecht. The treated water of a storage reservoir is treated with ozone in the final stage for taste and odour control. The ozone treated water gave rise to bacterial after-growth. Chlorine dioxide was

DATE 1 NOV. 1967 GROUND WATER SUPPLY

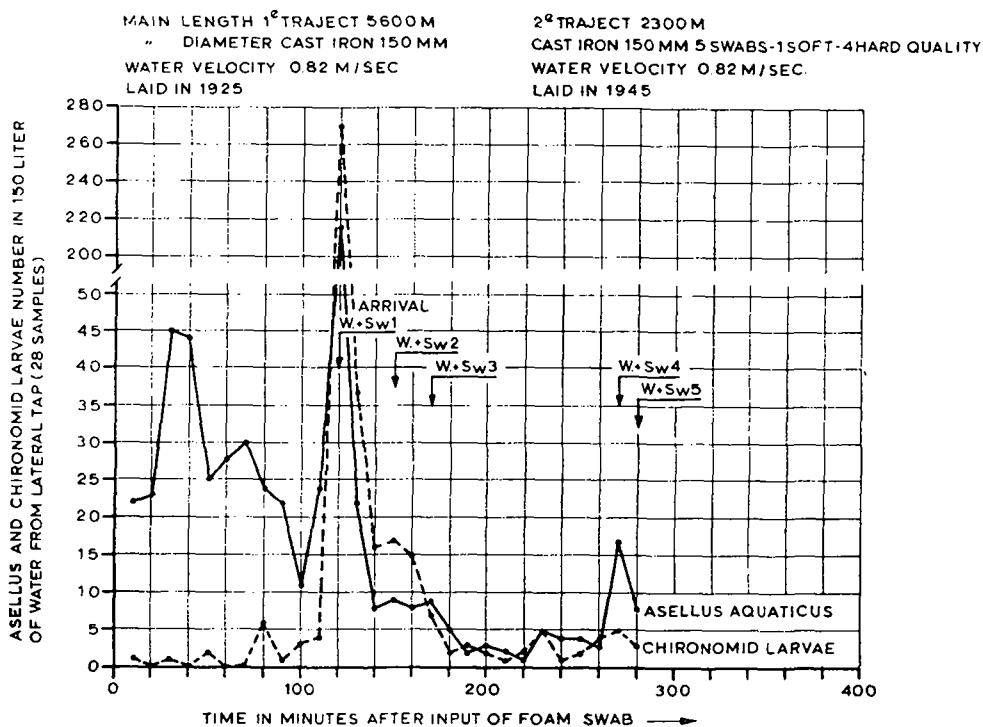


Fig. 2: Removal of the main species of animal population.

GROUND WATER SUPPLY 15-11-'73 II

<p>MAIN LENGTH : 1200.100 M " DIAMETER : 300 MM WATER VELOCITY : 0.4 M/SEC. NUMBER OF ORGANISMS PER M³ 1350 M² 100</p>	<p>MAIN LENGTH : 1200.100M " DIAMETER : 300 MM WATER VELOCITY : 0.4M/SEC. NUMBER OF ORGANISMS PER M³ 114 M² 9</p>
--	---

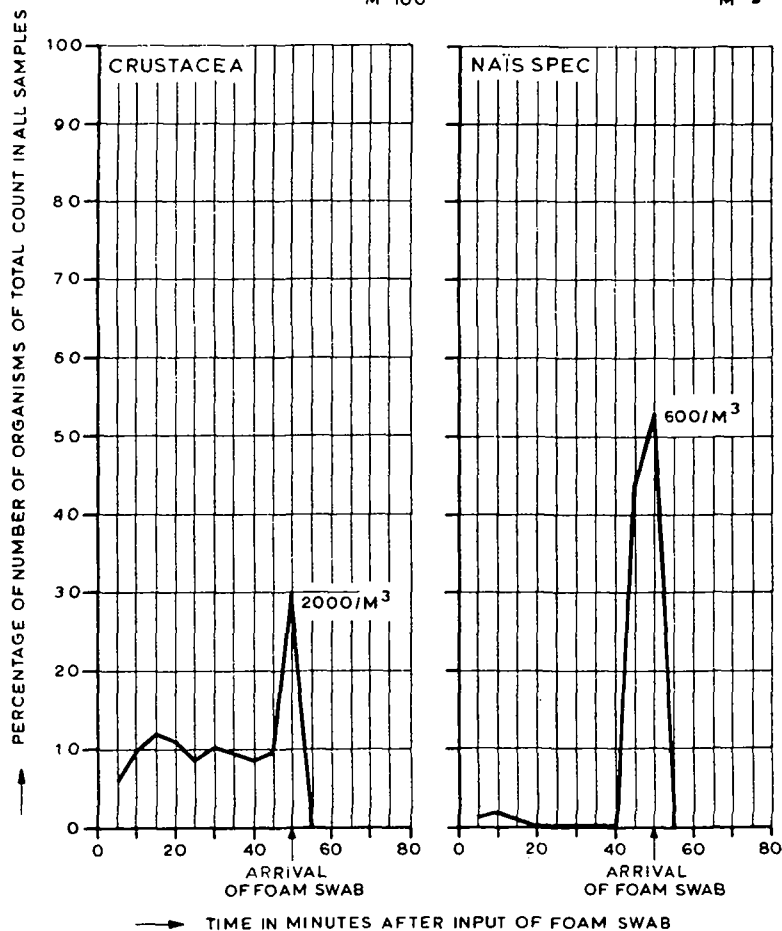


Fig. 3: Efficiency of foam swab at low velocities (0.4 m/sec.).

used to control the after-growth. It was found that a residual ClO_2 content of 0.05 p.p.m. at the tap was sufficient to control after-growth. This is in agreement with the work of Ridinour and Ambruster (14).

In the regional supply of North Holland (P.W.N.), chlorine dioxide has been used for taste and odour control.

Control of taste was effected by activated carbon filtration followed by chlorine dioxide dosing. The following year the chlorine dioxide dosing was stopped for a short period of time which quickly resulted in a return of the unacceptable taste (Leeflang (15)).

This experiment is probably an indication that the taste and odour is due to bacterial activity presumably from *Actinomyces* species. The quick return of taste could possibly have the significance that ClO_2 acts far more as an oxidizing agent of the bacterial metabolites than as a growth controlling one. This is in agreement with E. Bretter (16) and others (17) (18) that *Actinomyces* bacteria are very resistant to high disinfectant doses.

The presence of *Actinomyces* bacteria was confirmed later.

Chemical control of infestations of Nais and other oligochaetic worms by chloramine

Rook (19) gives a survey of the control of a heavy infestation of *Aeolosoma* and *Nais* in the distribution system of the Rotterdam Water Works in 1964 by a continuous chloramine dosing of 1.5-2 p.p.m. over a period of about 6 months. In 1965 the dosing rate was reduced to 1 p.p.m. In 1967 the normal dosing rate of 0.3 p.p.m. of chlorine was re-established. He concluded that the percentage of water samples containing residual chlorine at the tap, withdrawn from the peripheral part of the town, increased in 1965 from 45% to 70%. In 1967 after re-establishment of the normal dosing rate of 0.3 p.p.m. of chlorine, the percentage of samples containing residual chlorine in the peripheral region decreased again to 60.5%.

The significance of this observation is to indicate that under the re-established conditions of flushing and chemical control, the accumulation is again progressing.

Origin of introduction and maintenance of biological life and nutrients in the distribution system

The living specimens of flora and fauna or suspended solids detected in the distribution system are introduced in several ways.

1. As a result of the passage of living organisms, eggs and spores, from the different treatment stages,
 - a. in particular during a limited period of operation following back-washing of rapid gravity filters with water and air;
 - b. in the course of the first days of operation of slow sand filters after they have been mechanically cleaned.
2. As a result of aerial infection of open filters and clear wells.
3. As a result of pipe fractures, followed by pressure fallout.
4. As a result of maintenance works.

Entry of organisms to the distribution system will be limited if breakpoint chlorination is used, but not eliminated. However, it is known that eggs, cysts and spores are very resistant. Self-moving organisms can easily pass through filters particularly after back-washing with water and air. The remaining organisms are distributed over the whole filter bed depth, down to the bottom layers. It is air-washing that introduces the downward flow of organisms and sand grains with attached microbes. In the first period of re-operation there is a break-through of iron oxides, particulate matter and organisms. The length of this period can last from half an hour to several hours.

The cleaning of slow sand filters

If slow sand filters are cleaned according to the usual methods, the biological activity is almost completely destroyed. It takes 2 days to 1 week after being put back in operation before they are working satisfactorily. In this period a diversity of organisms is passing or can settle in the underdrains.

In a river water supply in The Netherlands equipped with slow sand filters, an infestation of diatoms occurred in the distribution system. All the filtrates were sampled and analysed. The freshly cleaned slow sand filters showed a break-through of these algae. No algae were found in the filtrate of filters in normal operation.

The philosophy of animal growth in distribution systems

What are the reasons for animal infestation in a distribution system of a water supply? Is it permissible to control animal life only by disinfectant dosing, with a risk of changing the biological population to a more resistant species? Would it not be better to control the primary means of entry of animals?

It is evident that the initial presence of inorganic and organic nutrients will control the magnitude of initial growth of animals, but this is not the main reason for infestations of animals. Far more important is the accumulation of nutrients in the solid deposits in the water mains. The solids and animals accumulate in the water-sheds of the distribution system where the water flow is low or zero.

In the neighbourhood of places where complaints are received, both the oxygen consumption and the phosphate content of the deposits are generally high. This is understandable because iron hydroxides are always involved, and sometimes manganese hydroxides too. The deposits absorb inorganic and organic nutrients. Proliferation of microbes is promoted and the food chain for animal growth becomes richer and richer.

It seems that we are dealing with a process of distribution-water eutrophication that is insufficiently controlled by man.

Chlorination of water results in the splitting up of those organic nutrients present, thus increasing the total nutrient content which can be assimilated. It is known that disinfection of a main will always produce a high bacterial count in the first period of chlorine free operation. We call this after-growth.

Exactly the same phenomenon occurred in an experimental attempt to control an infestation of *Aeolosoma Hemprichi* in a rapid gravity filter by sterilization of the filter compartment with chlorine (24 hours, 200 p.p.m. free chlorine).

The magnitude of the second infestation of the same animal in the treated filter was an order higher.

This experiment was repeated several times with the same result. Biological equilibrium could be restored only

by repeated back-washing and flushing of the filter in the absence of chlorine (20).

From the viewpoint of the production of microbial cell material in the distribution system, it would be worth studying the magnitude of this contribution. There is not much quantitative information in this field. Existing knowledge is mainly based on the normal applied bacteriological control.

Microbial growth in mains

D. van der Kooy (21) of the K.I.W.A. started a study of the presence of microbes, in particular those which are involved in the after-growth. He identified microbes of the genus *Caulobacter* and *Pseudomonadinae*.

Most of the microbes studied are equipped with an organelle of attachment, with "secreted stalks" or "slime stalks" or "secreted holdfasts".

Cells with holdfasts are attached to the pipe wall and able to grow and divide. Before division is completed a flagellum is produced. Swarmer cells are free moving and contribute to the bacterial count.

Van der Kooy developed a microbial method for the determination of the assimilable carbon content of water, which is expressed in mg of glucose-carbon units per litre. A publication is in the course of preparation.

Four genera are recognised in the family *Caulobacteriaceae*; *Caulobacter*, *Gallionella*, *Siderophacus* and *Nevskia*.

In the sub-order *Siderocapsacea* the microbes are attached to the substrate by means of capsular material.

Caulobacteria are often equipped with prostecae once they are attached. These prostecae serve as instruments to increase the capacity of transport of nutrient from the environment to the Cell. We are dealing here

with genera of bacteria which are able to hide the magnitude of their presence in the distribution system.

Conclusions

The initial presence of nutrients and assimilable organics is a primary influence on the development of microbes and animals in the distribution system.

Still more important is the process of nutrient enrichment as a result of the accumulation of nutrients, solids and organisms in the distribution network, especially at locations of existing watersheds. This accumulation is caused by the different behaviour of solids and liquid in the course of transport in the distribution system. The only satisfactory means of controlling the accumulation of solids and animals is by flushing with water, or with water and foam swabs, according to a pre-set cleansing programme and with sufficient frequency.

Chemical control should only be applied to control abnormal infestations of animals because of the danger of moving the biological equilibrium to the more resistant species.

Continuous chlorination will reduce the rate of deterioration, but will not prevent it.

Most probably the efficient periodic removal of microbial life cannot be realized with mere water flushing. Foam swab cleaning will certainly be more efficient.

If so, distribution design should take account of this fact, because the main cause of animal life is the abundant growth of microbes.

The technical control of animal infestations by the water authority should include the limitation of watersheds in the distribution system to an attainable minimum by improving distribution network design.

REFERENCES

1. Personal communication J. van Puffelen and O. I. Snoek.
2. J. Kooymans, G. W. F. 34, p. 611-615 (1938).
35, p. 628-634 (1938).
3. Atlee, Animal aggregation, 1931.
4. van Heusden,
"Water" 1948, 32 pp. 109-11.
5. Smalls and Greaves,
Water Treatment and Ex., Vol. 17, 1968.
6. W. C. Wijntjes,
"De Weg naar Kwaliteitsbeheersing in het Distributienet",
H₂O (4) 1971 p. 485-493.
7. R. W. Collingwood,
"Occurrence, Significance and Control of Organisms in
Distribution System", Journal of the British Waterworks Ass.,
1966, pp. 541-553.
8. I. L. Smalls, "Animals in Public Water Supplies",
Water Research Assoc., Technical Paper T.P. 49.
9. Jenkins and Powell,
"Engineering Aspects of an Infestation Control Operation"
W.R.A. Technical Memorandum T.M. 32.
10. Anon, "Cleaning Water Mains with Swabs",
Engineer 1965, 220, p. 103
11. Anon, The Water Research Association Annual General
Meeting and Annual Report, Water and Water Engng. 1965,
69, pp. 278-281.
12. J. v. d. Vlucht and C. H. J. Elzenga,
Report Biological Commission of the KIWA: BSC 72 en R-B
73-16.
13. J. C. Schippers,
"Enkele aspecten van de toepassing van chloordioxide ter
voorkoming van nagroei in het distributienet", H₂O 6, 1973 nr.
9, blz. 221-223.
14. Ridinour, G. M. and Ambruster E.H.,
Bactericidal Effects of Chlorine dioxide, JAWWA 1949, 537.
15. J. W. H. Leeftang, Personal communication.
16. E. Bretter,
"Etude sur les actinomycetes, causes d'un certain goût et
d'odeur dans les installations centrales d'approvisionnement
en eau", La Tribune de Cebedeau 1972, 338, pp. 11-14.
17. Erdee Fj. (1963),
"Control of Taste and Odour in Missouri River Water",
JAWWA 55: 1506.
18. Silvey, Russel, Redden and McCornick,
"Actinomyces and Common Taste and Odours",
JAWWA (1950) 42, 1018.
19. Rook,
Schr. Reihe v. Wass. Boden-Lufthyg., Berlin Dahlem H 31
Stuttgart 1970.
20. H. J. Boorsma,
Personal experience in a Water Supply.
21. D. van der Kooy,
Report Biological Commission R.B. 73-14.

Résumé

Il existe une influence primaire de la présence de nutriments et de corps organiques assimilables sur le développement de microbes et d'animaux dans le réseau de distribution.

Plus important encore est le processus d'enrichissement en nutriments, solides et organismes dans les conduites de distribution, spécialement aux lignes de partage des eaux existantes. Cette accumulation est due au comportement différent des solides et des liquides dans le transport à travers le réseau. La seule possibilité satisfaisante de lutte contre cette accumulation de solides et d'animaux est de chasser le réseau à l'eau ou avec des tampons en mousse synthétique suivant un programme étudié et à fréquence suffisante.

La lutte chimique ne doit être appliquée qu'à la lutte contre les infestations animales anormales en

raison du danger de déplacer l'équilibre biologique vers des espèces plus résistantes.

La chloration continue peut réduire la vitesse de détérioration, mais ne l'empêchera pas.

Très probablement, l'élimination périodique efficace des microbes ne peut être réalisée par de simples chasses à l'eau. Le raclage par tampons en mousse sera certainement plus efficace. S'il en est ainsi, la conception du réseau doit en tenir compte car la cause principale de vie animale est la croissance de microbes abondants.

Le contrôle technique des services d'eau sur les infestations animales doit aussi inclure la limitation des lignes de partage des eaux dans le réseau à un minimum par amélioration de la conception de la distribution.

Subject 3

Deterioration in the physical and chemical quality of water in the distribution system

by Dr.-Ing. Richard Heck

Direktor der Wasserwerke in Stadtwerke Hanover AG

Summary

Different types and causes of quality deterioration in distribution systems are discussed. Practical experiences show that corrosion is the essential non-biological phenomenon in this context. The influences of water quality on corrosion are summarised briefly. Problems of water supply practice verify this fact.

Introduction

The quality of drinking-water has to take its bearings from the needs of the consumer and the usual demands of hygiene. The consumers expect drinking-water running out of their taps to be without any bad taste and odour, without any colour and turbidity and without pathogenic agents at any time. On the other hand it has to be cool and of sufficient pressure. Each deviation from these demands means a deterioration of quality. To the consumer it is not of concern where the deteriorations come from. However, to all water utility personnel it is important to know their causes in order to abolish them.

In this discussion we are only going to deal with deterioration in the physical and chemical quality of water that occurs between the plant and the household tap.

Types of Deterioration

The different types of quality deterioration in distribution pipes and their causes, as they occur repeatedly and are documented in the literature and are given in Table 1.

This compilation gives an impression of the multiplicity of problems. The main quality criteria which may be affected during distribution of the water are:—temperature, turbidity and colour, taste and odour, and hygiene.

The temperature of the water can usually be maintained during water distribution within a range of a few degrees centigrade. However, planning mistakes like an adjacent laying of drinking water and warm water or district heating pipes may cause an objectionable temperature increase. In addition, high residence times in drinking water reservoirs and low flow velocities in outlying pipe sections generally involve the possibility of temperature changes. In these cases, a temperature increase has to be considered not only as a quality decrease for its own sake, but also as an acceleration factor with respect to other deterioration processes like corrosion or bacterial growth, to which outlying pipes are already susceptible.

Turbidity may originate from a variety of different sources. An external source of turbidity is the introduction of sand or clay into the pipe, e.g. during repairs of pipe bursts, but in most cases we have to deal with internal turbidities. In this context, deposits of, e.g. manganese dioxide as well as corrosion products, or say ferric oxide inside the pipes play an important role. In particular they may be mobilized when the direction of the water flow turns or when the water quality is changing. Visible organisms and slime-producing bacteria have also to be considered as a source of turbidity.

Development of taste and odour during water distribution is a very objectionable phenomenon, which in most cases involves micro-organisms. Although biological problems will be treated in a separate paper, it may be allowed to state here that there is a very close

Table 1: Types and causes of quality deterioration in distribution systems

Quality deterioration	Causes
temperature increase	<ol style="list-style-type: none">1. high residence times in pipes and reservoirs2. influence of district heating pipes
colour and turbidity coarse particles flocs visible organisms colour	<ol style="list-style-type: none">1. introduction during pipe repairs and through leakages2. solubility of deposits and corrosion products from pipe walls
taste and odour	<ol style="list-style-type: none">1. high concentration of heavy metals (e.g. iron or manganese)2. penetration of organic pollutants through plastic pipes3. biological processes, especially anaerobic ones
hygiene	<ol style="list-style-type: none">1. heavy metals, introduced by corrosion processes (lead, copper)2. penetration of toxic organic pollutants through leakages or plastic pipes3. extreme chemical changes (e.g. pH increase after cement coating)4. microbial contamination, germ development

interaction between biological activity on the one hand and corrosion on the other hand. However, corrosion processes can also influence the taste of the water directly, if sufficient amounts of heavy metals are released into the water. Other taste and odour problems can occur accidentally, when, e.g. organics contaminating the ground like fuel penetrate the wall of plastic pipes, or when the insides of pipes are polluted by plumbing aids.

The hygienic properties of water are controlled to a large extent by micro-organisms, but chemical interactions are possible too. It has been observed, for example, that subsequent cement coating of an existing pipe pushed up the pH of the water to a hygienically objectionable value. Again, corrosion is of significance in the context of the dissolving of toxic metals; lead in particular has caused hygienic problems in some cases. Pipes made of inferior plastic material may introduce lead and hygienically dubious organics.

It has become obvious that, with the exception of bacterial and epidemic hygienics, corrosion is the primary cause of, or at least involved in, most of the deterioration problems which practice has to overcome. Therefore deterioration of water quality will be indicated by means of corrosion phenomena. In the following I will proceed in this way.

The argument that there are corrosion resistant pipes available, whether they consist of cement coated cast iron, asbestos-cement, or plastic material, is indeed true. However, I cannot visualize any city which is supplied only through new corrosion resistant pipes. Obviously, the oldest cast iron and steel pipes supply the oldest parts of the city, where pipe replacement is most expensive as well as troublesome for people and traffic. Preservation of old distribution systems by corrosion prevention is therefore invariably one of the most challenging tasks of public water suppliers. Looking at the situation in the city of Hanover we have to ascertain that the older portion of our distribution system contributes about 700 km to the total length of about 1800 km. On the basis of specific replacement costs of 150 DM per metre, total replacement would amount to more than 100 million DM.

However, the importance of corrosion prevention corresponds with the difficulty of interpreting corrosion phenomena. Today we realize that the different rules which have been established in the context of corrosion are based on oversimplified concepts. We are now accepting the complexity of corrosion, and there are many recent papers which deal with this fact. The resulting idea of corrosion may be represented as follows:

1. Oxygen:

Iron is the electron donator and oxygen the only electron acceptor in the corrosion process going on in the presence of drinking waters. Therefore, oxygen-free waters are necessarily non-corrosive. As a consequence, keeping a water free of or removing oxygen is the only measure which is really self-sufficient to prevent corrosion. However, there are only two German waterworks which make use of this technique deliberately. Most waters contain oxygen or are aerated during water treatment. In these cases, subsequent oxygen removal has not yet been considered as practicable. Therefore, the following items are based on the assumption that the water contains oxygen. For building up a natural protective coating usually even a minimum content of oxygen of about 5 mg/l is desired.

2. pH:

The rate at which corrosion takes place decreases with increasing pH. Thus, a high pH is desirable, but it is

restricted by an upper limit; the pH given by the equilibrium conditions of the water must not be exceeded.

3. Buffer intensity:

The function of the oxygen as electron acceptor produces OH⁻ ions which increase the pH directly at the cathodic iron surfaces. At these areas the equilibrium may be exceeded, even at a negative saturation index of the body of the water. The resulting deposit of calcium carbonate has protecting properties which become better with increasing buffer intensity. At last we have to realize that pH and buffer intensity cannot be changed independently.

4. Salt content:

Dissolved salts usually increase the rate of corrosion. Chloride ions start their influence on corrosion at concentrations of about 50 mg/l. One of the reasons for this observation may be that dissolved salts increase the electrical conductivity of the water and consequently intensify the corrosion current.

5. Inhibitors:

There is no doubt that phosphates, polyphosphates, and natural organic substances have an inhibiting effect on corrosion, which is, however, still more or less obscure. One can assume that these constituents retard the precipitation of calcium carbonate with the effect that the deposits are more protective. Anyhow, practice takes advantage of this effect by dosing polyphosphates to the water in water works as well as in housing installations, in the latter especially for the protection of warm water facilities.

6. Water flow:

The influence of water flow on corrosion seems to resemble that of the buffer intensity: high velocity of a turbulent water flow corresponds with a thin laminar diffusion film directly at the iron surface. The thinner this film is, the smaller are the pH-differences building up between the surface and the body of the water and the better is the protective coating.

Examples from the water utility

Some German examples and experiences, especially of the Hanover water works, may illustrate the extent of the problems.

Cleaning of distribution pipes

In 1967 the cleaning of a great deal of the distribution system became necessary, in which deposits of calcium carbonate and manganese dioxide had formed. The need for this action arose from the observation of intensified germ developments in 1967. During two years a total of about 700 kilometres of distribution pipes were cleaned mechanically. After cleaning considerable trouble caused by suspended ferric oxide was experienced. We tried to get rid of these turbidities by flushing the pipes. Long lasting success could not be achieved by this method. Not before we started dosage of phosphates was any significant improvement obtained. Figs. 1 and 2 show the decrease of the iron content of the distributed water.

Establishing of observation shafts in the distribution system

Because of the trouble the Hanover water works had to overcome in the context of corrosion of the older parts of the distribution system the water works built observation shafts in 1971, which make the distribution pipes accessible at certain points of the system. A total of about 31 shafts have been established, most of them in pairs covering similar situations with respect to pipe material and water quality but differing significantly in the flow characteristics. In each well a pipe segment of 0,5 m length can be disconnected from the system for convenient inspection.

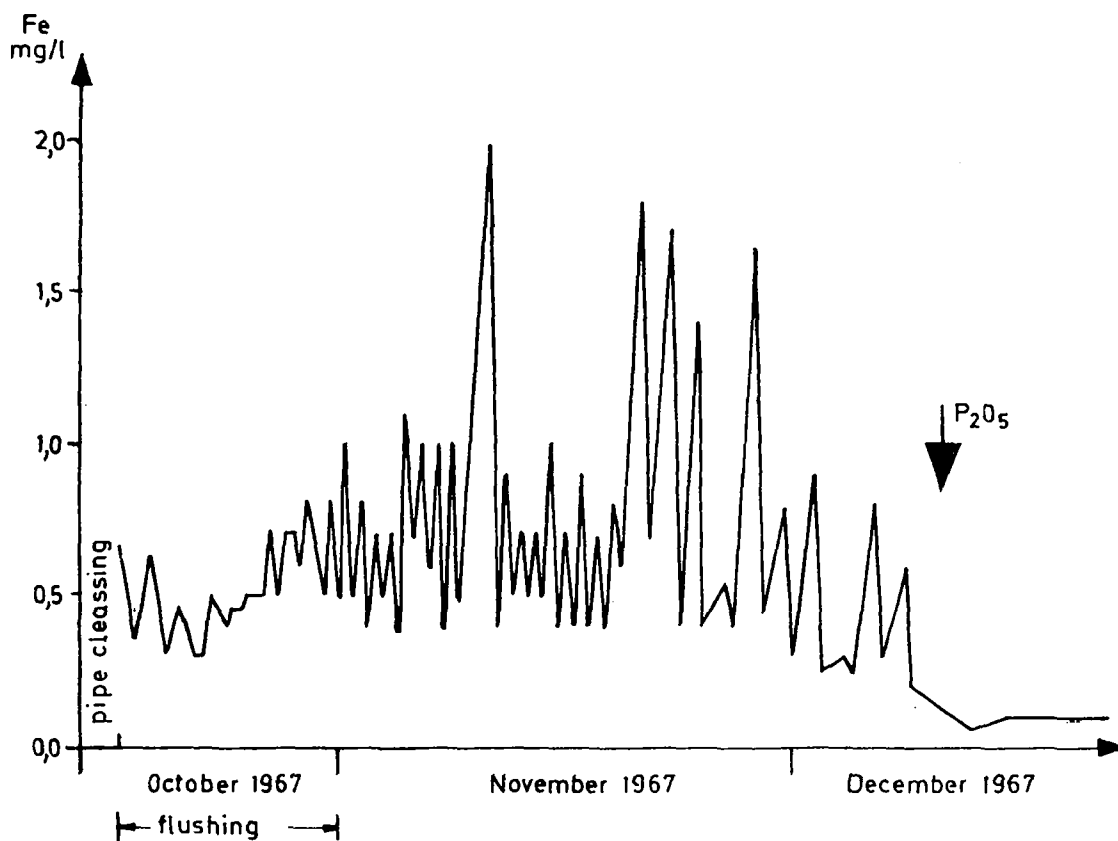


Fig. 1: Results of iron analyses in the water after pipe cleaning during the flushing period.

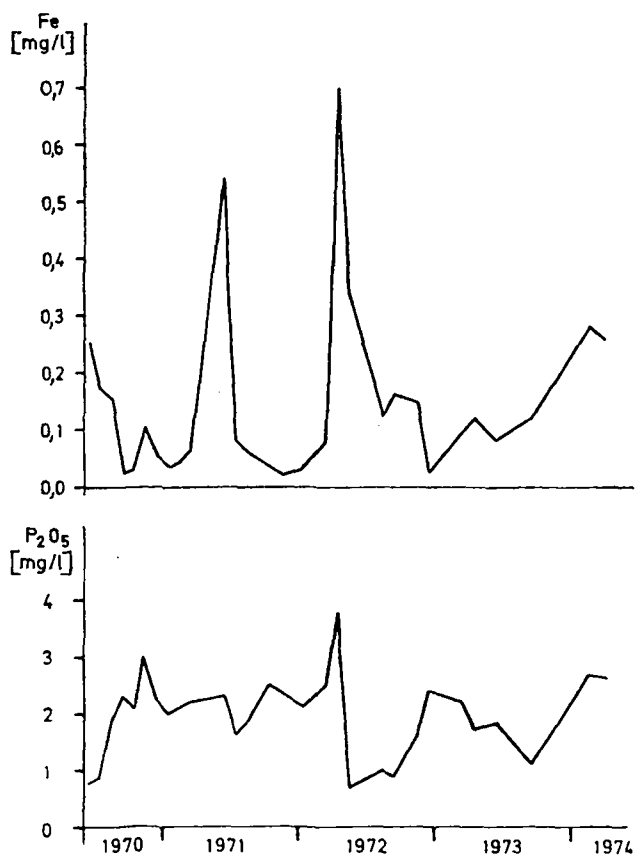


Fig. 2: Long range observation of iron and phosphate in an outlying pipe section in Hanover (Froboese Str.)

Periodical examinations consist of photographing the inside of the pipe segments, description of the observable phenomena and chemical analyses of the composition of the deposits as well as relating these phenomena to the water quality, flow conditions, etc. In this way difficulties can more easily be avoided than before.

A very striking example of the influence of water flow on corrosion could be observed in an area of Hanover which is supplied by water from the Fuhrberg water works. Two outlying pipe sections of this area are controlled by observation shafts. However, one of these pipes ("Herderst") started to operate with high water flow about three months after installation of the shafts because of the consumption of a large building site for sewerage facilities, which lasted for about one and a half years. The appearance of the inside of the check pipe was quite clean compared with that of the other outlying pipe section ("Wilhelmst"). Fig. 3 shows this difference after an operation period of two years (Herderst pipe) and one and a half years (Wilhelmst pipe).

It has to be noticed that the Wilhelmst pipe contained large amounts of iron oxide deposits on the bottom of the pipe section, some as high as 0,5 cm.

Chemical analyses of the deposits are relatively uninformative because real protective layers are mostly too thin for taking any samples and the composition of iron oxide samples is more or less uniform. The latter contain about 1-4 percent phosphate as a consequence of the phosphate dosage at the water works.

Problems with water containing humic acids

The following example shows that there are situations in which a permanent fight against quality deterioration is almost unavoidable.

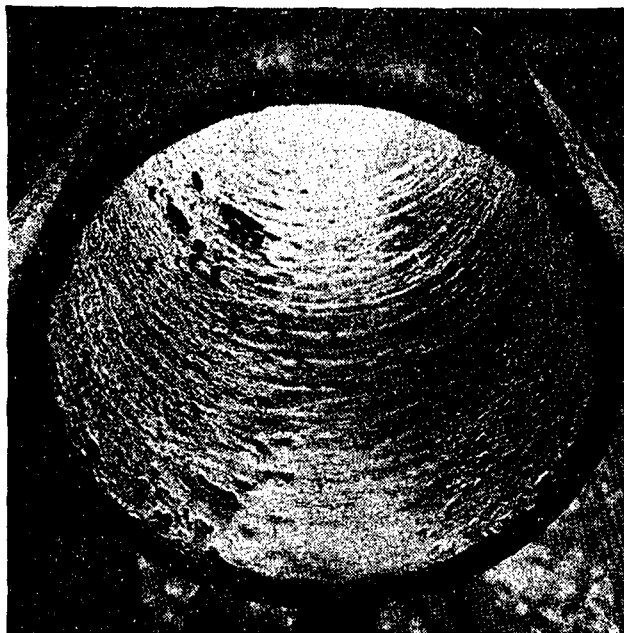


Fig. 3: Comparison of two differently corroded pipe sections (left: Herderst pipe, right: Wilhelmst pipe).

During the rapid economic growth of the city of Hanover in the fifties, the water works had to develop new water resources to prevent serious shortages. Thus, at a distance of about 30 km north of Hanover a new groundwater plant ("Wasserwerk Fuhrberg") was built. The water of this area is heavily reduced and contains ammonia, iron, manganese and humic acids. The organic content amounts to about 9 mg/l organic carbon. After treatment the water is virtually free of iron, manganese, and colour, but contains still about 5-6 mg/l organic carbon. Break point chlorination is used to prevent development of germs.

The presence in the same body of water of oxidising agents like chlorine, chloramine, and oxygen on the one hand and of reducing agents as organic substances on the other hand, represents a situation which is thermodynamically very unstable. It is, consequently, difficult to get the water over the long distance to Hanover without quality deterioration. Because of the high chlorine consumption we run the risk of germ and odour development, but an intensified chlorination is also disadvantageous, especially with respect to those consumers close to the works.

We do not have any alternative but to establish additional chlorination stations in the distribution system or to remove the organic content of the water by an advanced treatment scheme. In this context, activated carbon proved inefficient, but macroporous ion exchange resins are able to remove about 50% of the organic carbon. If we decide to put this measure into operation, we eventually change the corrosive properties of the water by depriving it of organic inhibitors.

Problems at the Grasdorf water works

The Grasdorf water works of Hanover is situated on the river Leine to the south of Hanover. It uses the ground water of the Leine lowland which can be enriched by river water.

The ground water causes problems in so far as it contains 220 ppm calcium oxide, 85 ppm magnesium oxide, 230 ppm chloride, 175 ppm sulphate, 0,7 ppm iron and about as much manganese. Enrichment by river water has no significant influence on these parameters, but causes additional problems with respect to organic substances and germs. Therefore the finished water has to be chlorinated.

Obviously, the water is corrosive, especially during

stagnation in pipes. The dosage of phosphates (about 3,5 ppm) which was started after the above mentioned cleaning action to prevent turbidity was retained with respect to corrosion generally.

Fortunately, the removal of iron and manganese worked quite well by ordinary sand filtration at filter velocities of 15-20 m³/m²/h and at a pH of about 7.

Germ development in 1973 made a higher chlorination up to 0,3 ppm chlorine necessary, which in turn damaged the manganese removal during back-washing of the filters with finished water, because the filters worked in a biological way, obviously. So we switched over from a biological deterioration in the pipes to a chemical one in the water works, and distributed a water free of germs but containing more than 0,5 ppm manganese. Now we hope that back-washing with chlorine free water will solve the problem.

The point is that the temporarily increased manganese content had an effect only on laboratory records. We got no complaints from consumers nor deposits of manganese dioxide in the pipes. We suppose that the phosphates played an important role as inhibitors in this context, apart from the fact that the tendency for manganese dioxide formation in this case is not too high, anyway.

Influence of chloride on corrosion

The city of Bremen has used the river Weser as a water resource for about 100 years. However, the Weser is heavily loaded with chloride from the potash mining industry of Thuringia and Hesse. The maximum content, observable during periods of low water flow, reaches two grams per litre. There is no doubt that such a water induces corrosion of the distribution system of the Bremen water works. Since 1935 Bremen has participated in a region wide water supply system. Only this way was it possible to lower the chloride content of the water by dilution. Changes in chloride concentrations within the distribution pipes lead to observations as shown in Fig. 4. The correlation of the increase of the iron content of the water and its chloride content is quite significant.

Problems of cement mortar coating

In August, 1971, the water works arranged a subsequent cement mortar coating of supply pipes with nominal

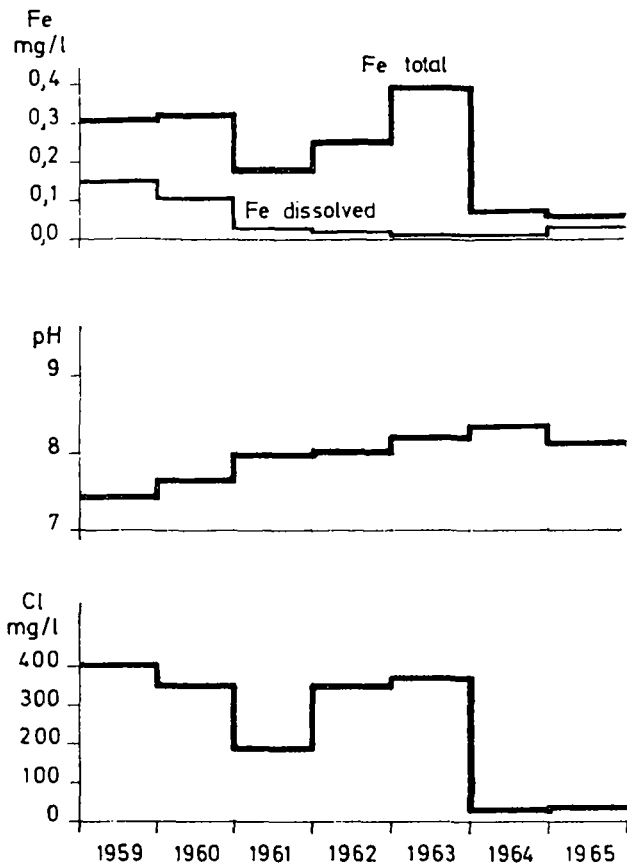


Fig. 4: Comparison between the iron content of the water within the distribution pipe, pH and chloride content (annual mean values from Osterholzer Heerstrasse, waterworks of Bremen, Germany) according to S. Madsen.

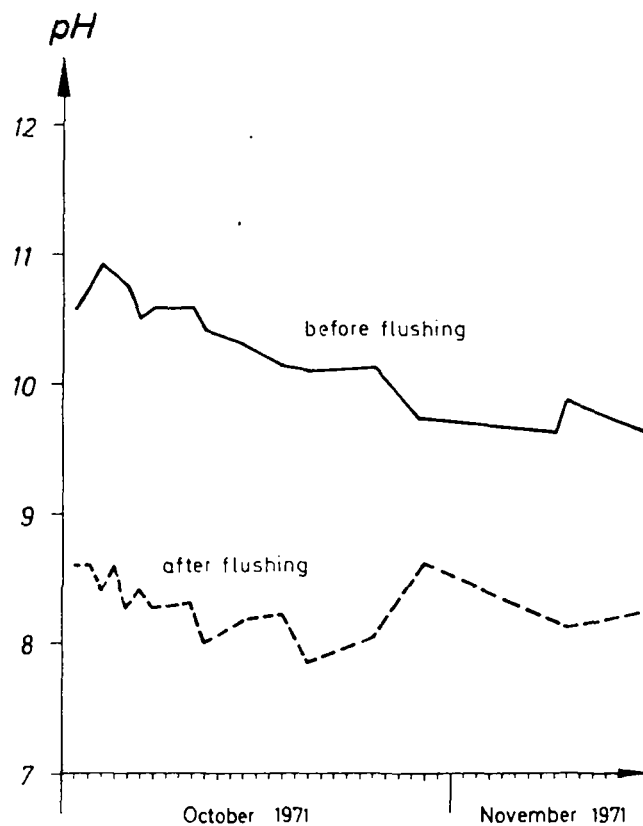


Fig. 5: Results of pH-measurement after cement mortar coating

diameters of 80 and 100 mm and a total length of 850 metres. It was a matter of three outlying pipe sections which supply only a small number of consumers in the Herrenhausen quarter of the town. Therefore, the flow velocities are low.

The cement mortar caused a remarkable pH-increase. In spite of a 10 hour flushing after applying the cement mortar coating, such high pH values were observed that daily flushing had to be arranged. The pipes were flushed twice each day for 45 minutes, i.e. at 6.30 a.m. and 2.30 p.m. Samples were taken immediately before and after the 6.30 a.m. flushing for pH-measurement. Fig. 5 shows the results.

Initially the pH values exceeded by far the limit stated in the German Water Treatment Order. Not until more than three weeks after the coated pipes started working did the pH drop below this value, and even eight months later a pH increase was still observable.

Influence of organic pollutants

During the past years three cases of water deterioration occurred in the supply area of Hanover water works, caused by fuel, oil and bituminous proofing material, respectively. The organic components penetrating the

polyethylene walls of house connection pipes by diffusion caused very intense taste and odour problems.

In two cases the origin of the pollution was a service station, impregnating the ground with fuel and lubricating oil, respectively. In the third case a polyethylene pipe laid on a concrete flooring was covered with a cement mortar mixture and a hot bituminous proofing material, consecutively.

In the first two cases the polyethylene pipes were replaced by steel pipes, whereas the bitumen contamination could be avoided by an outdoor detour pipe. Since these measures have been carried out no more adverse influence on the drinking water has been reported.

Conclusion

As Larson (6) points out, "a distribution system is a sensitive, dynamic, living individual with its own peculiar characteristics, not just a network of tubes joined together." However, as these explanations have shown, it is practically unavoidable that this system leads to quality deterioration. It is the main task of public water supplies to keep these deteriorations within limits and to minimize the inconveniences.

REFERENCES

1. Campbell, H. S.
Corrosion, water composition and water treatment. *Water Treatment and Examination* 20 (1971) No. 1, 11-34.
2. Committee Report
Quality control in distribution. *Journ. Americ. Water Works Assoc.* 63 (1971) No. 11, 741-742.
3. Grohmann, Andreas
Bewertung der Korrosionsneigung von Trinkwasser aus der Sicht der öffentlichen Gesundheitspflege. *Bundesgesundheitsblatt* 16 (1973), S. 66.
4. Hässelbarth, Ulrich
Die Erhaltung der Wassergüte in kleineren Wasserwerken mit weitverzweigten Rohrnetzen. *Neue Deliwa Z.* 2, 8 (1963) 295-297.
5. Heck, Richard
Probleme der Wasserverteilung im Versorgungsgebiet der Wasserwerke Hannover. *Das Gas- und Wasserfach (gwf)* 111. Jahrgang (1970) Heft 4, S. 223-229.
6. Larson, T. E.
Deterioration of water quality, in distribution systems. *Journal AWWA* 58 (1966), Nr. 10, 1307-1316.
7. Madsen, Sigrid
Mischwasserversorgung in Bremen aus der Sicht des Wasserchemikers.
Vortrag anlässlich der Aussprache-Veranstaltung des DVGW-Fachausschusses "Versorgung mit Wässern unterschiedlicher Zusammensetzung."
am 11. Oktober 1973 in Aumuhle/Hamburg.
8. Radziul, J. V., Campbell, S. J. and Flentje, M. E.
New developments in deposition of calcite linings in small-diameter Pipe. *Journ. Americ. Water Works Assoc.* 57 (1965) Nr. 10, 1328-1332.
9. Smiricz, G.
Überlegungen zu einigen neueren Untersuchungen über Korrosionen und Schutzschichtbildung, Veröffentlichungen der Abt. u.d. Lehrstuhls für Wasserchemie Heft 4, Karlsruhe, 1969.
10. Szklarska-Smialowska, Z. et Monkowski, J.
Le mécanisme de l'action des polyphosphates comme inhibiteurs de la Corrosion de l'acier par l'eau. *La Tribune du Cebedeau* 20 (1967) Nr. 288, 474-482.

Résumé

Quatre types principaux de détérioration de la qualité de l'eau sont connus: l'augmentation de température, la couleur et la turbidité, le goût et l'odeur et la santé publique. Ces types, avec leurs causes, sont examinés en détail et la conclusion en résulte que la corrosion est la cause primaire de la plupart des problèmes de détérioration de la qualité de l'eau ou leur est du moins associée.

La plupart des grands réseaux de distribution d'eau contiennent de vieux tuyaux de fonte ou d'acier dont le remplacement par des matériaux résistant à la corrosion entraînerait beaucoup de troubles et de dépenses. L'emploi de techniques de prévention de la corrosion devient donc nécessaire.

Le processus de corrosion est examiné en termes de teneur en oxygène de l'eau, teneur en sel, inhibiteurs et débit d'eau. Une sélection des expériences faites à Hanovre est utilisée pour illustrer des problèmes typiques de qualité de l'eau:

- a) le nettoyage mécanique d'une partie du réseau a provoqué des problèmes à cause de l'oxyde ferrique en suspension. Une addition de phosphate a été nécessaire pour amener une amélioration significative;
- b) certaines parties du réseau de distribution ont

été pourvues de regards d'observations, par paires de caractéristiques similaires mais ayant des débits différents, pour étudier l'influence du débit;

- c) le transport sur une longue distance d'une certaine eau traitée a amené des problèmes de détérioration de qualité, ce qui indique la nécessité soit d'une chloration supplémentaire, soit d'un changement du procédé de traitement; ce dernier produirait une eau plus corrosive;
- d) une chloration accrue d'un captage mixte eau souterraine/eau de rivière a amené des problèmes pour le lavage des filtres utilisés pour enlever le manganèse;
- e) une eau de rivière à teneur élevée en chlore est diluée avec d'autres eaux dans une adduction inter-régionale pour réduire sa corrosivité;
- f) le revêtement en ciment d'une conduite a amené une forte augmentation du pH et il a fallu trois semaines de chasses journalières pour ramener celui-ci à une valeur tolérable;
- g) l'effet de polluants organiques comme le fuel pénétrant les branchements en polyéthylène est discuté.

Comité international permanent de l'éducation et la formation du personnel des services des eaux

Sujet 1

Formation professionnelle de l'ingénieur de distribution d'eau. Un examen de la situation actuelle et quelques perspectives d'avenir

par B. de Vulpillières

Directeur Général Adjoint de la SAFEGE

1 Avant-Propos

Cette communication sur la formation professionnelle des Ingénieurs de distribution d'eau potable ne recherche pas l'exhaustivité. Plus modestement, elle se propose d'examiner de façon concrète la manière dont cette question est traitée dans trois organismes chargés d'importantes responsabilités de distributeurs d'eau potable de trois pays européens: BELGIQUE, FRANCE et ITALIE, et d'en tirer quelques perspectives d'avenir.

On souhaite que dans la discussion qui va suivre, d'autres aspects ou exemples d'activités de formation professionnelle des Ingénieurs soient développés et, tout particulièrement, en ce qui concerne les évaluations qui auraient pu être faites de résultats obtenus. C'est en effet un aspect qui apparaît comme particulièrement difficile à cerner.

Nous remercions très vivement les trois organismes qui ont permis l'établissement d'un tel rapport, à savoir :

- En Belgique, la Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux—C.I.B.E.—régie autonome intercommunale fondée en 1891 et qui porte son nom actuel depuis 1908. Elle assure la production de 100 millions de m³ par an pour 2.000.000 habitants, et pour 70% d'entre eux la distribution également. Son effectif total est de 2.500 agents.
- En France, la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage—S.L.E.E.—Société de droit privé fondée en 1880, dont les activités dépassent très largement le seul secteur de l'eau potable; dans cette communication, on ne considérera sous le nom de S.L.E.E. que ce seul secteur et en le limitant en outre à celui de la Société, à l'exclusion du secteur similaire existant chez plusieurs de ses filiales. Ce secteur eau potable de la S.L.E.E. représente environ 320 millions de m³ vendus, 5.500.000 habitants desservis et 2.800 agents.
- En Italie, l'Azienda Comunale Elettricità ed Acque di Roma—régie municipale autonome créée en 1912 pour assurer la distribution d'électricité de la Ville de Rome et qui, en 1937, a étendu ses activités à l'eau potable. En ne considérant, comme pour la S.L.E.E., que le secteur eau potable, ACEA représente environ 400 millions de m³ d'eau vendus, 2.800.000 habitants desservis et 1.150 agents.

Nous remercions tout spécialement Messieurs G. BARDI, de ACEA, H. FAUCHEUR et P. GOURDON, de la S.L.E.E., H. VERBRUGGEN, de la CIBE, pour l'aide précieuse qu'ils nous ont apportée en nous fournissant les données de base de cette communication.

2 Caractéristiques du Groupe Ingénieur distribution d'eau potable

Dans les trois organismes examinés, ce groupe des Ingénieurs présente quelques caractères similaires et, sans doute, assez spécifiques de l'activité eau potable.

2.1 C'est un groupe peu nombreux et néanmoins diversifié

Le nombre d'ingénieurs ou cadres supérieurs techniques assimilés est de 26 à la CIBE, 56 à la S.L.E.E. et 45 à l'ACEA, c'est-à-dire 1 à 4% de l'effectif total. De plus, ces ingénieurs sont de spécialités très diverses: hydrauliciens bien sûr, mais aussi chimistes, biologistes, électro-mécaniciens, génie civilistes, géologues, statisticiens, etc. . . . , sans compter ceux qui ne font plus que de la gestion, de la direction ou des relations publiques. Ce petit nombre et cette diversité expliquent que les activités de formation proposées aux Ingénieurs sont, soit très individualisées, soit au contraire communes à un ensemble du personnel plus large que le simple groupe des Ingénieurs.

2.2 C'est un groupe dont la formation de base est élevée, de type scientifique et non spécifique à la profession

A la CIBE, 23 sont Ingénieurs civils et 3 Docteurs en Sciences Chimiques, soit titulaires de diplômes universitaires 2 particulièrement cotés en Belgique. A la S.L.E.E., 47 proviennent des Grandes Ecoles d'Ingénieurs, système particulier à la France et dont le recrutement est très sélectif; sur les 9 restants, 2 ont reçu une formation spécifique à la profession, 3 sont issus de l'Université, 2 proviennent de promotion interne et 2 ont une formation de base de type secondaire et technique. A l'ACEA, 35 sont titulaires du titre universitaire de "Docteur" dont 30 comme Docteur-Ingénieur; les 10 restants sont sortis du rang et ont une formation de base, soit technique, soit supérieure non achevée.

Au total, sur les 137 Ingénieurs ou assimilés des 3 organismes, on a donc les pourcentages suivants :

- formation supérieure scientifique, non spécifique: 87%
- formation supérieure spécifique à la profession: 2%
- formation technique ou issue du rang: 11%

2.3 C'est un groupe dont la stabilité d'emploi est grande

On ne quitte la CIBE, la S.L.E.E. ou l'ACEA pratiquement que pour prendre sa retraite; de plus,

on y rentre très jeune. A la CIBE, en sortant de l'Université ou quelques rares fois après 2 ou 3 ans d'une activité professionnelle différente. A la S.L.E.E., le recrutement est un peu plus diversifié; 52% sortent d'Ecoles ou de l'Université, 12% de l'Administration (notamment lors de la prise en charge de nouveaux services des eaux), 18% viennent de l'industrie de l'eau (principalement filiales de la S.L.E.E.) et 18% seulement proviennent en cours de carrière d'une industrie autre que la distribution d'eau. A l'ACEA, 90% des Docteurs sont recrutés par concours à la sortie de l'Université ou parfois agréés après quelques mois d'activité professionnelle, et 10% seulement en cours de carrière; dans ce dernier cas, il s'agit toujours de spécialistes recrutés pour régler un problème technique très particulier.

3 Situation actuelle

Les principales activités de formation professionnelle menées actuellement à la CIBE, la S.L.E.E. et l'ACEA figurent dans le tableau ci-après. L'unicité de ce tableau ne résulte pas de l'addition d'activités diverses propres à chaque organisme, addition qui serait quelque peu illogique, mais de la constatation que, sauf rares exceptions explicitées ci-après, ces activités sont en fait très similaires dans ces 3 organismes.

Dans ce tableau, quatre fonctions de la formation sont distinguées qui correspondent aux phases successives de l'occupation d'un emploi ou du déroulement d'une carrière. Ces fonctions sont:

- l'accueil, c'est-à-dire la prise de contact avec l'organisme ou le service au cours des quelques premiers jours;
- l'initiation, c'est-à-dire l'acquisition au cours des premiers mois de la connaissance détaillée et approfondie de l'emploi;
- le perfectionnement, qui est à la fois l'acquisition de la maîtrise de l'emploi et la mise à jour permanente des connaissances nécessaires;
- la promotion, c'est-à-dire le passage à un emploi de niveau hiérarchique supérieur.

Les lettres figurant dans le tableau indiquent l'importance relative — A: grande, B: moyenne, C: faible — des activités de formation au cours de chacune des quatre phases. L'absence de lettre indique que le type d'activité est nul pour cette phase. En outre, étant donné la faible importance du groupe numérique des Ingénieurs déjà signalée, de nombreuses activités sont organisées pour plusieurs phases simultanément: en lisant le tableau horizontalement, la comparaison des lettres A, B, C, indique alors la ou les phases, privilégiées par rapport aux autres.

Activités de formation	Fonction de la formation			
	Accueil	Initiation	Perfectionnement	Promotion
Stages intra-entreprises	—	A	B	—
Stages inter-entreprises	—	—	A	—
Cycles intra-entreprises	—	A	B	—
Cycles inter-entreprises	—	—	B	—
Publications internes	C	C	B	—
Publications générales	C	A	A	B
Séminaires spéciaux	—	C	C	—
Commissions de travail	—	C	C	—
Congrès	—	—	B	—
Visites techniques	C	A	C	—
Parrainage	B	—	—	—

De ce tableau, on ne commentera que quelques points particuliers, à savoir:

- l'accueil n'existe réellement qu'à la CIBE avec l'activité "parrainage", c'est-à-dire la prise en charge continue pendant quelques jours du "nouveau venu" par un "ancien".
- l'initiation s'effectue à la S.L.E.E. et chez

ACEA par une affectation effective à un emploi opérationnel; à la CIBE, elle s'organise autour de 2 à 3 années de stages à travers les différents services sans responsabilité opérationnelle directe.

- le perfectionnement dans les trois organismes donne lieu au plus grand nombre d'activités de formation. Partout, il est particulièrement fait appel aux publications générales, livres ou périodiques techniques, ainsi qu'à des publications internes (surtout chez ACEA et S.L.E.E.). Partout également, les stages (courts) et cycles (longs) sont des éléments importants du perfectionnement: chez ACEA, ce sont, avec les congrès, les actions majeures du perfectionnement et ceci en liaison étroite avec l'Université; à la S.L.E.E., l'accent est plus spécialement mis sur les stages, notamment stages inter-entreprises organisés pour la S.L.E.E. et ses filiales; à la CIBE, outre le problème linguistique spécial qui donne lieu à des cycles de langues pour toute l'entreprise, il est particulièrement fait appel aux stages inter-entreprises organisés par l'Association Nationale des Services d'Eau. Par contre, séminaires, commissions de travail et visites techniques sont considérés comme secondaires par la CIBE et l'ACEA; seule, la S.L.E.E. attache une importance notable à ces activités du point de vue formation, en raison sans doute du grand nombre d'exploitations qu'elle gère directement ou à travers ses filiales ainsi que de l'éventail technique assez complet que représentent ces installations.
- La promotion est pratiquement inexistante pour les trois organismes ou, plus exactement, non distincte de la fonction perfectionnement. Ceci provient de la grande stabilité d'emploi signalée ci-dessus; il en résulte que cette fonction ne donne pas lieu à des activités spécifiques et qu'elle est supposée assurée par l'auto-formation ou l'expérience. A noter toutefois que chez ACEA, cette question est à l'étude.

4 Perspectives

De cet aperçu de la formation professionnelle des Ingénieurs à la CIBE, la S.L.E.E. et l'ACEA—que ces organismes excusent son caractère partiel et condensé—il semble possible de dégager quelques aspects:

- la méthode actuelle, empirique et pragmatique, donne des résultats techniques satisfaisants: les Ingénieurs de distribution d'eau exécutent fort bien leur métier. . . .
- les actions de formation sont nombreuses mais peu coordonnées; elles résultent pour la plupart d'occasions ou de demandes ponctuelles constatées ou suscitées. La CIBE et la S.L.E.E. ont bien un plan de formation pour les Ingénieurs, mais à caractère indicatif.
- La formation est surtout orientée vers le perfectionnement; seule, la CIBE se préoccupe de l'accueil; l'initiation reste très empirique; la promotion n'est pas traitée, ce qui est paradoxal étant donné qu'elle est faite au choix et presque toujours plus sur les qualités humaines que techniques.
- L'évaluation des résultats et des coûts est presque inexistante; seule la S.L.E.E., en raison probablement de son caractère de Société Privée habituée à une certaine rigueur financière, tente des essais d'évaluation.
- La formation intéresse mais contraint peu; elle est plus considérée par les Ingénieurs comme un dû que comme une obligation inhérente à leur fonction.

De ces quelques aspects se dégagent des améliorations possibles à la situation actuelle. Il paraît souhaitable de rechercher plus de rigueur dans la politique de formation des Ingénieurs. La méthode est bien connue, mais délicate de mise en oeuvre. Elle consiste en la mise au point d'un Plan de Formation pour les Ingénieurs avec ses quatre phases principales: analyse, définition du plan, exécution du plan et évaluation de la formation.

L'analyse doit porter sur les postes et fonctions (tâches à remplir, qualités requises), sur le groupe "Ingénieurs eau" (éducation, formation professionnelle acquise, emplois occupés) et sur les filières et plans de carrière autour desquels se développeront les plans de carrière réels.

La comparaison des éléments de ces analyses permet de fixer les besoins en formation. La définition du plan consiste alors à les classer, à définir les moyens nécessaires et à évaluer le coût de ces derniers. Ces opérations sont faites par approximations successives en vue de l'optimisation des coûts; elles doivent envisager plusieurs types de moyens possibles: type d'activités différentes, moyens internes ou externes à l'entreprise.

Le plan doit distinguer les quatre fonctions de la formation évoquées précédemment et, pour certaines, leurs subdivisions. Pour le perfectionnement technique par exemple, il est utile de séparer: améliorations de techniques existantes, introduction de nouvelles techniques en distribution d'eau telles que l'informatique traitée par mon prédécesseur, M. FELINE, au Congrès de NEW-YORK, nouvelles préoccupations des distributeurs d'eau telles que l'augmentation de la pollution des

ressources, information inter-services en vue d'augmenter la productivité. Ce n'est que moyennant ces divisions que sont possibles une optimisation du plan et une fixation rationnelle d'objectifs pour la formation.

Concernant l'exécution du plan, notons seulement que la rigueur doit être recherchée dans son exécution: le plan doit être contraignant. Toutefois, s'agissant d'Ingénieurs chargés de responsabilités importantes dans des Services Publics, il doit permettre des imprévus ainsi que des activités "au choix".

L'évaluation du plan est délicate mais doit être tentée. Les résultats de chaque activité doivent être estimés et comparés au but recherché; la conclusion n'est pas toujours claire et souvent qualitative. Elle permet toutefois, s'agissant d'Ingénieurs, d'adapter les moyens, de modifier les méthodes et parfois même de supprimer certaines activités qui se révèlent mal adaptées.

Par ailleurs, le plan doit faire l'objet de contrôles périodiques d'ensemble. Tout d'abord contrôle de coût au moins annuellement, ne serait-ce que pour respecter certaines législations en vigueur comme, par exemple, la loi française sur la Formation Professionnelle qui impose aux employeurs de consacrer à cette formation un pourcentage de la masse des salaires qui atteindra 2% en 1976. Egalement, tous les 3 ans au moins, doivent être effectués le contrôle de l'adaptation du plan aux besoins, le contrôle des moyens et notamment des activités internes ou externes à l'entreprise, ainsi que le contrôle de la sensibilisation de la Direction Générale et des Ingénieurs de l'entreprise.

Sujet 2

Le technicien de l'eau

Par K. E. Schickhardt, Ing. Dr.

Dans beaucoup de pays, l'organisation de l'alimentation en eau se caractérise par une tendance à la multiplicité des petits services d'eau. Ceci peut être dû au fait que la distribution de l'eau est souvent du ressort des collectivités locales qui sont elles-mêmes groupées en petites unités. Du point de vue technique, il y a d'importants facteurs géographiques et hydrogéologiques qui affectent l'organisation de l'alimentation en eau aussi bien que le développement urbain et d'autres considérations. C'est aussi une question d'économie car le but sera toujours de créer des installations peu coûteuses, mais si dans un pays il y des régions à population dispersée, chaque collectivité locale sera obligée de construire son propre service d'eau. Des installations plus importantes, alimentant des régions plus étendues ou des provinces, sont fréquemment réalisées là où les ressources sont insuffisantes, obligeant à amener l'eau de sources lointaines.

Les efforts pour regrouper les petits services municipaux sont évidents en beaucoup de pays. Ces organismes plus importants amènent à souhaiter d'avoir pour chacun un ingénieur en chef, un chimiste et un directeur. Ce système s'est développé en Grande-Bretagne depuis vingt ans et se retrouve aussi aux Pays-Bas. Mais même dans ces organismes regroupés, on trouve un grand nombre de petites exploitations qui n'ont pas besoin d'être surveillées par des experts. C'est dans ce genre d'exploitations qu'il faut un personnel technique de surveillance du niveau technicien, alors que dans les services plus complexes, le technicien agira sous l'autorité d'un ingénieur professionnel. Dans les petites usines, le technicien est probablement le seul expert technique disponible pouvant assumer la responsabilité du service. Il doit donc avoir une bonne connaissance de tous les aspects de l'alimentation en eau, suffisante pour l'exploitation normale de l'installation. Cette responsabilité doit toujours être limitée aux capacités de la personne chargée de ce travail. Il serait inacceptable de demander à un homme d'assumer un niveau de responsabilité auquel il ne peut pas répondre. La collectivité propriétaire du service d'eau partage cette responsabilité et doit donc s'assurer que des garde-fous sont mis en place pour satisfaire aux critères techniques, hygiéniques et économiques en jeu. Si la collectivité ne dispose pas elle-même du personnel formé et compétent, elle doit fournir une autre solution. Une méthode peut être qu'un service d'eau voisin prenne à la suite d'un accord la responsabilité d'un petit service d'eau, ou qu'une association spéciale de services d'eau soit formée dans ce but; on peut aussi coopter des institutions scientifiques ou ministérielles, etc. . .

Le problème spécial que ce rapport voudrait éclairer est celui des normes de capacité qu'il faut fixer pour les techniciens des services d'eau, spécialement pour ceux qui sont seuls responsables de l'exploitation satisfaisante de petits services d'eau. En fixant ces normes, il faut considérer les voies et moyens pour

assurer les connaissances et l'expérience nécessaires au technicien qui doit gérer un petit réseau.

Captage

Dans les petits services d'eau, celle-ci provient généralement de nappes souterraines ou de sources, par chambres de collecte ou puits ordinaires. Les forages sont plutôt utilisés dans les grands services d'eau, leur construction et leur régénération étant réalisées par des firmes spécialisées. Les tâches du technicien en ce domaine sont l'entretien, la réparation et la surveillance des installations, la mesure du débit et la collecte d'échantillons pour les analyses chimiques et bactériologiques. Il doit être aussi capable de lire et d'interpréter les résultats de ces analyses.

Traitement de l'eau

Si l'on ne peut vraiment pas trouver de l'eau qui ne demande pas de traitement, celui-ci doit être aussi simple que possible. En certains cas, ce sera une filtration lente ou rapide ou, en cas de réalimentation de la nappe souterraine, une déferrisation, désacidification et adoucissement. Souvent, l'eau doit être stérilisée, généralement par chlore gazeux mais parfois par hypochlorite. L'ozonation et autres méthodes ne conviennent pas aux petits services d'eau.

Le technicien doit être capable d'exploiter et d'entretenir la station de traitement et de surveiller les remplacements simples. Il devra connaître le moyen de laver les filtres rapides et de nettoyer et de recharger les filtres lents et les bassins d'infiltration pour la réalimentation de la nappe souterraine. Une autre tâche importante est la mesure du chlore résiduel dans l'eau livrée au réseau de distribution. Dans certaines circonstances, il devra aussi réaliser des analyses chimiques et bactériologiques simples.

Pompage de l'eau

La bonne marche des stations de pompage sera l'une des tâches les plus importantes des techniciens. Les irrégularités et interruptions du service indisposeront immédiatement les consommateurs. On utilise couramment une grande variété de pompes, le plus souvent électriques, mais parfois aussi entraînées par des diesels.

Le technicien devra faire fonctionner et entretenir la station de pompage et il sera désirable qu'il puisse réaliser des réparations et des remplacements simples, ce qui réduira les interruptions et le besoin de matériel de secours. Bien que les besoins de main-d'oeuvre puissent être réduits par installation d'appareillage automatique ou semi automatique, cette complication diminuera la possibilité pour l'exploitant de faire fonctionner et d'entretenir la station, ce qui peut conduire à des interruptions plus longues. Le technicien devra établir le programme des inspections et du contrôle du rendement de la station et de collecte des renseignements.

Distribution de l'eau

C'est peut-être dans la fonction de distribution de l'eau que le besoin de techniciens formés est le plus apparent. Le réseau de distribution et ses réservoirs représentent l'investissement financier le plus important du réseau et celui sur lequel les fuites et autres défauts amènent non seulement des pertes d'eau, mais aussi des risques pour la santé et l'hygiène. La construction, l'entretien et l'exploitation du réseau de distribution constituent des tâches qui doivent être accomplies suivant des normes strictes. Il est particulièrement important de bien surveiller les travaux faits par les entrepreneurs locaux, qu'ils aient ou non une expérience antérieure dans ce genre de travail. Les petites extensions du réseau, les branchements et les réparations seront réalisés par le technicien qui doit être formé à la détection et à la prévention des fuites.

Le technicien devra aussi prévoir le programme des chasses de conduites et, là où surgissent des problèmes de contamination, il organisera une stérilisation supplémentaire des conduites. Il devra calculer les pertes de charge en comparant les débits et les volumes fournis aux diverses sections du réseau. Une partie importante du réseau est formée par les réservoirs pour lesquels le technicien devra organiser un programme d'entretien périodique et de nettoyage. A ces occasions, le technicien doit être compétent pour examiner les parois du réservoir et faire des essais d'étanchéité. Il devra aussi organiser l'inspection des installations intérieures pour détecter et prévenir les interconnexions qui peuvent être très dangereuses pour l'hygiène.

Education et formation des techniciens

Les devoirs et responsabilités énumérés dans les paragraphes précédents montrent que le technicien doit être un homme à tout faire, capable de traiter des problèmes techniques, hygiéniques, administratifs et financiers. Il devra acquérir des connaissances théoriques par un apprentissage convenable pour la partie pratique.

Dans les grands services d'eau, le technicien tend à être plus spécialisé et on a moins besoin d'un homme très éclectique. Des dispositions sont habituellement prises pour que le technicien puisse développer son expérience en passant des périodes appropriées dans chacune des branches du service. Le problème est que dans les petits services où l'on a le plus besoin d'un homme à tout faire, il est plus difficile d'assurer les ressources et les installations nécessaires pour le former. Une autre difficulté se présente lorsqu'on essaie de rassembler un groupe suffisamment nombreux d'élèves pour qu'il soit intéressant pour un collège technique d'organiser un cours d'études théoriques appropriées: la dispersion du personnel des distributions d'eau se trouve souvent à la base de ce problème, qui est aggravé par les estimations très prudentes faites par les services d'eau de leurs besoins en techniciens. En Allemagne Fédérale, on a estimé le nombre total de techniciens de l'eau nécessaires à 70 par an en moyenne. En outre, il est regrettable que les carrières de technicien en distribution d'eau soient mal connues des jeunes recrues potentielles.

Il semble donc qu'un programme spécifique d'éducation et de formation pour le technicien de l'eau sera difficile à mettre en oeuvre. Une alternative pratique pourrait être de convertir certains ouvriers comme les plombiers et les mécaniciens, en techniciens. Une méthode suggérée serait basée sur un programme structuré sur trois ans permettant de se familiariser avec les divers travaux, suivi par un cours de trois mois comme chef d'exploitation. Ce cours porterait sur des matières générales: mathématiques, physique, propriété des matériaux, électricité théorique, dessin technique,

chimie, géologie et hydrogéologie. Les sujets spéciaux à étudier seraient: captage et traitement de l'eau, hygiène, pompage, moteurs, distribution et réservoirs, compteurs, plomberie, planification et contrôle, prévention des accidents et administration. Les méthodes d'instruction pourraient comporter des séances en salle, des exercices pratiques et projets et des visites de divers ouvrages. De tels cours de formation sont actuellement réalisés à Hambourg pour le nord de l'Allemagne et à Rosenheim (Munich) pour le Sud. Normalement, un cours est organisé chaque année en chacune de ces villes, mais certaines années un cours supplémentaire doit être ajouté. L'expérience montre que la durée du cours est trop courte; trois à cinq mois seraient nécessaires. Les cours sont ouverts à tout candidat qui peut satisfaire à un minimum de critères d'entrée et les candidatures sont acceptées d'autres pays européens et d'outre-mer. Les instructeurs viennent de l'enseignement ou sont des cadres volontaires des services d'eau. Cela assure que la direction est familière avec les pratiques et procédures à jour. L'un des inconvénients est que ce cours n'attire pas assez de jeunes, l'âge moyen des élèves étant de 35 ans.

Les examens finals sont organisés par un service d'état ou par une commission composée de représentants des associations scientifiques et techniques, des chambres de commerce et de l'industrie.

Une autre méthode possible de formation des techniciens est l'emploi de cours par correspondance, organisés et donnés par des associations professionnelles ou scientifiques et techniques. Cette méthode est utilisée en Allemagne surtout pour ceux qui ne peuvent pas abandonner leurs occupations pour suivre des cours pendant trois mois. Il est avantageux de combiner ces cours avec des séminaires tenus périodiquement.

Ce rapport a traité jusqu'à présent de la formation des techniciens intéressés principalement par le travail pratique de l'exploitation des services d'eau. Mais nous avons aussi besoin de technologistes traitant à un niveau élevé d'études, d'administration et de gestion technique. Ce besoin de technologistes existe à la fois dans les petits et les grands services pour aider les ingénieurs professionnels. L'Association allemande des spécialistes du gaz et des eaux (DVGW) a mis au point des programmes pour l'éducation et la formation des technologistes et elle recherche actuellement une école ou collège où cette instruction pourrait être donnée. Les programmes couvrent les mêmes matières que pour le technicien de l'eau, mais à un niveau supérieur et avec une tendance plus scientifique. Une enquête a été faite des nombres actuels et des besoins futurs de technologistes en vue de déterminer la demande existante pour cette formation.

Non moins important que la formation de base des techniciens et technologistes est le besoin de cours de recyclage et de mise à jour. Les progrès techniques avancent à une telle allure qu'il ne faut pas négliger un programme soutenu de mise à jour des connaissances. Ce besoin est couvert en Grande-Bretagne par des cours pratiques continuellement révisés et donnés dans ces centres en internat exploités par le Comité de formation de l'industrie (WSITB). Ce système est très efficace et il intéresse beaucoup les autres pays.

Il n'est pas possible dans ce rapport de préconiser un système unique pour les méthodes et ressources de formation requises pour éduquer, former et mettre à jour le technicien de l'eau. Il faut trouver des solutions qui satisfassent les conditions locales et l'impulsion pour dresser un plan peut devoir provenir de l'Association nationale des techniciens ou des ingénieurs sanitaires ou spécialistes de l'eau. Il faut encourager, en les y autorisant, les techniciens à prendre part aux réunions locales de ces associations où ils peuvent prendre part aux discussions et aux enseignements. Les grands

services d'eau qui peuvent organiser de telles réunions doivent y inviter les techniciens des services d'eau voisins plus petits.

Aussi utiles qu'elles soient, ce genre de réunions et de séminaires sont ad hoc et ne procurent pas une formation systématique pour le technicien. En organisant des cours de formation spéciaux, plus systématiques, il faut garder à l'esprit les observations suivantes :

- (a) il vaut mieux programmer des sujets spécifiques à la distribution d'eau plutôt que de disperser les élèves dans des études trop vastes;
- (b) les élèves ne seront pas habitués à de longues conférences ou séances de discussion;
- (c) certains élèves peuvent n'être disponibles que pour de courtes périodes de formation car ils n'ont pas de remplaçants dans le service;
- (d) les déplacements doivent être réduits au minimum;
- (e) les sujets du cours doivent être soigneusement délimités pour obtenir le maximum de participation et de temps pour les travaux pratiques;
- (f) il est souhaitable de tenir le cours près d'ouvrages ou d'usines d'un service d'eau pour avoir un accès

facile aux équipements nécessaires pour les travaux pratiques;

- (g) une équipe de conférenciers doit être fournie par les services d'eau locaux car il est peu probable que l'on disposera d'installations à plein temps.

Conclusion

Il y a de nombreux problèmes à surmonter pour mettre au point un plan bien organisé de formation systématique des techniciens de l'eau. Le présent rapport n'a cherché qu'à faire ressortir quelques-uns de ces problèmes et à mettre en avant quelques suggestions de solutions pratiques. Il n'est pas douteux qu'en de nombreux pays un travail très utile est accompli pour augmenter le nombre de techniciens de l'eau compétents et formés qui, dans les petits comme dans les grands services d'eau, sont reconnus comme figures-clés au niveau moyen de la gestion à la fois des exploitations et des bureaux. Il est permis d'espérer que la session sur l'éducation et la formation du 10^{ème} Congrès de l'A.I.D.E. donnera une occasion de discuter des problèmes communs et de partager les expériences en matière de formation et d'emploi des techniciens de l'eau.

Sujet 3

Formation du personnel des distributions d'eau dans les pays en développement

par H. W. Barker, M.I.Mech.E., M.I.W.E.

Instructeur en Chef, Water Supply Industry Training Board, Grande-Bretagne

Introduction

1.1 Un avantage, et peut-être le seul, quand on se propose d'étudier la formation du personnel des distributions d'eau dans les pays en développement et de faire des recommandations constructives est qu'il n'est pas nécessaire d'en justifier la nécessité. Il n'y a pas à discuter ce qu'il faudrait faire, mais comment le faire rapidement.

Le plus grand désavantage est l'impossibilité actuelle à définir ou quantifier la taille du problème. Il est suffisant de citer brièvement quatre points pour établir l'échelle de l'enjeu qui s'y rattache.

- (a) La situation terrible présentée au 9ème Congrès de l'A.I.D.E. par M. R. Verheul dans son rapport sur la situation des distributions d'eau dans les pays en développement où, pour atteindre les objectifs des Nations Unies pour la décade 1971-1980, il faut fournir de l'eau à 500 millions de personnes supplémentaires. L'extrapolation la plus grossière montre qu'il faudrait pour cela un minimum de 250,000 employés et ouvriers des services d'eau pour cette période.
- (b) Les compte-rendus de première main sur la sous-utilisation des distributions d'eau nouvellement mises en service en raison du manque de personnel formé et sur la détérioration rapide des ouvrages pour cette raison.
- (c) La réponse sans équivoque à un questionnaire de l'Organisation Mondiale de la Santé qui demandait aux pays en développement de citer par ordre de priorité les sept contraintes majeures qui retardent les progrès dans le développement des distributions d'eau. Le manque de personnel était cité comme la seconde des contraintes les plus sérieuses.
- (d) L'exigence actuelle de la Banque internationale pour la reconstruction et le développement qui pose comme l'un des préalables pour accorder un prêt d'investissement à un projet d'alimentation en eau qu'elle ait la preuve que des plans de formations existent, assurant que, lorsque le projet sera réalisé, il sera efficacement exploité et entretenu.

1.2 Le grand encouragement et les services en faveur de la formation assurés par l'O.M.S., le Centre international de référence et d'autres organisations nationales et internationales, y compris l'A.I.D.E., sont bien connus et il n'est pas nécessaire d'y insister ici. Le travail du C.E.P.I.S., Centre Pan-Américain pour le

génie sanitaire et les sciences de l'environnement, qui assure à partir de sa base à Lima (Pérou) des services de haute qualité de conseil pour la formation dans les pays américains, est largement reconnu. Le concept de cette organisation devrait peut-être servir de modèle pour d'autres régions en développement du monde.

Sans minimiser en aucune façon ces efforts combinés, ce qui manque est l'établissement de programmes de formation systématiques, auto-générateurs, qui s'emboîtent pour former un plan de formation complet pour tout le personnel des distributions d'eau.

La situation actuelle

2.1 D'après les informations disponibles, il semble qu'à quelques exceptions notables près, et l'on peut citer ici avec intérêt le programme national d'assainissement du Brésil, l'accent sur la formation actuellement arrangée pour, ou proposée par les pays en développement semble être :

- (a) des bourses de l'O.M.S. accordées principalement à des professionnels;
- (b) une grande variété de cours ad-hoc et séminaires généralement organisés localement, mais parfois sur une base régionale ou même internationale. Un échantillon de ces cours montre qu'ils traitent surtout de la conception, l'exploitation et l'entretien des stations de traitement d'eau et de l'analyse de l'eau au laboratoire;
- (c) l'emploi qui se développe rapidement de parrainage ou de détachement de personnes dans des pays où existent des réseaux d'alimentation en eau bien développés et, on l'espère, des programmes de formation souples à l'intérieur desquels le stagiaire peut s'insérer. Il est cependant significatif que la plupart des pays qui ont répondu au questionnaire sur la formation de l'A.I.D.E. de 1972 ont précisé qu'ils acceptaient des stagiaires pour des programmes de formation sur le tas, mais que ces programmes étaient plutôt empiriques que résultat d'une expérience planifiée.

2.2 L'observation la plus critique sur ce point est qu'il y a beaucoup trop peu de formation d'une sorte quelconque visant les ouvriers manuels, particulièrement ceux du réseau de distribution. C'est une observation assez surprenante étant donné que l'on admet presque universellement que ce sont les hommes qui construisent, exploitent et entretiennent les réseaux qui forment le fer de lance de l'industrie de l'eau, au point de contact avec le consommateur. La situation

est donc telle que les responsables des services d'eau manquent d'un complément efficace d'exploitants dont le savoir et les motivations sont vitaux pour assurer que l'exploitation et l'entretien journaliers des réseaux de distribution d'eau continuent après qu'ils ont été construits.

Coopération internationale

3.1 Un évènement, à notre avis, d'un grand intérêt et prometteur a été la réunion à Bilthoven (Pays-Bas) en avril 1973 des directeurs des institutions collaborant au Centre international de référence de l'O.M.S. pour l'alimentation en eau collective. Une partie importante de l'ordre du jour était consacrée à des propositions, par un groupe de travail, pour les activités spécifiques futures et les projets de développement.

Parmi les nombreux projets identifiés et décrits dans leurs grandes lignes qui sont potentiellement utiles, aucun n'a reçu une priorité plus grande que la proposition pour la mise au point et la réalisation de plans systématiques de formation pour les pays en développement. En beaucoup de façons cette proposition est un modèle du système qui pourrait fournir la base de plans de formation sains, appropriés et continus pour les pays où la formation, quand elle est faite, est surtout ad-hoc, basée sur des renseignements peu sûrs au sujet de la main-d'oeuvre et rarement appliquée à l'ensemble des travailleurs.

3.2 La définition du projet intéresse tout particulièrement le sujet du présent rapport et donne une base qui appuie les principaux points que l'auteur désire soulever. Les traits principaux de la proposition de Bilthoven sur la formation sont les suivants:

(a) *Titre.*

La mise au point et la réalisation de programmes de formation systématiques dans les services de distribution d'eau, basés sur l'estimation des besoins en main-d'oeuvre et en formation du personnel des distributions d'eau dans les pays en développement.

(b) *Organisme responsable*

Le Centre international de référence et les institutions coopérantes dans les pays en développement.

(c) *Objectifs*

- (i) Obtenir une évaluation précise de l'état de la main-d'oeuvre des distributions d'eau dans les pays en développement.
- (ii) Déterminer les secteurs critiques tels que niveaux actuels de capacité, nombres et catégories ayant besoin de formation, utilisation du personnel actuel, renouvellement du personnel et besoins de formation prioritaires.
- (iii) Faire des recommandations pour des plans spécifiques d'action afin de couvrir les besoins de formation reconnus.
- (iv) Mettre au point des modules de formation qui avec le temps, seront intégrés pour former un système cohérent de formation pour tout le personnel des distributions d'eau.

(d) *Description du projet.*

- (i) Le projet sera réalisé dans les pays en développement en utilisant les méthodes et techniques normalisées préparées par l'organisme coordinateur.

- (ii) Les données sur la planification de la main-d'oeuvre formeront la base de détermination des priorités de formation et de préparation des modules destinés à couvrir les priorités.
 - (iii) Des programmes ou unités de formation pilotes seront réalisés en utilisant ou en adaptant les manuels de formation de base ou autres moyens approuvés par l'organisme coordinateur.
 - (iv) A chaque étape il sera demandé une active coopération des directeurs des distributions d'eau.
 - (v) La collaboration et l'aide de l'organisme coordinateur devront disparaître progressivement.
 - (vi) Les programmes et modules de formation validés devront être rendus disponibles pour les autres pays en développement.
- (e) *Assistance requise.*
- (i) *De l'O.M.S.* Avis techniques sur la planification, l'exécution et l'appréciation du projet. Aide financière.
 - (ii) *Du Centre international de références:* mise au point de directives pour la réalisation du projet. Collaboration à l'étape planification du projet et à la diffusion des résultats. Fourniture de littérature et d'aides de formation. Aide à la préparation et à la coordination des programmes et modules spécifiques.
 - (iii) *Des institutions coopérantes.* Promotion du projet. Coordination avec les gouvernements qui participent au projet. Assistance lors des étapes d'exécution. Compilation des rapports préliminaires pour juger les résultats de chaque étape. Collaboration avec les distributions d'eau pour la réalisation et la publication des documents définitifs. Assistance dans la marche de programmes et modules spécifiques.
 - (iv) *Des organisations externes.* Avis techniques et toute assistance possible de sources telles que l'American Water Works Association, l'A.I.D.E. et autres institutions de formation.

Principes à adopter

4.1 Les propositions de Bilthoven apportent une contribution opportune aux préoccupations internationales qui sont actuellement centrées sur la nécessité d'accélérer les progrès faits dans la formation du personnel dans les pays en développement. Que les propositions ainsi faites soient ou non mises en oeuvre, elles reposent sur un certain nombre de principes de formation importants qui, dans une certaine mesure, peuvent être obscurcis par la concision des recommandations. Les paragraphes suivants essaient de développer ces principes.

Planification, coordination et contrôle

4.2 Une bonne formation n'est pas bon marché. Mettre sur pied et réaliser un programme national de formation systématique du personnel des distributions d'eau dans un pays peut demander des années d'efforts soutenus. Initialement, il faut prendre des dispositions pour la planification centralisée, la coordination et la surveillance du projet. Il peut être opportun de confier

cette tâche à une organisation et, en ce cas, l'idéal serait que l'organisation choisie soit basée dans le pays en développement lui-même, ait déjà des liens étroits avec les responsables des distributions d'eau et à sa disposition, en permanence ou sur simple appel, un cadre de spécialistes de formation industrielle ayant quelque connaissance de l'exploitation des distributions d'eau.

En l'absence d'un tel mécanisme, un projet de formation global doit posséder une organisation appropriée pour le faire fonctionner, laquelle doit naturellement être conçue en tenant compte des usages et des circonstances dans le pays visé.

Perfectionnement des cadres

4.3 Un principe fondamental est que la formation des cadres et des dirigeants est le point crucial dont dépend le succès de toute formation. La formation est basée sur l'emploi efficace des ressources humaines contrôlées par les dirigeants. Il s'ensuit que la formation systématique est un outil au management qui doit être appliqué en premier lieu au perfectionnement à long terme, progressif, des capacités de direction et non, comme on le voit trop souvent, à la fourniture d'une série non coordonnée et non structurée de cours et séminaires de formation au management. Qu'elles soient formellement ou officieusement arrangées, les étapes initiales doivent certainement comprendre :

- (a) motiver les cadres à accepter qu'une formation systématique, convenablement conçue, épargnera des dépenses de formation et augmentera la productivité.
- (b) Former les cadres à élaborer des plans de main-d'oeuvre.
- (c) Faire prendre conscience aux cadres qu'ils ont chacun des responsabilités dans la formation.

Les activités de formation peuvent faire partie du perfectionnement progressif, à long terme, des dirigeants et des cadres.

Planification de la main-d'oeuvre

4.4 Un préalable majeur à une formation industrielle établie sur des bases saines est la planification de la main-d'oeuvre, car c'est grâce à elle seulement qu'il est possible de s'assurer que le nombre exact de personnes ayant les connaissances désirées se trouvent à la bonne place au bon moment.

Il n'est pas aujourd'hui possible de définir quantitativement le problème de la formation dans les pays en développement. Cette situation difficile ne s'améliorera pas tant que des plans de main-d'oeuvre n'auront pas été préparés par les distributions d'eau, et de préférence, par les responsables des entreprises. Cela devient la priorité pour la formation des cadres.

Cela ne veut pas dire qu'on ne puisse par réaliser de formation avant que les plans de main-d'oeuvre aient été approuvés. De toute façon, qu'il y ait des programmes et des cours pilotes et ad-hoc, mais, pour résister à l'épreuve du temps, il faut un système général de formation de l'ensemble du personnel. Il ne peut provenir que d'un plan de main-d'oeuvre objectif.

Le besoin d'un programme des travaux essentiels est tenu pour acquis, mais non, semble-t-il, celui d'un programme parallèle et complémentaire de ressources humaines.

Analyse des emplois

4.5 Il y a toujours des controverses au sujet du besoin réel d'une analyse globale en profondeur des emplois et de la formation. Cela est probablement dû à l'inquiétude ressentie lorsqu'on envisage ce travail de longue haleine et au besoin indubitable d'analyses spécialisés ayant une connaissance de l'industrie des distributions d'eau. Il n'y a cependant pas d'alternative efficace. Cela est particulièrement valable pour la situation des pays en développement où :

- (a) Le processus d'assimilation de l'enseignement à certains niveaux peut être plus complexe;
- (b) les manuels de formation peuvent devoir contenir une grande proportion d'illustrations;
- (c) le problème géographique de la dispersion du personnel des distributions d'eau peut rendre souhaitable une certaine standardisation des équipements et des méthodes.

Il y a au moins deux solutions à ce problème. L'une est, naturellement, de faire réaliser ce travail par un spécialiste en formation des distributions d'eau ou un conseiller basé à l'institution chargé du programme ou mis à sa disposition. La deuxième est d'utiliser la masse croissante des analyses d'emplois dans les distributions d'eau qui, dans l'ensemble, ont été produites dans les pays en développement. Il peut y avoir des problèmes de traduction, des modifications ou adaptations peuvent être nécessaires, mais les données de base formeront un fil directeur pour les besoins du pays en développement.

Manuels de formation

4.6 Quand l'analyse des emplois a défini les connaissances et les normes de rendement requis pour effectuer une opération ou un groupe d'opérations, il est possible de préparer un manuel de formation et d'autre matériel audio-visuel complémentaire.

La question de définition est importante ici. La définition d'un manuel de formation acceptée par l'auteur est :

"Guide à l'usage du personnel de formation ou des élèves montrant en détail les sujets à enseigner, les normes à atteindre, les méthodes d'instruction à adopter, l'équipement à utiliser pour la formation, la forme des dossiers à tenir et les épreuves à faire subir".

Les manuels de formation pour les distributions d'eau actuellement disponibles qui sont produits dans les pays en développement répondent rarement à cette définition. En général, ce sont des livres de texte et des manuels de références techniques qui donnent ce que l'on sait de la pratique des distributions d'eau. Cela peut être en partie dû à ce que les programmes de formation dans les pays en développement semblent préoccupés de transférer des connaissances et négligent le développement de la dextérité. Les employés capables de répondre au stimulus d'acquérir des connaissances sont partiellement formés, le reste reçoit une formation faible ou nulle.

Il reste toujours utile d'échanger et de diffuser les manuels de formation entre les pays, mais il est vraiment nécessaire de produire des manuels qui aident à conduire les élèves systématiquement par chaque étape d'un processus d'apprentissage conçu pour eux, jusqu'à ce qu'ils atteignent une norme de rendement qu'ils conserveront quand ils passeront à l'application pratique.

Le système des unités ou modules

4.7 Il serait inapproprié de s'étendre sur l'intérêt de créer des centres de formation spécialement conçus dans les pays en formation. Il n'est cependant pas douteux que la nature des travaux à réaliser au niveau de l'ouvrier manuel, couplée avec la dispersion du personnel, rend difficile la formation de ces ouvriers complètement sur le tas.

En assumant que ces centres de formation spéciaux existent localement ou régionalement, ou dans le secteur de l'éducation complémentaire, le schéma général doit prévoir une série d'unités de formation, comprenant chacune des périodes concentrées de formation hors de l'entreprise, couplées avec une expérience pratique sur le tas. Chaque unité de formation est un tout en elle-même et permet à l'ouvrier d'occuper un certain emploi dans l'entreprise. Le système des unités permet à un homme de progresser systématiquement jusqu'à ses possibilités maximales. Cet homme doit cependant avoir la maîtrise complète de l'opération couverte par la première unité de formation avant de passer à la suivante.

Lorsqu'un programme de formation progressive est géré de cette façon, les cadres doivent avoir assimilé ce programme et être capables d'exercer leurs responsabilités personnelles de formation. Pour les chefs d'exploitation, cela comprend des aptitudes à jouer le rôle d'instructeur.

Le personnel de formation

4.8 Les mesures pratiques à prendre pour élaborer et mettre en route un programme de formation dans un pays en développement, ou dans un service d'eau d'un tel pays, doivent prévoir du personnel de formation. Si ce programme touche un nombre suffisant de personnes, il deviendra économique d'avoir au moins un formateur à plein temps et un ou plusieurs instructeurs convenablement éduqués.

Par-dessus tout, il est important de choisir des hommes qui aient des aptitudes pour la formation et qui soient des innovateurs plutôt que des administrateurs. Une fois choisis, leur instruction poussée doit être la première étape du plan général.

Le formateur aura besoin de réunir les directeurs des distributions d'eau intéressés pour qu'ils l'aident à mettre en route les premières étapes de l'analyse des emplois. Il leur fera sentir leur responsabilité dans la formation formelle ou occasionnelle effectuée sur le tas ou en dehors de l'entreprise. La qualité des programmes de formation dépendra largement de l'habileté et des aptitudes des gens qui donneront l'instruction.

Si cela est possible et s'il y a des fonds disponibles, le moyen le plus économique pour aider le personnel d'autres pays dans leurs programmes de formation est

d'envoyer le personnel de formation dans le pays qui met en oeuvre un programme global de formation de ce genre recommandé pour les pays en développement.

L'avenir—Ligne d'approche

5.1 Que les propositions de Bilthoven soient ou non mises en oeuvre, ou que des ressources soient trouvées pour établir des organismes internationaux de formation pour les distributions d'eau ou l'environnement basés sur les régions de pays en développement de l'O.M.S., ce sont des mesures à grande échelle qui peuvent prendre plusieurs années avant de devenir opérationnelles.

5.2 Ce qui semble évident, c'est que l'organisme qui a, réparti entre ses membres, le plus grand répertoire d'expérience, de connaissances et de matériel de formation est le Comité permanent pour l'éducation et la formation de l'A.I.D.E. De quelle façon peut-il être au mieux utilisé pour une contribution immédiate à l'accélération de la formation dans les pays en développement? Il semble que l'échange d'informations et de matériel de formation entre pays membres est plus évident entre pays développés qu'entre eux et les pays en développement. Il est aussi probable que certaines duplications d'efforts se produisent, particulièrement pendant la phase initiale de mise en route des plans de développement.

5.3 Une ligne d'approche pour le Comité permanent, devant faire partie de son programme de travail futur, pourrait être de rassembler tous les manuels, programmes, analyses et modules de formation et d'en tirer une série complète de "directives" ou "mesures pratiques à adopter pour établir un plan de formation systématique dans un pays en développement". On n'envisage pas un livre de texte. Les "directives" auraient deux buts. D'abord de décrire et commenter le cadre d'action; ensuite d'illustrer chaque étape et chaque niveau de formation (par ex. cadres, techniciens, chefs d'exploitation, ouvriers) avec une étude de cas ou un exemple précis tiré du répertoire de matériel rassemblé par le Comité permanent.

5.4 Ce travail pourrait être fourni aux divers pays par le Comité permanent, le réseau de l'O.M.S. ou par des agences régionales créées sur le modèle du CEPIS Panaméricain. Cela relèverait de l'étape mise en route des propositions de Bilthoven.

5.5 En faisant cette recommandation, il faut cependant insister sur le fait qu'il n'y a pas de moyen simple d'éviter une formation systématique. Comme pour toute autre initiative en matière de distribution d'eau, tout dépend des motivations et de la classe des cadres. Un bon management et une formation rationnelle vont la main dans la main. Il n'est pas possible d'avoir l'une sans l'autre.

International Standing Committee on the Education and Training of Waterworks Personnel

Subject 1

Professional training of the water supply engineer—an examination of the current situation and of future prospects

by B. de Vulpillières

Assistant Director General of the SAFEGE

1 Introduction

This report on the professional training of water supply engineers makes no claim to be exhaustive. More modestly, its aim is to examine in a concrete fashion the way in which this question is approached in three organizations with wide water supply responsibilities in three European countries: BELGIUM, FRANCE and ITALY, and from this to make proposals for future action.

We hope that in future discussions, further aspects or examples of professional training activities for engineers will be developed, particularly with regard to evaluations of the results obtained. This, in fact, is one aspect of this sort of training which appears particularly difficult to carry out.

We would like to sincerely thank the three organizations which enabled this report to be prepared, namely:

- in Belgium, the Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux—C.I.B.E.—an autonomous inter-municipal body founded in 1891 and which has been known under its present name since 1908. It is responsible for the supply of 100 million m³ per year for 2 million inhabitants, and likewise for distribution to 70% of them. It has a total of 2,500 employees.
- in France, the Société Lyonnaise des Eaux et de L'Éclairage—S.L.E.E.—a private company founded in 1880, whose activities go way beyond the drinking water sector; in this report, we shall only consider this sector under the name of the S.L.E.E., restricting it still further to the sector covered by the Company itself, to the exclusion of the similar sector covered by several of its branches. The drinking water sector of the S.L.E.E. accounts for the sale of about 320 million m³ per annum serves 5,500,000 inhabitants and has 2,800 employees.
- in Italy, the Azienda Comunale Elettricità ed Acque di Roma, an autonomous municipal body set up in 1912 for the purpose of electricity distribution in the city of Rome and which, in 1937, extended its activities to cover drinking water. If we consider, as for the S.L.E.E., only the drinking water sector, the A.C.E.A. accounts for the sale of about 400 million m³ per annum serves 2,800,000 inhabitants and has 1,150 employees.

We would particularly like to thank Messrs. G. BARDI, of the A.C.E.A., H. FAUCHEUR and P. GOURDON of the S.L.E.E., and H. VERBRUGGEN of the C.I.B.E., for the invaluable help which they gave us in providing us with the basic data for this report.

2 Characteristics of the water supply engineers Group

In the three organizations examined, the groups of engineers have a number of similar characteristics, which are doubtless fairly specific to the drinking water sector.

2.1 A small but nevertheless diversified group

The number of engineers or equivalent or higher technical grades employed is 26 at the C.I.B.E., 56 at the S.L.E.E. and 45 at the A.C.E.A., or in other words between 1 and 4% of the total manpower. Moreover, these engineers are specialists in very diverse fields: hydraulic engineers, of course, but also chemists, biologists, electrical and mechanical engineers, civil engineers, geologists, statisticians, etc., without counting those employed simply on the management, administration or public relations sides. This small number and its diversity explain why the proposed training activities for engineers are either very individualised or common to a much wider group of people than those simply employed in this sector.

2.2 A group whose basic training is of a high level, of a scientific nature and not specific to the profession

At the C.I.B.E., there are 23 civil engineers and 3 doctors in Chemical Sciences, all holding university degrees, which are particularly valued in Belgium. At the S.L.E.E., there are 47 graduates of the Grandes Ecoles d'Ingénieurs (engineering colleges), a system peculiar to France and one whose recruitment is very selective; of the remaining 9, two received a special training for the profession, three are university graduates, two reached their position through internal promotion and two had a basic secondary technical type of training. At the A.C.E.A., 35 are holders of the university title of "Doctor", 30 of these being "Doctor-Engineers"; the remaining 10 have risen from the ranks and have had either an incomplete higher or basic technical training.

In total, out of the 137 engineers or equivalent employed by these three organizations, we thus have the following percentages:

- non-specific higher scientific education: 87%
- higher education specific to the profession: 2%
- technical education or promotion from the ranks: 11%

2.3 A group with considerable stability of employment

People do not leave the C.I.B.E., the S.L.E.E. or the A.C.E.A. practically until retiring age. Moreover they

join very young, at the C.I.B.E. for example, on leaving university or on rare occasions after two or three years in a different professional activity. At the S.L.E.E., recruitment is slightly more diversified: 52% come from College or University, 12% from the Civil Service (particularly when new water services are taken over), 18% come from the water industry (principally from branches of the S.L.E.E.) and only 18% come in mid-career from industrial sectors other than water supply. At the A.C.E.A., 90% of the Doctors are recruited by competitive examination on leaving university or sometimes approved after a few months of professional activity, and only 10% are recruited in mid-career. In this latter case, these are always specialists recruited to solve a particular technical problem.

3 Current situation

The main professional training activities currently undertaken at the C.I.B.E., the S.L.E.E. and A.C.E.A., are given in the following table. The interest of this table does not lie in the inclusion of different activities unique to each organization, an inclusion which would be somewhat illogical, but the fact that, except in the rare cases mentioned below, these activities are in fact very similar in all three organizations.

In the table, four training functions are distinguished, corresponding to the successive phases of job occupation or career development. These functions are:

- *the reception*, i.e. the first contract with the organization or department during the first few days;
- *the initiation*, i.e. the acquisition during the first few months, of a detailed, in-depth appreciation of the job;
- *the perfecting*, the simultaneous activities, of acquisition of a mastery of the job and of the perpetual up-dating with new knowledge and techniques;
- *promotion*, i.e. passage to a higher-ranking job.

The letters given in the table indicate the relative importance—A: major, B: average, C: small—of the training activities during each of the four phases. The absence of a letter indicates that there is no training during the phase in question. In addition, because of the small numbers of engineers involved, many activities are organized for several phases simultaneously: reading the table horizontally, a comparison of the letters A, B and C, will then indicate the relative importance of these phases.

Training activities	Training function			
	Reception	Initiation	Perfecting	Promotion
Intra-company training period	—	A	B	—
Inter-company training period	—	—	A	—
Intra-company cycles	—	A	B	—
Inter-company cycles	—	—	B	—
Internal publications	C	C	B	—
General publications	C	A	A	B
Special seminars	—	C	C	—
Work committees	—	C	C	—
Congresses	—	—	B	—
Technical visits	C	A	C	—
"Fathering"	B	—	—	—

We shall restrict ourselves to commenting on a number of specific points in this table, namely:

- *the reception* only really exists at the C.I.B.E. with the "Fathering" activity, i.e. the continuous supervision of the "newcomer" by an "old hand" for a few days.

- *the initiation* is carried out at the S.L.E.E. and the A.C.E.A. by actually putting the newcomer on an operational job; at the C.I.B.E., it is organized around two to three years of training periods in the various departments, but without direct operational responsibility.
- *the perfecting* stage in the three organizations gives rise to the greatest number of training activities. In all cases, particular emphasis is placed upon general publications, books or technical journals, and on internal publications (especially at the A.C.E.A. and S.L.E.E.).

In all cases, likewise, training periods (short) and cycles (long) are used as an important part of this training phase. At the A.C.E.A., these are, together with congresses, the major activities at the perfecting stage, and are closely linked with the University. At the S.L.E.E., particular emphasis is placed upon training periods, especially inter-company training periods organized by the S.L.E.E. and its branches. At the C.I.B.E., apart from the special linguistic problem which gives rise to language cycles throughout the company, special emphasis is placed upon the inter-company training periods organized by the Association Nationale des Services d'Eau (National Water Departments Association).

By contrast, seminars, work committees and technical visits are considered as of secondary importance by the C.I.B.E. and the A.C.E.A. Only the S.L.E.E. attaches considerable importance to these activities from the point of view of training, doubtless because of the large number of operations under its direct control or that of its branches, and because of the wide range of technical activities represented by these installations.

- *promotion* is practically non-existent in all three organizations, or to be more exact, not distinguished from the perfecting function. This is because of the considerable stability of employment mentioned above. The result is that this function does not give rise to special activities and that it is supposed to be provided by self-training or experience. It should, however, be noted that this question is under examination at the A.C.E.A.

4 Prospects

From this appraisal of the professional training of engineers at the C.I.B.E., the S.L.E.E. and the A.C.E.A., the partial and condensed nature of which will, we hope, be excused by these bodies, we appear able to draw certain conclusions:

- the current method, which is empirical and pragmatic, gives satisfactory technical results: the water supply engineers appear to be on top of their job.
- the training activities are numerous but uncoordinated; they are mostly the result of individual needs or requests which crop up or are raised. The C.I.B.E. and the S.L.E.E. do have a training plan for their engineers, but only of an indicative nature.
- training principally resolves round the perfecting function; only the C.I.B.E. bothers with a reception. The initiation phase is very empirical, and promotion is not dealt with, which is paradoxical in view of the fact that it is a matter of choice and is nearly always based on human rather than on technical qualities.
- evaluation of the results and costs is practically non-existent; only the S.L.E.E., probably because being a private company it is used to a stricter degree of financial control, attempts to carry out evaluation tests.
- training is regarded as interesting rather than obligatory; it is considered more as their due by the engineers rather than an inherent obligation of their job.

From these few conclusions, we can see possible improvements to the current situation. It appears desirable to attempt to apply an engineer training policy more strictly. The method is well known, but difficult to implement. It consists of developing a Training Plan for the engineers, with four principal stages: analysis, plan definition, plan execution and training evaluation.

The analysis should relate to posts and functions (jobs to be done, qualities required), to the "water engineers" group (education, professional training acquired, jobs occupied) and to the career plans and patterns around which the actual career plans will develop.

A comparison of data from these analyses will enable the training requirements to be established. The plan definition then consists of classifying them, defining the necessary means and evaluating the latter's cost. These operations are carried out by successive approximation in order to optimise cost. They should envisage several types of possible means such as, different types of activities, means inside or outside the company.

The plan should distinguish between the four training functions already mentioned and, in some cases, their sub-divisions. For the technical perfecting function, for example, the following should be distinguished;

- improvements to existing techniques;
- introduction of new water distribution techniques such as the data processing techniques dealt with by my predecessor, M. FELINE, at the NEW YORK congress;
- new problems of water distributors such as the increased pollution of resources;

— inter-departmental information in order to increase productivity.

It is only by these divisions that it is possible to optimize the plan and establish the training objectives in a rational manner.

As far as the implementation of the plan is concerned, we would simply state that it should be executed strictly: the plan must be obligatory. Nevertheless, since it is dealing with engineers with important responsibilities in the Public Services Sector, it should allow for contingencies and "optional" activities.

Evaluation of the plan is difficult but should be attempted. The results of each activity should be estimated and compared with the targets although conclusions will not always be clear and will often be qualitative. Nevertheless, in dealing with engineers, they allow means to be adapted, methods to be altered and even certain types of ill-suited activities to be eliminated.

Furthermore, the plan should be the object of periodic overall checks. First of all, cost check, at least annually, if only to respect certain legislation in force such as, for example, the French law on Vocational Training, which will oblige employers to devote to training a percentage of the wage bill amounting to 2 per cent. by 1976. Similarly, at least every three years, checks should be made upon the suitability of the plan in the light of requirements, upon the means employed and particularly the activities inside or outside the company, and upon the awareness of the company's General Management and Engineers.

Subject 2

The Water Technician

by Dr. Ing. K. E. Schickhardt

Introduction

In many countries the organisation of public water supply is characterised by the tendency for there to be a large number of small waterworks. This may well be due to the fact that provision of a public water supply is frequently the duty of the local communities which are themselves grouped into small units. From the technical point of view there are important geographical and hydrogeological factors which affect the organisation of water supply as well as urban development and other social considerations. It is also a matter of economics as there will always be the objective of setting up inexpensive installations, but if within any country there are areas with a dispersed and scattered population each local community will be obliged to construct its own waterworks. Larger installations which supply greater areas or provinces are frequently established where there are inadequate resources and it becomes necessary to supply water from distant sources.

Efforts to combine and re-group small municipal waterworks are evident in many countries. These larger organisations lead to the desirability for each to establish its own chief engineer, chemist and general manager. This system has been evolving in Great Britain over the past twenty years and has also been developed in the Netherlands. But even in such joint authorities there are to be found a large number of small operational units which need to be supervised by experts. It is in this kind of unit that a need exists for supervision by technical personnel at the technician level, whereas in the larger and perhaps more complex waterworks the technician would operate under the guidance of a professional engineer. In the smaller plant the technician is probably the only technical expert available for assuming responsibility for the reliability of supply. He should therefore have a broad understanding of all aspects of water supply, sufficient for the normal operation of the installation. Such responsibility must always be limited to the capability of the person who is charged with this duty. It would be unacceptable to require a man to assume a level of responsibility which he is unable to discharge. The community as owner of a water undertaking shares this responsibility and must therefore ensure that safeguards are applied which ensure that technical, hygienic and economic criteria are satisfied. If the community cannot itself provide the necessary trained and competent personnel, it must provide an alternative solution. One method could be for a neighbouring water undertaking to take over responsibility of the small local works by agreement, or perhaps by a special association of waterworks formed for this purpose; scientific or government institutions might also be co-opted and so on.

The special problem that this report aims to highlight is the performance standards which must be set for technicians in water undertakings and especially for those who are solely responsible for the satisfactory operation of small waterworks. In setting down these

standards ways and means must be considered for providing the knowledge and experience for the technician who is to manage the small plant.

Water catchment

For the small waterworks, supplies will be obtained mostly from groundwater or from springs. This is achieved by the use of collecting chambers or dug wells. Drilled wells are used more by the larger waterworks, their construction and regeneration being undertaken by specialist private firms. The duties of the technician in this area are the maintenance, repair and supervision of the installations, the examination and measurement of the yield and the collection of samples for chemical and bacteriological examination. He must also be able to read and interpret the results of water examination.

Water treatment

Water should be treated by the most simple process if indeed water cannot be found which requires no treatment. In some cases treatment will be by slow and rapid filtration or in the case of ground water recharge, deferrization, deacidification and softening. Often water must be sterilized, mostly by chlorine gas but sometimes by hypochlorites. Ozonisation and other methods of sterilization are not suitable for the smaller waterworks.

The technician must be able to operate and maintain the treatment plant and supervise simple overhauls. He will need to know the processes for backwashing rapid sand filters and the cleaning and refilling of slow sand filters and infiltration basins for the artificial recharge of groundwater. Another important task is the measurement of chlorine residual of water passed into the distribution system. Under certain circumstances he will also be required to undertake simple chemical or bacteriological analyses.

Pumping of water

The operation of pumping stations will be one of the most important duties of the technician. Irregularities and interruptions of supplies will immediately and adversely affect the consumers. A very great variety of pumps are currently used, mostly dependent upon electrical power but, under certain circumstances, also powered by water or diesel engines.

The technician will be required to operate and maintain the pumping machinery and it would be desirable for him to be able to undertake simple repairs and overhauls thus reducing interruptions and the need for stand-by plant. Although manning levels may be reduced by installing automatic or semi-automatic plant such increased sophistication will diminish the operator's ability to service and maintain the plant which could lead to more lengthy interruptions of supply.

The technician will need to arrange programmes for the inspection and monitoring of plant performance and for the collection of data.

Water distribution

It is perhaps in the function of water distribution that the need for trained technicians becomes most apparent. The distribution network and its storage reservoirs represent the largest financial investment in water installations from which leaks and other defects result not only in water losses but also in risks to health and hygiene. The construction, maintenance and operation of the distribution system constitutes work which must be done to high standards. A high standard of supervision is particularly important where work is done by local contractors with or without previous experience of this kind of work. Small extensions to the network, house connections and repairs can be undertaken by the technician who will need to be trained in leak detection and prevention.

The technician will also need to arrange programmes of mains flushing and, where special contamination problems arise, arrange for additional mains sterilisation. He will be required to calculate water losses by comparing flows and quantities supplied to different sections of the system. A significant part of the network is formed by the service reservoirs for which the technician would be required to arrange programmes of periodic maintenance and cleaning. On such occasions the technician must be competent to examine the reservoir construction and make tests for water-tightness. He will also need to arrange and supervise the inspection of domestic and other installations to detect and prevent back-siphonage and cross-connections which can create considerable health hazards.

Education and training of technicians

The duties and responsibilities enumerated for the technician in the preceding paragraphs show that he will be an extremely versatile man, able to deal with technical, hygiene, administrative and financial problems. He will need to acquire theoretical knowledge as well as practical experience. It would seem desirable to have available training or technical schools to provide theoretical knowledge and a suitable apprenticeship for the practical content.

In the larger water authority the technician tends to be more specialised and there is less demand for the broadly versatile man. Arrangements are usually made for the technician to develop his experience by spending an appropriate period in each department of the undertaking. The problem is that in the small undertaking where there is greater demand for the all-purpose man, it is more difficult to provide the training resources and facilities necessary to train him. A further difficulty is met in assembling a group of trainees of sufficient number to make it worthwhile for a technical college to provide an appropriate course of theoretical studies. The dispersion of the water supply work force is frequently the cause of this problem which is aggravated by the very conservative estimates made by water undertakings of their requirement for technicians. In the Federal Republic of Germany the average total requirement for water technicians has been assessed as 70 per year. Furthermore, it is unfortunate that the job and career opportunities for the technician are not widely known to young potential recruits to the industry.

It seems therefore that a specific programme or scheme of education and training for the water technician will be difficult to implement. A practical alternative could be to convert existing and appropriate tradesmen, e.g. plumbers or mechanics, to become technicians. A suggested method could be based upon

a three year structured programme where experience would be gained in the work of all departments followed by a three month course in the work of the waterworks operator. The course would have a general theoretical curriculum comprising mathematics, physics, properties of materials, electrical theory, technical drawing, chemistry, geology and hydrogeology. The special subjects to be covered would include water catchment, water treatment, hygiene, pumping, power engines, distribution and storage of water, metering, plumbing work, planning and control, accident prevention and basic administration. Instructional methods would include classroom lectures, practical exercises and projects and visits to a variety of water installations.

Such training courses are currently available in Hamburg in the north of the Federal Republic and at Rosenheim (near Munich) in the south. Normally there is one course arranged at each school every year but in some years demand requires that an additional course be provided. Experience indicates that the course duration is too short and four to five months would be more appropriate. The courses are open to any candidate who can satisfy the minimum entry criteria and applications are accepted from other European and overseas countries. The instructional staff is drawn from the education sector and from the technical staff of water undertakings who participate on a voluntary basis. This ensures that the directing staff are familiar and up to date with current practice and procedures. One disadvantage is that the course does not attract enough young people, the average age of the trainees being 35 years.

The final qualifying examinations are set and arranged by a government authority or by a commission composed of representatives from scientific and technical associations, chambers of commerce and industry.

A further possible method of training technicians is by the use of correspondence courses, organised and monitored by professional or scientific and technical associations. This method is used in the Federal Republic mainly for those who cannot be released from their duties to attend the three month course or who wish to prepare for the course. It is advantageous to combine such correspondence courses with seminars held locally from time to time.

This report has so far dealt with the education and training of technicians who are concerned, in the main, with the practical work of water supply operations. There is, however, also the need for technologists to deal with higher level work in design, technical administration and management. The requirement for technologists exists in both small and large undertakings to act as assistants to professional engineers. The "Deutscher Verein von Gas und Wasserfachmännern (DVGW)—(German Association of Gas and Water Experts) has developed curricula and programmes for the education and training of technologists and is currently seeking a suitable school or college where instruction can be given. The curricula cover the same subject area as for the water technician but at a higher level and with a more scientific bias. A survey has been made of the present number and future need for water technologists in an endeavour to assess overall demand for this training.

No less important than this basic education and training of technicians and technologists is the need for refresher training and periodic up-dating. Technical development is everywhere moving at such a pace that a sustained programme of up-dating training must not be neglected. This need is met in Great Britain by providing continuously revised practical courses at the residential training centres operated by the Water Supply Industry Training Board. This system is very sound and is much admired by other countries.

It is not possible in this report to specify one system for the training methods and resources required to educate, train, develop and up-date the water technician. Solutions must be found which satisfy local

conditions and the lead in setting up a scheme may have to be taken by the National Association of Technicians or Water or Sanitary Engineers. Technicians should be encouraged and permitted to take part in local or regional branch meetings of such associations where they can participate in discussions and tutorials. The larger water undertaking which may conduct its own meetings of this kind should invite the attendance of technicians from neighbouring smaller undertakings.

Useful as they are such meetings and seminars are *ad hoc* and do not provide systematic education and training for the technician.

In organising the special and more systematic training courses the following observations should be borne in mind:—

- (a) It is advisable to programme the special water supply subjects together rather than disperse them throughout the course of studies.
- (b) The trainees will not be accustomed to lengthy lectures and discussion sessions.
- (c) Some trainees may be available only for short periods of training as there is no substitute for them at the plant.
- (d) Travel should be reduced to a minimum.
- (e) The size of the course should be carefully limited to achieve maximum participation and time for practical work.

- (f) It is desirable to hold the course at or near a waterworks depot or plant so that access will be available to the facilities required for practical work.
- (g) A panel of visiting tutors should be drawn up from appropriate staff of local water undertakings as it is unlikely that full-time instructors will be available.

Conclusion

There are many problems and difficulties to be overcome in setting up soundly organised and systematic training schemes for water technicians. This report is intended only to highlight some of the problems and put forward some suggestions for achieving practical solutions. There is no doubt that in many countries much useful work is being done to increase the availability of the trained and competent water technician who, either in the small or the large water undertaking, has become accepted as a key figure at the middle level of management both at the plant and at the headquarters offices. It is hoped that the 10th IWSA Congress Session on the Education and Training of Waterworks Personnel will provide an invaluable opportunity to discuss common problems and share experiences in the training and employment of the water technician.

Subject 3

Training of Waterworks Personnel in Developing Countries

by H. W. Barker, M.I.Mech.E., M.I.W.E.

Senior Training Officer, The Water Supply Industry Training Board

Introduction

1.1 An advantage, perhaps the only one, in setting out to examine and make constructive recommendations on the training of waterworks personnel in developing countries is that there is no necessity to justify the case. It is not required to argue why it should be done but, rather, how quickly it can be done.

The greatest disadvantage is the present inability to define or quantify the size of the problem. It should be sufficient to refer briefly to four items to establish the scale of importance attaching to this subject:

- (a) The formidable situation presented to the 9th IWSA Congress by Ir. T. Verhuel in his paper on the water supply situation in developing countries where, to meet UN targets for the 1971-80 decade, an additional 500 million people are to be provided with a water supply. By the crudest possible extrapolation this could require a minimum additional 250,000 trained waterworks personnel over the period.
- (b) First hand accounts of the under-utilisation of newly commissioned water systems due to lack of trained personnel and the subsequent rapid deterioration of plant for the same reason.
- (c) The unequivocal response to a World Health Organisation questionnaire which requested developing countries to state in order of priority the seven major constraints which are delaying progress in developing water supplies. Lack of trained personnel was rated as the second most serious constraint.
- (d) The present requirement of the International Bank for Reconstruction and Development that one pre-requisite for an investment loan for a water supply project is real evidence that training plans exist to ensure that upon completion the project will be effectively operated and maintained.

1.2 The great encouragement and services to training provided by WHO, the International Reference Centre and other national and international organisations including IWSA, are well recognised and need no amplification here. The work of CEPIS, the Pan American Centre for Sanitary Engineering and Environmental Sciences in providing from its base in Lima, Peru, high quality training advisory and consultancy services to the developing countries in the American Region, is widely acclaimed. The concept of this organisation could perhaps form a model for other developing regions of the world.

While in no way minimising these combined efforts, what is still lacking is the establishment of systematic, self-generating training programmes which fit together to form a complete training scheme for all waterworks personnel.

The present scene

2.1 From the information available it seems that with a few notable exceptions, and here one observes with great interest the National Sanitation Training Programme of Brazil, the emphasis on training currently arranged for, or provided by, developing countries appears to be:

- (a) WHO fellowships awarded mostly to professional men.
- (b) A very considerable variety of *ad hoc* courses and seminars mostly arranged locally, but some provided on a regional or even international basis. A sample of these shows a marked bias towards the design, construction, operation and maintenance of water treatment plant and laboratory examination of water.
- (c) The rapidly increasing use of short and long term training secondment or attachment of individuals to countries with a highly developed water supply system and, hopefully, a flexible training scheme into which the visiting trainee may fit. It is significant, however, that of the developed countries who completed the 1972 IWSA Training Questionnaire, most admitted that whereas they accepted trainees from other countries for on the job training programmes, such training was by "exposure" rather than by planned experience.

2.2 The most critical observation here is that far too little organised training of any kind is reaching the manual operators, particularly those engaged upon distribution work. This is the most neglected category of employment in the developing country's training plan. It is a somewhat surprising observation in the light of the almost universal acceptance that it is the men who construct, operate and maintain the water systems who form the spearhead of the water industry working as they do at the point of contact with the consumer. The situation therefore arises whereby water authorities lack an effective complement of operators whose skill and motivation are vital to ensure that the day to day operation and maintenance of community water supply systems continues after they have had been installed.

International co-operation

3.1 An event which to the author provided great interest and, hopefully, some promise was the meeting which took place at Bilthoven, Netherlands in April 1973, of Directors of Institutions collaborating with the WHO International Reference Centre for Community Water Supply. A prominent part of the programme was allotted to drafting proposals, on a working group basis, for specific future activities and development projects.

Among the many potentially useful projects identified and described in outline, none was accorded greater priority than the proposal for the development

and implementation of systematic training schemes for developing countries. In many ways the draft proposal is a model of a system which could provide the basis for sound, purposeful and continuous training schemes for countries where training, if done, is mostly ad-hoc, based upon unreliable manpower data and rarely applied to the whole of the work force.

3.2 The terms of reference for the project are particularly relevant to the subject of this paper and provide a basis for amplifying the main points that the author wishes to make. The salient features of the Bilthoven proposal on training are therefore set out below.

(a) *Title of Project:*

The development and implementation of systematic training programmes in community water supply on the basis of the assessment of manpower and training needs of waterworks personnel in developing countries.

(b) *Project Agency:*

WHO International Reference Centre and Collaborating Institutions in developing countries.

(c) *Objectives:*

- (i) To obtain an accurate assessment of the manpower state of water supply personnel in developing countries.
- (ii) To identify critical areas such as existing performance levels, numbers and categories requiring training, utilisation of present personnel, labour turnover and priority training needs.
- (iii) To make recommendations for specific action plans to meet training needs identified.
- (iv) To develop specific training modules which in time would be integrated to form a comprehensive system of training for all waterworks personnel.

(d) *Description of Project:*

- (i) The project would be undertaken in developing countries using standard methods and techniques prepared by the co-ordinating agency.
- (ii) Manpower planning data would form the basis for determining training priorities and for devising modules of training to meet the priorities.
- (iii) Pilot training programmes or units of training would be constructed using or adapting basic training manuals and other media commissioned by the co-ordinating agency.
- (iv) Active participation by the managers and supervisors of the water authorities would be required at each stage.
- (v) Agency involvement and technical assistance would be provided on a fade-out basis.
- (vi) Validated training programmes and modules would be available to other developing countries.

(e) *Assistance Required:*

- (i) *From WHO* Technical advice on planning, execution and appraisal of the project. Financial support.
- (ii) *From IRC* Development of Guidelines for carrying out the project. Collaboration in the planning stage of the project and with the dissemination of results. Provision of literature and training aids. Assistance with the preparation and co-ordination of specific programmes and modules.
- (iii) *From Collaborating Institutions:* Promotion of the project. Co-ordination with

the governments participating in the project. Assistance throughout implementation stages. Compilation of preliminary reports to include an appraisal of results at each stage. Collaboration with the water authorities on the provision and publication of final documents. Assistance with the operation of specific training programmes and modules.

- (iv) *From External Organisations.* Technical advice and all possible assistance from such sources as AWWA, IWSA and professional and training institutions.

Principles to be adopted

4.1 The Bilthoven training proposal provides a timely contribution to the growing international concern which is today focussed upon the need to accelerate the progress being made in training the waterworks personnel in developing countries. Whether or not the proposals as described are put into effect, they do rest upon a number of important training principles which, to some extent, may be obscured by the brevity of the recommendations. The following paragraphs attempt to amplify these principles.

Planning, co-ordination and control

4.2 Good training is not cheap. Setting up and implementing a national scheme for the systematic training of waterworks personnel in one country could take several years of sustained effort. Initially, arrangements will require to be made for central planning, co-ordination and monitoring of the scheme. It may be appropriate to provide for this on an agency basis and, in this case, the selected organisation should ideally be based within the developing country, have close existing links with water supply authorities and have either permanently available or on call, a cadre of industrial training specialists with some knowledge of water supply operations.

In the absence of such arrangements a comprehensive training scheme must have appropriate machinery to operate it and this will, of course, have to be devised according to the practices and circumstances of the particular country.

Management development

4.3 A fundamental principle is that management and supervisory training is the cardinal point upon which the success of all training hangs. Training is concerned with the efficient use of human resources controlled by the manager and supervisor. It follows that systematic training is a tool of management which should first be applied to planning the long term, progressive development of managerial ability not, as is too frequently seen, to the provision of an unrelated and unstructured collection of management training courses and seminars. Whether formally or informally arranged, the initial steps should certainly include:

- (a) Motivating managers to accept that systematic training, properly designed, will save training costs and raise productivity;
- (b) Training managers to construct manpower plans;
- (c) Making managers and supervisors aware that each has a set of training responsibilities.

These training activities form part of the long term progressive development of managers and supervisors.

Manpower planning

4.4 A major pre-requisite to soundly based industrial training is manpower planning for it is only through this that it is possible to ensure that the right number of

people with the right knowledge and skills are available at the right place at the right time.

It is not possible today to define quantitatively the problem of training in developing countries. This difficult situation is unlikely to improve until manpower plans are drawn up within water authorities and, preferably, by the managers of the authorities. This becomes the first priority for management training.

This does not mean that no training can take place until manpower plans are agreed. By all means let there be pilot and ad-hoc training programmes and courses, but, to stand the test of time there must be an overall system for training all personnel. This can only be derived from an objective manpower plan.

The need for a capital works programme is taken for granted but not, it seems, the accompanying, complementary human resource programme.

Job analysis

4.5 There is still some controversy about the real need for comprehensive, in depth job and training analysis. This is probably due to the concern that is felt when faced with the time consuming nature of the task and the undoubted need for trained analysts who have knowledge of the Water Supply Industry. There is, however, no effective alternative. This is particularly relevant to the developing country situation where:

- (a) the learning process at some levels is likely to be more complex;
- (b) training manuals may need to contain a high proportion of pictorial aids to learning;
- (c) the geographical problem of the scatter of waterworks personnel makes it desirable to encourage a measure of standardisation of equipment and methods.

There are at least two solutions to this problem. One is, of course, for this work to be undertaken by the expert waterworks training officer or consultant based at, or on call to, the controlling agency for the programme. The second approach is to make use of the growing volume of waterworks job analyses which, in the main, have been produced within the developed countries. There may be problems of translation, some modification or adaptation may be necessary, but the basic data will provide a lead-in to the requirements of the developing country.

Training manuals

4.6 When job analysis has identified the skills, knowledge and performance standards required to carry out an operation or group of operations it is possible to prepare the training manual and other supporting audio-visual material.

The question of definition is important here. The definition of the training manual accepted by the author is:

A guide for the use of training staff or of trainees showing in detail the subjects to be taught, the standards to be achieved, the methods of instruction to be adopted, the training equipment to be used, the form of records to be kept and the tests to be administered.

Training manuals for waterworks operations currently available and being produced in developing countries seldom match this definition. In the main they are text books and technical reference manuals providing the knowledge content of waterworks practice. It may in part be due to this that training programmes in developing countries appear to be pre-occupied with transferring knowledge and neglect the development of skills. Employees who are able to respond to the stimulus of acquiring knowledge become partly trained, the remainder receive little or no training.

While it will always remain useful for there to be exchange and dissemination of training materials between countries there is a real need for the production of manuals which help to lead trainees systematically through each stage of a learning process which must be designed for them, until a performance standard is reached which will be retained by the trainee under operating conditions.

The unit or module system

4.7 It would be inappropriate to generalise on the desirability to set up purpose built off the job training centre facilities for training in developing countries. There is little doubt, however, that the nature of water supply operations at the manual operator level of work coupled with the dispersion of the labour force create conditions which make it difficult to train the operator completely on the job.

Assuming that off the job training facilities are available locally or regionally, or in the further education sector, the overall scheme of training should provide a series of units of training each of which will comprise a period of concentrated off the job training coupled with planned experience on the job. Each unit of training will stand by itself and will enable an operator to do a job within the undertaking. The unit system will enable a man to progress systematically to his maximum capability. The man must, however, be fully proficient in the first operation covered by the first unit of training before he moves into the next.

If a scheme of progressive training is to be effectively operated in this way, the managers and supervisors must fully understand the scheme and be capable of exercising their personal training responsibilities. For supervisors this will include an instructional capability.

The training staff

4.8 The practical steps to be taken in devising and implementing a training scheme for a developing country, or a water authority within a developing country, must include provision for waterworks training staff. If the programme is to cater for a sufficient number of people it will become economic to employ at least one full-time training officer and a properly trained instructor or instructors.

Above all else it is important to select men who are motivated to training and who are innovators rather than administrators. Once selected their thorough training must be one of the first implementation stages of the overall plan.

The training officer will need to call together the managers of the water authorities under the scheme to assist him in putting in hand the first stages of job analysis. He will also introduce them to their training responsibilities. Instructors should be competent in formal or informal training carried out on or off the job. The quality of training programmes will in practice depend to a large extent on the skill and ability of the people giving the instruction.

If it can be arranged and funds are available, the greatest pay-off in seconding staff to other countries for training programmes is likely to be achieved through sending the training staff to a country which is operating a comprehensive training scheme of the kind now being recommended for developing countries.

The Future—a line of approach

5.1 Whether or not the Bilthoven proposal is implemented, or resources are found to establish international waterworks or environmental training agencies based within the WHO developing country regions, these are large scale measures which may take several years to become operational.

5.2 What does seem clear is that one body which has, spread between its membership, the most comprehensive repertoire of training experience, knowledge and materials is the IWSA Standing Committee on Education and Training. How best can this be utilised to make an immediate contribution to the acceleration of training in developing countries? It seems that exchanges of training information and materials between member countries is more evident between developed countries than from them to developing countries. It is probable too that some duplication of effort is taking place particularly during the initial phase of implementing training schemes.

5.3 A line of approach for the Standing Committee, to form part of its future programme of work, could be to draw together all existing training analyses, manuals, programmes and training modules, and to distil from these a complete set of 'Guidelines' or 'Practical Steps to be Adopted in Establishing a Scheme of Systematic Training in a Developing Country'. A

text book is not envisaged. The Guidelines would attempt to do two things. First, to describe and explain the framework; second, to illustrate each step and each level of training (i.e. management, technician, supervisor, operator) with a case study or practical example which will be drawn from the repertoire of training materials assembled by the Standing Committee.

5.4 A piece of work of this kind would be available to individual countries through the Standing Committee, the WHO network or regional agencies set up on the pattern of the Pan-American CEPIS. It would also be relevant to the implementation stage of the Bilthoven proposal.

5.5 In making this recommendation it is necessary, however, to stress that in the limit there is no simple short cut to systematic training. As with all other water-works endeavours this will depend upon the motivation and calibre of managers. Good management and sound training go hand in hand. It is not possible to have one without the other.

Steering committee on developing countries

Water supply in developing countries A program at national level — the Brazilian approach

by José Roberto A. P. do Rego Monteiro

*Engineer Director of the National Housing Bank (BNH)
President of the Brazilian Association of Sanitary Engineering*

1—Foreword

The developing countries have to cope with a series of difficulties, salient among them being political instability, a lack of qualified human resources, especially in the higher levels of management, a scarcity of financial resources, inflation, underemployment and a high growth of population, particularly in the urban areas.

This setting contrasts with the intensive demand for those scarce resources needed to narrow the gap between developing and developed countries by organizing institutional and entrepreneurial executive personnel, making good the structural deficits, and organizing the economy, especially the secondary sector.

There is one more difficulty to be added to the others and that is a tendency to try to overcome these problems by purely and simply adopting techniques and methods which, however efficacious in the developed countries, are ill adjusted to the particular conditions of the developing countries.

Brazil, though a developing country, has scored reasonable success in the last ten years. For the last five years, its Gross National Product has been increasing at an average of more than 10% a year. In the same period, Brazilian exports have increased at an average rate of 20% a year. The supply of electrical energy maintains an average rate of expansion of 12%. A far-reaching infrastructure of communications has been set up with the use of the most up-to-date techniques. In five years, more than twelve thousand miles of highway have been built and paved.

In the field of basic sanitation, a program is being developed that aims, by 1980, to supply drinking water to 65 million people by investing 2,000 million U.S. dollars therein, and to lay sewers that will serve 40 million inhabitants in the urban areas covered by the program, guaranteeing suitable disposal of the sewage, in order to assure water pollution control.

Brazil is a country of 3.3 million square miles with 103 million inhabitants, 61 million of whom live in urban clusters. It has an overall demographic growth rate of around 2.7% p.a., rising to more than 5% p.a. in the urban areas, on account of the steady flow of migration from country to town.

The degree of achievement attained is a result of the realism and pragmatism with which basic problems have been tackled, and also of the fact that policies have been shaped in such a way as to take advantage of everything found to be useful in foreign experience, adjusted, however, to the conditions peculiar to a developing country.

An example of this is the policy adopted in the field of basic sanitation by application of the National Sanitation Plan—PLANASA, that I now propose to discuss in some detail, in response to the invitation with which I have been honoured.

2—Background

Up to 1967, basic sanitation in Brazil (water supply and sewerage) showed an increasing deficit and the problem was a challenge that had not then been fully met. Attempts to solve the problem, dealing casuistically with isolated city problems by resorting to national budget appropriations and/or loans from international agencies, proved ineffectual.

In that year water was being supplied precariously to 22.8 million persons representing 50.3% of the urban population. No more than 24.8% of that same population were within reach of sewerage facilities.

This led the Brazilian government to work out a really efficient solution to the problem. Instead of relying on short-term, episodic palliatives, an attempt was made to solve the problem permanently. To this end, the Ministry of the Interior, to which matters concerned with basic sanitation are referred, delegated powers to the National Housing Bank (BNH).

This institution, created in 1964 for the purpose of providing support for development of the National Housing Plan, began in 1967 to become the main financial foundation of urban development in the country. The use of realistic modern methods soon raised it to the position of second most important bank in the country, with assets of about 26,400 million cruzeiros (4,000 million U.S. dollars) which, added to the assets of the systems under its control, give it a total responsibility of some 51,000 million cruzeiros or 7,900 million U.S. dollars.

3—The National Sanitation Plan— PLANASA

3.1 Preliminary Considerations

An analysis of the reasons for the deficit of basic sanitation suggests that the approach to the problem adopted up till then, though following the norms used in developed countries, was quite inadequate for developing countries, for the following reasons:

- (a) The attempt to equate the problem by isolated projects, based on the effort of each community, resulting in:
 - the non-feasibility of projects relating to the less wealthy communities, which did not show a rate of positive return and thus found themselves deprived of an essential element to public health and economic development;
 - inefficient use made of such skilled human resources as were available with consequent reduction in the quality of the work done and increase in operational costs;
 - further increase in operational costs, as a result of the small size of enterprises,

- which failed to allow them to take advantage of economies of scale;
 - increase in the investment required, owing to the impossibility of standardizing projects and materials, and also to the diseconomies generated by carrying out those projects on an uneconomic time schedule on account of a lack of own resources;
 - difficulty of global programming, owing to the pulverization of initiatives and the corresponding leaderships, scattered throughout the different communities;
- (b) absence of a rational rate system, existing policy varying from one extreme to the other, either charging unprofitable rates for services or raising them to a figure that low-income families could not afford;
 - (c) deterioration of budgets and rates, caused by the inflationary process common to developing countries;
 - (d) the policy of over loading public services enterprises with unnecessary personnel, arising from the unemployment situation, also latent in developing countries, and resulting in reduction of productivity and exaggerated operational costs;
 - (e) mobilization of financial, technical and human resources on an insufficient scale to meet the corresponding demand.

In the particular case of Brazil, there was greater difficulty in solving the problem on account of the existence of a large number of organizations acting without proper coordination.

An analysis of the problem and its causes, together with a detailed survey of the data indispensable for solving it, enabled the Brazilian authorities to draft the National Sanitation Plan—PLANASA.

For this purpose, it was necessary to reformulate concepts and find a pragmatic solution, adjustable to conditions in Brazil as a developing country, that would remove the causes detected and make it possible not only to tackle the problem, partially and episodically, but also to try and solve it globally and permanently.

3.2 Objectives

PLANASA's objectives would, therefore, not be exhausted in the course of time, for they would involve the pursuit of a permanent balance, in the future, between supply and demand for basic sanitation.

However, to be able to promote this balance all the more rapidly, an intermediate target was set up proposing for 1980 a supply of running water for at least 80% of the urban population, which should mean good quality water laid on for at least 65 million Brazilians.

In the field of pollution control within the same time limit the goal was to collect, transport and dispose properly and adequately of the sewage corresponding to an urban population of 40 million inhabitants.

3.3 Special Characteristics

Among the special characteristics of the National Sanitation Plan—PLANASA—that make it feasible to attain these objectives, the following are worth mentioning:

- (a) the possibility of realistic, dynamic and flexible global planning on metropolitan, State, regional and national levels, that will make it feasible to eliminate the deficit and maintain a permanent balance between the supply and demand of

services for basic sanitation (water supply and sewerage);

- (b) the means of making it feasible to meet the requirements of any urban agglomerations, even those with lesser population and lesser economic power, by a rational distribution of grants and loan resources, and the operation of an integrated complex of several municipal systems by one and the same concessionaire;
- (c) prior guarantee of the conditions of feasibility of the Plan, in each state, by defining the demand for resources and services and the evolution thereof in the course of time, as well as the supply of resources according to origin and time distribution;
- (d) mobilization of resources on the scale required by the size of the country and the scope of the problem, not only by creating an adequate financing system, but also by coordinating the efforts of all the entities operating in basic sanitation, permanently guaranteeing the execution of the approved programs;
- (e) rapid acceleration of program implementation, only possible by tackling the problem as a whole, on account of the permanent existence of the resources required and complete decentralization of project execution;
- (f) institution of a rate policy that, through a system of internal compensations low-income families can afford, and that yet brings in sufficient receipts for the maintenance, operation and expansion of the systems under the management of each sanitation enterprise;
- (g) institution of a policy for reducing operational costs, in function of economies of scale and rational programming, reflecting directly on the fixing of rate schedules;
- (h) institution of a policy for training and improving human resources to an extent that adequately meets the demand for such resource in quality and quantity;
- (i) programming and stimulating production and supply of the materials required to carry out the program.

3.4 Programming

After analysing the situation of basic sanitation in the country, fixing the objectives of PLANASA and determining its special characteristics, there remained the necessity of preparing the physical and financial programming of how best to pursue those objectives, and likewise to ensure the basic conditions of implementation.

In view of the meagre availability of human and financial resources in the counties compared to the economies of scale afforded by statewide operation, the state was chosen as spatial basis for development of the Plan.

The Federal Republic of Brazil is made up of 22 states, 4 Federal territories and 1 Federal District. The states are subdivided into counties and the counties into districts. For each state, a State Water Program (PEAG) was set up. These programs were organized by the state governments in accordance, however, with general norms and the model established by the BNH.

The solution of the problem of how to control water pollution caused by household and industrial wastes is the object of a State Pollution Control Program (PECON), to be developed as soon as local funds permit, without interfering with the development of PEAG.

The organization of the state program composing PLANASA proceeds according to the following sequential order in each state:

- (a) evaluation of the stock of existing goods and services and conversion of these postings into monetary units of constant value, allowing for depreciation;
- (b) evaluation of the demand, at present and throughout the period considered, for the goods and services necessary to meet the requirements of at least 80% of the urban population, and conversion to monetary units of constant value;
- (c) estimate of the present deficit and quantification of the financial, human, technical and material resources, needed not only to eliminate that deficit, but also to keep supply and demand constantly balanced throughout the period;
- (d) programming the investments needed in the course of the period so as, to the extent of the capacity of each state, to balance the supply and demand for goods and services as soon as possible and keep them permanently balanced;
- (e) schedule of priorities for the order in which the requirements of each urban agglomeration are to be met in order to eliminate the deficit as rapidly as possible;
- (f) programming the operating, maintenance and financial expenses of the State Sanitation Enterprises for them to be consistent with:
 - the investment programming;
 - the revenue from a feasible rate schedule;
- (g) programming the revenue from rates for it to be consistent with:
 - the programming;
 - the ability to pay of the population concerned.

A mathematical model has been prepared to facilitate continuous reprogramming whenever some new eventuality makes this advisable.

The choice of the state as a basis for the development of PLANASA enabled, amongst other advantages:

- (a) the management of all the municipal systems to be centred in a single state concessionaire, with the result that the number of state sanitation enterprises can be reduced from about 4,000 to a mere 26.
- (b) better use to be made of the scarce technical, human, financial and physical resources with noteworthy economies of scale, to be reflected in lowering the rates charged to consumers;
- (c) reduction of investments by the possibility of optimizing technical designs;
- (d) it to be made feasible to meet the requirements of all the urban agglomerations, even those of lesser demographic or economic importance, the expense of meeting such requirements being offset by the revenue from the larger and richer communities, as mirrored in the overall economic and financial feasibility study of the State Enterprise, which replaces the economic and financial feasibility study of each individual project;

- (e) execution of the program to be speeded up as a result of the global treatment accorded to loans, contracting of services and acquisition of goods.

3.5 Bases for solving the problem

Among the basic problems in connection with implementing PLANASA, attention should be called to: the institutional problem; the financial problem; the problem of human and technical resources; and the problem of supplying materials in the quality and quantity that would be required.

3.5.1—Institutional Basis

In order to mobilize methodically and systematically the efforts and resources needed to carry out PLANASA, and likewise to ensure by following common rules and principles adequate implementation of the plan, the SANITATION FINANCING SYSTEM (SFS) was brought into being.

The SFS is the integral of all the agencies taking part in the process and enabling the problem to be solved, namely:

1. **THE CENTRAL ORGAN OF THE SYSTEM**—a normative and controlling agency, represented by the NATIONAL HOUSING BANK (BNH), which is also responsible for partially financing the investment required by PLANASA.
2. **FINANCIAL ENTITIES**—responsible for providing the resources for the Water and Sewers Financing Funds (FAE), represented by the STATE GOVERNMENTS, which also guarantee and are responsible for the measures of a legal and administrative nature required for the implementation of the PLAN.
3. **FINANCIAL AGENTS**—for financing the Plan, within the area of each state, with loan resources obtained from the BNH and the FAE. This function is normally performed by the STATE BANKS.
4. **PROMOTER AGENTS**—responsible for developing the sanitation policy and implementing PLANASA in each state; this function is normally performed by the STATE SANITATION ENTERPRISES.
5. **EXECUTIVE AGENTS**—responsible for the setting up improving operation, and maintenance of the water supply and sewer systems in each state; functions normally performed by the STATE SANITATION ENTERPRISES.
6. **MANAGEMENT ORGANS**—responsible for the financial programming and administration of the Water and Sewers Financing Funds—FAE.

The BNH performs a function of inspection, supervision and control, decentralizing these duties and, to this end, delegating powers to local public or private organizations, known as TECHNICAL AGENTS.

The Sanitation Financing System has been seen to be quite efficacious in implementing PLANASA, and for this purpose coordinating and directing pre-existing specialized agencies, which gives it, furthermore, economic range and scope to operate on marginal costs.

3.5.2—Financial Equation

Two kinds of demand for financial resources are to be distinguished:

- (a) the demand for investments needed to eliminate the present deficit and, in the future, to guarantee a permanent balance between the supply and demand for goods and services.
- (b) the demand for cash to defray the management, operation and maintenance expenses of the water supply and sewerage systems and expenditure on amortizing and paying interests of the loans contracted.

This distinction is important in developing countries where the lack of entrepreneurial tradition and the pressure generated by underemployment lead to exaggerated growth of the expenditure on costs and consequent diversion of reserves destined to expand the system and to cover depreciation.

Other important factors to be considered would seem to be inflation, the rapid growth of the urban population and its low ability to pay.

The financial system set up to provide backing for PLANASA has taken these and other factors into account in its planning, and is based on the Water and Sewers Financing Funds (FAE).

One such Fund (FAE) was created in each state, and through it the resources, earmarked for investments and to cover depreciation in the water supply and sewerage systems managed by the State Sanitation Enterprise, are capitalized and blocked.

FAE resources are loaned to the State Sanitation Enterprise, subject to monetary correction (readjustment for currency depreciation or the rise in indexed prices), and earn interest at a rate equal to that of the demographic growth in the urban area for which they are intended.

In this way, once they are capitalized and in a state of regular flow the FAEs tend to increase in *real value* at the same rate as the demand for resources, guaranteeing a permanent balance between supply and demand. The FAE resources are provided by the State Governments (Financial Entities) with the resources that in the past were invested on a non-return basis in laying and improving the water supply and sewer systems in their territory.

In the period of capitalization and prior to entry in regular flow, the BNH extends loans to make good the difference between the investments programmed in PLANASA, through the PEAG, and the resources of the FAEs available for the purpose.

The fact that investments intended for extension of the systems and depreciation cover are provided by financing, obviously means that the income of the Enterprises from rates must be sufficient in the future to service the loans, as well as defray the normal expenses of management, operation and maintenance of the systems.

If the rate-paying ability in the poorer areas of the country proves to be too low to cover the whole of this expenditure, the balance can be established by reducing the financial charges, on doing part of the investments with grants.

In Brazil we have tried to solve this problem by taking other steps, already mentioned, the more important being the following:

- (a) institution of a policy of cost reduction in function of scale economies and rational programming, directly reflected in the rate schedule.

- (b) institution of a rate policy which, through a system of internal compensations, enables rates to be reduced for low-income families without affecting the global receipts.

- (c) operation, by the same concessionaire, of systems that serve communities of varying economic standing, making it possible to offset high against low rate-paying ability.

One can say that, by the above measures, an adequate financial system has been instituted to guarantee permanent balance of the problem between mobilization of resources on the required scale and coordination of the joint efforts of the entities that operate in basic sanitation.

3.5.3—Human and Technical Resources

The existence of human and technical resources in the quantity and quality required by the program would seem to be another basic condition that must be fulfilled if PLANASA is to be assured of success. Not only were these resources scarce at the start of the program, but the shortage tended to develop into a bottleneck as the demand increased with development of the program. This state of affairs led us to organize and maintain a system of training and technical assistance that has enabled works and services not only to be carried out satisfactorily as programmed, but also to be assured of adequate operation in the future.

The system was set up and is being operated by taking advantage of the existing infrastructure represented by specialized national entities, coordinated by the Brazilian Association of Sanitary Engineering. In the international field, an Agreement has been signed with the Pan American Health Organization with a view especially to technical assistance for the Sanitation Enterprises. The training program covers full instruction and training of about 60,000 persons involved in the process, from company managers down to skilled workers. Preparation of all the necessary teaching materials is included, from textbooks to audio-visual recordings and films that make learning easier for apprentices.

The technical assistance program provides for situation diagnosis, preparation of institutional models and their application to Sanitation Enterprises. On the basis of the analysis performed, manuals are prepared to guide those Enterprises, with a view to better achievement in all fields of their activity, such as the administrative, technical, economic and financial domains, in accordance with the most advanced modern technology.

Besides the technical assistance and training programs, encouragement is being given to a widely varying program of studies and research in order to gain a better knowledge of the situations peculiar to this country and developing techniques accurately adjusted to those situations in the hope of augmenting process efficiency and efficacy of the work done.

3.5.4—Materials

Assurance of an adequate supply of raw materials suitable in price and quality and necessary to the development of PLANASA was naturally another basic condition for successful operation.

Amongst the steps taken for this purpose may be mentioned:

- (a) Suitable programming of investments so as to avoid marked irregularity in works schedules and consequently in the demand for materials.

- (b) A detailed survey of the demand for materials and the distribution of that demand throughout the period under consideration.
- (c) Opening of lines of credit for companies that are willing to expand production of the materials required for implementing the plan.
- (d) Consumer financing for the purchase of materials, with delivery spaced out over 12 months, so as to allow for better programming by producers and a consequent drop in production costs.
- (e) Normalization and standardization of applicable materials with a view to reducing stocks and the cost of maintenance and replacement.

The scheme has worked satisfactorily in spite of a substantial increase in the demand due to a speedup in execution of programs in the sanitation field, as in the other sectors of the Brazilian economy. The recent world crisis in supplies of raw materials, especially oil, has raised unexpected problems, which have upset the program schedule and altered terms and prices. It is to be hoped that normalization of the situation will soon be effected so that the desired rhythm can be reestablished.

3.6—Feasibility of PLANASA

One of the most striking of the special features of the model adopted in Brazil is the form of approach to economic financial feasibility. The usual practice of analysing the feasibility of each project without pre-conditioning it and demanding from each a rate of positive return leads, in the case of sanitation, to results that are sometimes undesirable. On the one hand, consultants contracted to demonstrate the economic and financial feasibility of a given project, will do their very best to do so, basing their arguments on data that are not always reliable. This is not difficult in countries with a shaky statistical structure and rapid growth. On the other hand, and in spite of this fact, as a natural consequence of the analysis some or several projects will not be considered feasible from an economic and financial viewpoint.

Neither of these two hypotheses in this particular case is desirable. The former because it gives unrealistic results and the latter because it means refusing a community a service that is essential for the health of its members. For this reason, in our model we have departed from the usual practice and sought to create partial conditions of feasibility that lead to global feasibility of the plan as a whole.

An attempt has been made to bring the payment of rates within the reach of low-income users by means of a differential and compensatory rate system. This enables a maximum value that they can afford to be established for rates charged for consumption, in the case of poorer families.

The revenue from rates which is needed to cover the expenditure foreseen is guaranteed by charging much higher rates for household consumption in the case of higher-income families, and also for industrial and commercial consumption. In extreme cases of areas of widespread poverty, the reduction of the financial charges, with investments partially posted to unredeemable fixed capital, settles the question with sums much lower than those obtainable by the usual practice.

Filling the requirements of all the communities, even those that showed negative rates of return, became a feasible proposition when the concession was made to a single enterprise, which started to group systems, some

with positive and others with negative rates of return, so arranged that the whole area covered yielded a positive result by internal compensation.

The contribution of the State Governments to provision for the Funds (FAE) was made feasible, and compatible with the investments required by the state programs (PEAG), by demanding a contribution of not more than 5% of the fiscal revenue of each state. BNH lines of credit allow the State to fill out the allocations required by the programming.

As will be seen, the practices adopted in the Brazilian model are really innovative and ensure prior feasibility of the plan, shifting the problem from the technical field to that of management and systems operation.

The studies required began to centre on research of the best technical solution for each project, besides the conditions of optimization relative to the concessionary company. A global study of the economic and financial feasibility of the concessionary company was then exacted. This study was given a dynamic character, whereby it was sought to ascertain the feasibility of the enterprise whilst the programming was developing, particular importance being attached to the following aspects:

- (a) Operating conditions;
- (b) Cost programming;
- (c) Rate schedule;
- (d) Optimal investment programming.

The feasibility study thus ceased to have a restrictive static sense, and assumed a dynamic character of qualitative analysis, seeking to optimize the conditions of execution of the plan, lower costs and shorten the span of time needed to set up the services. The permanent possibility of reprogramming guarantees the required dynamism.

3.7—Conclusion

This far the points have been arrayed that may be considered to be of major interest to gain a comprehensive idea of the experience represented by the National Sanitation Plan (PLANASA) a concept that, with suitable adaptation, may very likely be of assistance to other countries.

In concluding, there remain to be given a few figures with which to gauge its magnitude. To that end, let us take 1980 as reference year, when it is hoped that the System and PLANASA will have come into force, with the "deficit" in the water supply to the Brazilian urban area practically made good. That year, 65 million Brazilians, representing a population larger than most European countries should be supplied with water of good quality. Forty million persons should be served with sanitary drains and sewers, and suitable disposal of the sewage to avoid pollution of the inland and coastal waters.

For the water supply alone, investments are planned to reach some 13,000 million cruzeiros or 2,000 million U.S. dollars in 1974 values. In water pollution control and sewage disposal, the program for which should gain impetus in 1975, investments are earmarked in the amount of 9,400 million cruzeiros or 1,400 million U.S. dollars. Water supply and sewers are therefore expected to involve a total overall investment of 22,400 million cruzeiros or 3,400 million U.S. dollars.

The financing funds for water and sewers (FAE) should have come into operation by then (1980), with assets of about 6,500 million cruzeiros, equivalent to more than 1,000 million U.S. dollars. The returns from

these funds should allow annual investments of around 550 million cruzeiros (85 million U.S. dollars), a sum which is 50% higher than the investment demand foreseen for that same year for water and sewer programs. This will mean that the majority of State governments will no longer have to contribute to the FAE, sufficiently capitalized by then. It is probable, also, that the participation of the BNH, as a whole, will be dwindling to a point where the program is entirely self-supporting.

The Sanitation Financing System (SFS) should be fully consolidated by then, with 26 enterprises in operation employing about 65,000 persons, of all grades, who will be constantly improving their abilities with the aid of institutionalized training programs, managed and kept up by the Enterprises themselves.

Rates will have been lowered, in real terms, as a result of more skilful management and economies of scale. The minimal monthly rates for water supply and sewage disposal will each be around 3% of the monthly minimum wage in the region, i.e. 60% of present values. Together the two services, therefore, should add up to a cost of about 6% of the monthly minimum wage.

From then on, the water supply in the urban area will tend towards equilibrium, with demand and supply more or less evenly balanced and the service well on the way to meeting the requirements of 95% to 100% of the urban population. The "deficit" in the sewage disposal services is likely to be wiped out in the second half of the eighties.

There is nothing unreal or fantastic about these figures. Up to the end of the first quarter of 1974, works and services had been contracted in accordance with the water supply programs for a total value of 6,300 million cruzeiros or 970 million U.S. dollars, representing works performed or in progress with a value corresponding to 48% of the PLANASA investments planned for up to 1980, and benefiting about 700 urban agglomerations in the country.

The disbursements already made on account of these contracts amount to 4,200 million cruzeiros or 650 million U.S. dollars, representing nearly one-third of the global investments aforesaid.

The Funds (FAE), on the same date, already showed assets of 1,600 million cruzeiros or 250 million U.S. dollars, equivalent to about 24% of the total forecast for the period up until 1980.

The methodology described and the mathematical model on which it is based were presented at the Twelfth

and Thirteenth Inter-American Congresses of Sanitary Engineering, held in Caracas and Asunción respectively. Moreover, in the Asunción Congress the Latin American countries were offered a possible application of the policy adopted in Brazil, the principles of which were unanimously approved in the form of a Recommendation. This Recommendation was subsequently presented and adopted at the Third Special Meeting of Ministers of Health of the American Continent, in Santiago, Chile.

In Brazil everything goes to show that the model adopted will attain the objects in view, for already today the first results of particular note may be cited as follows:

- realistic, dynamic and flexible global programming has been established in each State of the Union and is designed to enable the requirements of all the urban agglomerations to be met, even those of lesser population or economic power;
- the human and financial resources required by the size of the country and the scope of the problem have been mobilized and applied through the Sanitation Financing System;
- the setting up of state programs has been highly accelerated, on a scale never before attempted, achieving savings that were only made possible by the industrial process adopted and throughgoing decentralization in carrying out the projects;
- steady headway is being made towards complete elimination of the deficit in the water supply to the urban area of the country, works now in progress or completed corresponding to 48% of the total value programmed;
- the rhythm of capitalization of the Water and Sewers Financing Funds (FAE) indicates that the necessary resources for permanently solving the problem of basic sanitation will be guaranteed, with the probability that, in most of the States, the resources available to these funds will be sufficient to be able to dispense with the contributions from State Treasuries by the end of the decade;
- a reduction in unit investments is being obtained along with a policy of compressing operational costs that has already yielded initial results enabling the minimum rate to be lowered, with a parallel extension of corresponding social benefit.

This is a summary, only too imperfect, of what has been achieved since the launching of PLANASA and should be credited to those believers in the Plan who, with steadfast devotion, have worked unsparingly to develop it.

L'Approvisionnement en eau dans les pays en développement Un Programme au Niveau National—La Perspective brésilienne

par José Roberto de A. P. do Rego Monteiro

*Directeur de la Banque Nationale d'Habitation (BNH)
Président de l'Association Brésilienne de Génie Sanitaire*

1—Introduction

Les pays en développement luttent contre une série de difficultés dont les plus importantes sont l'instabilité politique, le manque de main-d'oeuvre qualifiée et, en particulier, de cadres dirigeants, la pénurie de ressources financières, l'inflation, le sous-emploi et le fort accroissement démographique, notamment dans les zones urbaines.

Ce tableau contraste avec la demande intensive de ces ressources nécessaires pour réduire la différence qui sépare les pays en développement des pays développés, et qui ne peut être réduite que par l'organisation de cadres institutionnels et patronaux, le comblement des déficits d'infrastructure, l'organisation de leur économie et, en particulier, de leur secteur secondaire.

A ces difficultés vient de s'ajouter une autre: la tendance à les surmonter moyennant l'adoption pure et simple de techniques et de méthodes qui—même si elles s'avèrent efficaces dans les pays développés—ne s'ajustent pas aux conditions particulières des pays en développement.

Le Brésil, pays en développement, a déjà obtenu comme on le sait des succès indéniables au cours des dix dernières années. En effet, depuis cinq ans son Produit Interne Brut s'accroît à une moyenne supérieure à 10 % l'an. Pendant cette période, ses exportations annuelles ont augmenté de 20 % en moyenne. L'offre d'énergie électrique présente un taux d'expansion moyen annuel de l'ordre de 12 %. Toute une infrastructure de communications selon la technique la plus moderne a été implantée. En cinq ans, vingt mille kilomètres de routes ont été construits et macadamisés.

Dans le domaine de l'assainissement de base, un vaste programme est en cours d'application. Il prévoit, jusqu'en 1980, l'approvisionnement en eau potable pour 65 millions de personnes, correspondant à un investissement de 2,000 millions de dollars, il prévoit également d'assurer un réseau d'égouts à 40 millions d'habitants de ces zones urbaines, les eaux usées ayant une destination finale adéquate en vue de contrôler la pollution hydrique.

Cela, dans un pays d'une extension territoriale de 8,5 millions de kilomètres carrés, de 103 millions d'habitants, dont 61 millions vivent dans des centres urbains, et d'un taux global d'accroissement démographique de l'ordre de 2,7 % l'an, taux qui dépasse 5 % l'an dans les zones urbaines en raison de la forte migration de la campagne vers la ville.

L'application de ce programme a été rendue possible grâce au réalisme et au pragmatisme avec lesquels sont envisagés les problèmes de base. Grâce aussi à la formulation de politiques qui utilisent ce qu'il y a d'utile dans l'expérience des autres pays en les ajustant, toutefois, aux conditions propres d'un pays en développement.

Un exemple de cela est la politique adoptée dans le domaine de l'assainissement de base, grâce au Plan National d'Assainissement dont nous traiterons plus loin, honorant l'invitation qui nous a été faite.

2—Bref Historique

Jusqu'en 1967, l'assainissement de base au Brésil (approvisionnement en eau et installation d'égouts sanitaires) présentait des déficits croissants. Le problème se posait comme un défi qu'il fallait relever.

Les tentatives d'équationner le problème à travers des projets isolés dans chaque ville, au moyen de ressources budgétaires nationales et/ou de prêts d'agences internationales, ne s'avèrent pas efficaces.

L'approvisionnement en eau ne desservait que d'une façon précaire 22,8 millions d'habitants représentant, en 1967, 50,3 % de la population urbaine. Les services d'égouts ne desservaient guère que 24,8 % de cette même population.

C'est alors que le Gouvernement Brésilien a décidé de rechercher une solution efficace pour ce problème.

Au lieu de s'attacher à des solutions épisodiques et à brève échéance, il a cherché à le résoudre d'une façon permanente. Pour ce faire, le Ministère de l'Intérieur, auquel, au Brésil, sont affectées les questions relatives à l'assainissement de base, a délégué des pouvoirs à la Banque Nationale d'Habitation (BNH).

Créée en 1964 dans le but d'étayer le développement du Plan National d'Habitation, cette institution a évolué à partir de 1967, devenant la base financière principale du développement urbain du pays. Ses méthodes modernes et réalistes l'ont rapidement transformée en la seconde banque du pays, d'un actif de l'ordre de 26 400 millions de cruzeiros (4 000 millions de dollars) qui, ajouté à l'actif des systèmes qu'elle commande, lui donnent une responsabilité totale de l'ordre de 51 000 millions de cruzeiros soit 7 900 millions de dollars.

3—Le Plan National D'assainissement—PLANASA

3.1 Considérations préliminaires

L'analyse des raisons du déficit, dans le domaine de l'assainissement de base, démontrait que la façon jusqu'alors adoptée d'attaquer le problème—bien qu'elle suivit la norme utilisée dans les pays développés—s'avérait totalement inefficace pour les pays en développement.

Parmi ces raisons, nous pourrions mentionner :

- (a) la tentative de solutionner le problème en appliquant des projets isolés et basés sur l'effort de chaque communauté. Il en résultait :

- la non viabilité des projets relatifs aux communautés moins riches, ne présentant pas un taux de retour positif et qui se voyaient donc privées d'un élément essentiel à la santé publique et au développement économique;
- la mauvaise mise en valeur des ressources humaines qualifiées, déjà insuffisantes et, partant, la réduction de la qualité des services et l'augmentation des frais d'exploitation;
- l'augmentation des frais d'exploitation, comme résultante de la surface réduite des entreprises qui ainsi, ne profitaient pas des économies d'échelle;
- l'augmentation de l'investissement requis; en raison de l'impossibilité de standardiser les projets et les matériaux, ainsi que des pertes causées par l'exécution de ces projets, dans des délais anti-économiques dus à la pénurie de ressources propres.
- la difficulté de programmation globale, en raison de la pulvérisation des initiatives et des supervisions respectives dispersées dans les diverses communautés;

- (b) l'absence d'un système rationnel de tarifs, qui oscillaient entre les extrêmes du tarif non rémunérateur des services et celui de coût non supportable pour les familles de moindre revenu;
- (c) la détérioration des budgets et des tarifs, causée par le processus inflationniste commun aux pays en développement;
- (d) la politique de favoritisme d'emploi, dans les entreprises fournissant des services publics, due à la situation de sous-emploi, également latente dans les pays en développement, et qui résulte en une réduction de la productivité et des frais d'exploitation exagérés;
- (e) la mobilisation de ressources financières, techniques et humaines à une échelle ne répondant pas à la demande respective.

Dans le cas particulier du Brésil la solution du problème était également entravée par l'existence d'un grand nombre d'organismes opérant sans coordination.

L'analyse du problème et de ses causes, ainsi d'une étude minutieuse des données indispensables à sa solution, ont permis aux autorités brésiliennes de formuler le Plan National d'Assainissement—PLANASA.

Pour ce faire, il s'imposait de reformuler les concepts et de trouver une solution pratique et ajustée à nos conditions de pays en développement, qui éliminât les causes détectées et permit, non seulement d'attaquer le problème de façon partielle et épisodique mais aussi de le résoudre d'une façon globale et continue.

3.2 Objectifs

Les objectifs du PLANASA n'allaient donc pas s'épuiser dans le temps, puisqu'on allait poursuivre dans l'avenir l'équilibre permanent entre l'offre et la demande dans le domaine de l'assainissement de base.

Afin de pouvoir parvenir le plus rapidement possible à cet équilibre, on a établi comme but intercourant pour l'année 1980 l'approvisionnement en eau pour au moins 80% de la population, ce qui devra signifier la fourniture d'eau de bonne qualité pour au moins 65 millions de brésiliens.

Dans le domaine du contrôle de la pollution, il est prévu dans le même délai de collecter, de transporter et

de donner une destination finale adéquate aux eaux résiduaires d'une population urbaine de 40 millions d'habitants.

3.3 Caractéristiques Spéciales

Parmi les caractéristiques spéciales du Plan National d'Assainissement—PLANASA, qui permettent d'atteindre ces objectifs, il convient de souligner:

- (a) la possibilité de programmation globale, flexible, dynamique et réaliste, aux niveaux des grandes villes, estatal, régional et national, permettant l'élimination du déficit et le maintien permanent de l'équilibre entre l'offre et la demande de services dans le domaine de l'assainissement de base (eau et égouts);
- (b) la possibilité de desservir n'importe quel centre urbain brésilien, même ceux de population réduite ou de pouvoir économique faible, par le dosage rationnel des ressources à fond perdu et de prêts, et par l'exploitation par un, même concessionnaire, d'un ensemble intégré de systèmes municipaux;
- (c) la garantie préalable des conditions de viabilité du Plan, dans chaque Etat, moyennant la définition de la demande de ressources et de services et son évolution en fonction du temps, ainsi que de l'offre des ressources selon leur origine et leur distribution au cours des années à venir;
- (d) la mobilisation de ressources, à une échelle requise par les dimensions du pays et du problème, non seulement grâce à la création d'un système financier adéquat mais aussi grâce à la somme coordonnée d'efforts de tous les organismes qui opèrent dans le secteur de l'assainissement de base, garantissant de façon permanente l'exécution des programmes approuvés;
- (e) la forte accélération dans l'implantation des programmes n'est rendue possible qu'en attaquant le problème dans son ensemble face à l'existence permanente des ressources requises, et par la complète décentralisation dans l'exécution des projets;
- (f) l'institution d'une politique tarifaire qui, à travers d'un système de compensations internes soit supportable par les familles de moindre revenu et qui produise en même temps une recette suffisante pour assurer la conservation, le fonctionnement et l'expansion des systèmes sous le gestion de chaque entreprise d'assainissement;
- (g) l'institution d'une politique de réduction des frais d'exploitation, en fonction d'économies d'échelle et d'une programmation rationnelle, ayant une incidence directe sur le système tarifaire;
- (h) l'institution d'une politique de formation et de perfectionnement des ressources humaines, adéquate, en qualité et en quantité, aux ressources requises;
- (i) la programmation et l'incitation à la production et à l'offre des matériaux nécessaires à l'exécution du programme.

3.4 Programmation

Après avoir analysé la situation de l'assainissement de base dans le pays, fixé les objectifs du PLANASA, à moyen et long terme, et déterminé ses caractéristiques spéciales, il restait à les projeter moyennant une pro-

grammation physique et financière, ainsi qu'à lui assurer les conditions de base pour son implantation.

La République Fédérative du Brésil est constituée de 22 Etats, 4 territoires fédéraux et 1 District Fédéral. A leur tour les Etats sont subdivisés en municipes, et ces derniers, en districts.

Etant donnée la disponibilité réduite de ressources humaines et financières des municipes on a choisi l'Etat comme unité de base physique pour le développement du Plan et pour chaque Etat on a organisé un Programme Estatal d'Eau—PEAG. Ces programmes ont été organisés par les Gouvernements de chaque Etat mais obéissent néanmoins aux normes générales et au modèle établi par la BNH.

D'un autre côté la solution du problème du contrôle de la pollution hydrique, causée par les eaux résiduaires d'origine domestique et industrielle, est l'objet du Programme Estatal du Contrôle de la Pollution (PECON), qu'on devra exécuter aussitôt que les fonds locaux le permettront, sans préjudice du développement du PEAG.

L'organisation des Programmes dans chaque Etat, composant le PLANASA, obéit à la séquence suivante:

- (a) évaluation du stock de biens et de services existants compte tenu de sa dépréciation par l'usage, et sa conversion en unités monétaires de valeur stable, ce qui entraîne la nécessité de tenir compte de la Dépréciation Monétaire due à l'inflation;
- (b) évaluation de la demande, à l'heure actuelle et durant la période considérée, des biens et services nécessaires aux besoins d'au moins 80% de la population urbaine, et leur conversion en unités monétaires de valeur stable;
- (c) estimation du "déficit" actuel et évaluation quantitative des ressources financières, humaines, techniques et matérielles, non seulement en vue de l'élimination du "déficit" mais aussi pour assurer en tant que possible l'équilibre permanent entre l'offre et la demande au cours de la période considérée;
- (d) programmation des investissements nécessaires au cours de cette même période, de manière à équilibrer, selon la capacité de chaque Etat et dans le plus court délai possible, l'offre et la demande de biens et services et les maintenir ainsi en permanence;
- (e) ordination prioritaire des services devant être fournis aux centres urbains les plus rentable, en vue de perfectionner le processus et de procéder à l'élimination rapide du "déficit";
- (f) programmation des frais d'exploitation et de conservation ainsi que des dépenses financières des Entreprises d'Etat d'Assainissement compte tenu de:
 - la programmation d'investissements
 - la recette tarifaire viable
- (g) programmation de la recette tarifaire compte tenu de:
 - la programmation
 - la capacité de paiement de la population desservie

On a élaboré un modèle mathématique qui facilite la reprogrammation constante, chaque fois que le changement des données du problème l'impose.

Le choix de l'Etat en tant que base unitaire d'opération du PLANASA a permis, entre autres les avantages suivantes:

- (a) l'administration de tous les systèmes municipaux à travers d'un concessionnaire unique par Etat, en réduisant, dans l'esprit du Plan, le nombre d'entreprises d'assainissement de quelque 4 000 à 26 seulement;
- (b) l'utilisation plus efficace des ressources techniques, humaines, financières et physiques disponibles avec des économies d'échelle considérables qui se reflètent dans la réduction des tarifs dus par les usagers;
- (c) la possibilité de perfectionnement des projets techniques, ce qui réduit le montant nécessaire des investissements;
- (d) la possibilité de desservir tous les centres urbains même ceux de moindre importance démographique ou économique, où l'apport de services se rend possible par le revenu des centres urbains plus importants et plus riches. On peut se rendre compte de cette possibilité dans l'étude de la viabilité globale, économique et financière de l'Entreprise de l'Etat qui remplace les anciennes études de viabilité économique et financière de chaque projet isolé.
- (e) la plus grande rapidité dans l'exécution du programme, comme résultat du traitement global donné aux prêts et à contractation de services et de l'achat de biens.

3.5 Bases d'équation du problème

Parmi les problèmes de base qui se posent pour l'implantation du PLANASA, il y a lieu de signaler les problèmes: institutionnels, financiers, de ressources humaines et techniques, et de fourniture des matériaux en qualité et en quantité compatibles avec la demande.

3.5.1—Base institutionnelle

Pour mobiliser—de façon systémique et systématique—les efforts et les ressources nécessaires à l'exécution du PLANASA, ainsi que d'assurer—selon des normes et des principes généraux—l'implantation adéquate de ce plan, on a créé le SYSTEME FINANCIER DE L'ASSAINISSEMENT—SFS.

Font partie du SFS tous les organismes qui interviennent dans le processus et permettent d'équationner le problème tels que:

1. ORGANE CENTRAL DU SYSTEME—normatif et contrôleur, représenté par la BANQUE NATIONALE D'HABITATION—BNH—, également responsable du financement partiel des investissements requis par le PLANASA.
2. ORGANISMES FINANCIERS—responsables d'approvisionner en ressources les Fonds de Financement pour l'Eau et les Egouts—FAE, représentés par les GOUVERNEMENTS DES ETATS qui garantissent également les emprunts et sont responsables des mesures d'ordre juridique et administratif requises pour l'implantation du PLAN.
3. AGENTS FINANCIERS—responsables du financement du Plan, dans le cadre de chaque Etat, en utilisant des ressources provenant des prêts de la BNH et du FAE. Cette fonction est normalement exercée par les BANQUES DES ETATS.
4. AGENTS PROMOTEURS—responsables du développement de la politique d'assainissement et de l'implantation du PLANASA dans chaque

Etat; cette fonction est normalement exercée par les ENTREPRISES D'ASSAINISSEMENT DES ETATS.

5. AGENTS EXECUTIFS—responsables de l'implantation, des aménagements, de l'exploitation et de la conservation des systèmes d'eau et d'égouts dans chaque Etat—normalement exercés par les ENTREPRISES D'ASSAINISSEMENT DES ETATS.
6. ORGANES DE GESTION—responsables de la programmation financière et de l'administration des ressources des Fonds de Financement pour l'Eau et les Egouts—FAE.

La BNH exerce sa fonction de contrôle de manière décentralisée. Elle confie cette fonction à des organismes locaux, publics ou privés, dénommés ORGANES TECHNIQUES.

Le Système Financier de l'Assainissement s'est révélé très efficace à l'occasion de l'implantation du PLANASA. Il était chargé de dynamiser, de coordonner et d'orienter les organismes spécialisés pré-existants. Ce rôle lui octroie par ailleurs une certaine économie opérationnelle, ses frais d'exploitation étant réduits.

3.5.2—Solution financière

Il y a lieu de distinguer deux sortes de demandes de ressources financières:

- (a) celle ayant trait aux investissements nécessaires pour éliminer le "déficit" constaté et, postérieurement, garantir l'équilibre permanent entre l'offre et la demande de biens et de services;
- (b) celle qui découle des frais d'administration, de fonctionnement et de conservation des systèmes d'eau et d'égouts ainsi que des frais relatifs à l'amortissement et aux intérêts des emprunts contractés.

Cette distinction est importante dans les pays en développement où le manque de tradition patronale et la pression engendrée par le sous-emploi amènent à l'accroissement exagéré des frais d'exploitation et, par conséquent, à la déviation des réserves destinées à l'expansion des systèmes et à couvrir la dépréciation.

D'autres facteurs importants à considérer seraient l'inflation, l'accroissement rapide de la population urbaine et sa capacité financière réduite.

Le schéma financier mis sur pied pour étayer le PLANASA a tenu compte de ces facteurs, pour ne mentionner que ceux-là et, s'écartant des normes usuelles, il a pour base les "Fonds de financement pour l'eau et les égouts—FAE".

Un Fonds (FAE) a été créé dans chaque Etat et c'est par son canal que sont captées et bloquées les ressources destinées aux investissements et à couvrir la dépréciation dans les systèmes d'eau et d'égouts administrés par l'Entreprise d'Assainissement.

Les ressources des FAE sont prêtées à l'Entreprise d'Etat d'Assainissement. Elles sont soumises à la correction monétaire et à un taux d'intérêt égal à celui de l'accroissement démographique de la zone urbaine à laquelle elles s'appliquent.

Ainsi, une fois ces fonds intégralisés et en régime, les FAE tendent à s'accroître en valeur réelle, dans la même proportion que la demande de ressources, garantissant l'équilibre permanent entre l'offre et la demande. La complémentarité des ressources des FAE est à la charge des Gouvernements des Etats (Administrations Financières). Ils utilisent à cette fin les ressources qu'ils appli-

queraient normalement à fonds perdus pour l'implantation et l'aménagement des systèmes d'eau et d'égouts sur leur territoire.

Pendant la période d'intégralisation des fonds et jusqu'à son entrée en régime, la BNH comble, par des prêts, la différence entre les investissements programmés par le PLANASA, à travers des PEAG, et les ressources disponibles à cette fin par les Gouvernements des Etats.

Le fait que les investissements destinés à l'expansion des systèmes et à la couverture de la dépréciation soient prévues par des financements, exige évidemment que la recette tarifaire des Entreprises soit suffisante pour couvrir ultérieurement les charges financières des emprunts, sans compter les frais normaux d'administration, d'exploitation et de conservation des systèmes.

Si dans certaines régions plus pauvres du pays la capacité de paiement de tarifs s'avère insuffisante pour couvrir la totalité de ces frais, l'équilibre pourra être rétabli par la réduction des charges financières, faisant partie des investissements à fonds perdus.

Au Brésil, ce problème a été minimisé grâce à l'adoption d'autres mesures, que nous avons déjà mentionnées, et parmi lesquelles il y a lieu de signaler:

- (a) l'institution d'une politique de réduction de coûts en fonction d'économies d'échelle et d'une programmation rationnelle, ayant des reflexes directs sur le système tarifaire;
- (b) l'institution d'une politique tarifaire qui, grâce à un système de compensations internes, permette une réduction des tarifs pour les familles de moindre revenu, sans préjudice de la recette globale;
- (c) l'exploitation, par un même concessionnaire, de systèmes desservant des communautés économiquement différentes, permettant la compensation des résultats financiers.

On peut dire que, grâce aux mesures ci-dessus énoncées, on a institué un système financier adéquat qui a garanti de façon permanente la solution du problème par la mobilisation de ressources à l'échelle voulue et la somme coordonnée des efforts des administrations qui opèrent dans le secteur de l'assainissement de base.

3.5.3—Ressources Humaines et Techniques

L'existence de ressources humaines et techniques répondant en quantité et en qualité aux besoins du programme serait une autre condition de base qui devrait être remplie pour assurer le succès du PLANASA.

Non seulement ces ressources étaient déficientes au début du programme, mais elles allaient tendre à se transformer en goulot d'étranglement à mesure que le développement de ce programme allait augmenter la demande.

Cette constatation nous a amenés à formuler et à entretenir tout un système de formation et d'assistance techniques permettant non seulement l'exécution des travaux et services programmés mais aussi leur exploitation future de façon adéquate.

Ce système est en cours d'implantation et est en train d'être mis en application en mettant à profit l'infrastructure existante représentée par des organismes nationaux spécialisés, coordonnés par l'Association Brésilienne de Génie Sanitaire. Sur le plan international, une convention a été signée avec l'Organisation Panaméricaine de la Santé en vue de fournir tout spécialement l'assistance technique aux Entreprises d'Assainissement.

Le programme de formation technique et de perfectionnement s'étend sur près de 60 mille personnes, depuis les dirigeants de l'entreprise jusqu'aux ouvriers spécialisés. Il comprend également la préparation de tout le matériel didactique indispensable, depuis les livres-textes jusqu'aux audio-visuels et films qui facilitent l'apprentissage.

Le programme d'assistance technique prévoit un diagnostic de situation, la préparation et l'implantation de modèles institutionnels pour les entreprises d'assainissement. A la lumière de l'analyse effectuée, on préparera des manuels qui orienteront ces entreprises en vue d'un meilleur fonctionnement dans tous les champs d'action, tels que les secteurs administratif's, techniques, économiques et financiers selon la technique la meilleure et la plus moderne.

A côté des programmes de formation et d'assistance technique, on est en train de stimuler tout un programme d'études et de recherches visant à une meilleure connaissance des situations particulières au pays et à la création de techniques ajustées à ces situations afin d'obtenir un meilleur rendement du travail entrepris.

3.5.4—Matériaux

La garantie de la fourniture adéquate en quantité, en qualité et en prix des matériaux nécessaires au développement du PLANASA, serait naturellement une autre condition de base pour assurer son succès.

Parmi les mesures adoptées pour y parvenir, il y a lieu de mentionner:

- (a) la programmation adéquate des investissements de manière à éviter une variation accentuée de leur rythme et, par conséquent, de la demande en matériels;
- (b) le relevé détaillé de la demande de matériaux et leur distribution régulière;
- (c) l'ouvertures de lignes de crédit aux entreprises disposées à augmenter la production des matériels destinés à l'implantation du plan;
- (d) le financement au consommateur pour l'achat de matériaux, pour 12 mois contre livraison échelonnée pendant cette période, permettant une meilleure programmation des producteurs et par conséquent une diminution du coût de production.
- (e) la standardisation des matériaux applicables en vue de réduire les stocks et les frais de conservation et de pièces de rechange.

Ce schéma a fonctionné de façon satisfaisante, malgré l'accroissement substantiel de la demande, en fonction de l'exécution accélérée des programmes tant dans le secteur de l'assainissement comme dans les autres de l'économie brésilienne.

La récente crise mondiale dans le domaine des matières premières, notamment du pétrole, nous a apporté des problèmes inattendus qui ont troublé le rythme du programme et ont modifié les conditions de prix.

Nous avons déjà adopté les mesures qui, selon les données indiquées, nous permettront de reprendre l'équilibre perdu. Nous croyons que la normalisation de la situation du marché, à coté des résultats de nos mesures, va prochainement rétablir le rythme du programme.

3.6 Viabilité du PLANASA

Parmi les caractéristiques spéciales du modèle adopté au Brésil, l'une des plus marquantes est la façon d'aborder la viabilité économique et financière.

La pratique habituelle de l'analyse de viabilité de chaque projet, sans lui imposer un pré-conditionnement et exigeant de chacun un taux de retour positif amène, dans le cas de l'assainissement, à des résultats parfois négatifs. D'un côté, les conseillers contractés pour démontrer la viabilité économique et financière d'un projet déterminé, s'efforceront pour démontrer cette viabilité en se basant sur des données pas toujours dignes de foi, ce qui n'est pas difficile dans des pays de structure statistique faible et de développement rapide.

D'un autre côté, en dépit de ce fait et comme une conséquence naturelle de l'analyse, certains projets seront considérés comme non viables vus sous le prisme économique et financier.

Dans le cas présent, aucune des deux hypothèses n'est désirable.

La première parce qu'elle conduit à des résultats qui ne correspondent pas à la réalité: la deuxième, parce qu'elle aurait pour résultat de nier à une communauté un service essentiel à la santé de ses membres.

C'est la raison pour laquelle on a évité, dans notre modèle, d'adopter la pratique habituelle et on a cherché à créer des conditions partielles de pré-viabilité conduisant à une viabilité globale du plan.

On a cherché à rendre possible supportable le paiement des tarifs, par les usagers de revenu moindre, moyennant un système tarifaire différencié et compensateur qui permette d'établir un montant maximum supportable pour les tarifs relatifs à la consommation de ces familles plus pauvres.

La recette tarifaire, nécessaire à couvrir les dépenses prévues, est garantie par la perception à des niveaux plus élevés, des tarifs relatifs aux consommations domestiques des familles de plus gros revenu, ainsi qu'aux consommations de l'industrie et du commerce.

Dans les cas extrêmes, de régions pauvres, la réduction des charges financières, moyennant des investissements partiellement à fonds perdu, solutionne la question.

Il s'est avéré possible d'étendre les services à toutes les communautés, y compris celles qui présentent isolément des taux de retour négatifs, en octroyant la concession à une seule entreprise. Elle administrera des systèmes aux taux de retour tant positifs que négatifs, de telle sorte que l'ensemble, par compensation interne, présente un résultat positif.

La contribution des Gouvernements des Etats pour l'intégralisation des Fonds (FAE) a été rendue viable et compatible avec les investissements nécessaires aux programmes des Etats (PEAG) par l'apport obligatoire d'une contribution, ne dépassant pas 5% de la recette fiscale de chaque Etat. Des lignes de crédit de la BNH permettent aux Etats de compléter les libérations requises pour la programmation.

Comme on le voit, les pratiques adoptées selon le modèle brésilien sont réellement innovatrices et assurent la pré-viabilité du plan, en déviant le problème vers le domaine de la technique, de l'administration et de l'exploitation des systèmes.

Les études se sont étendues à la recherche de la meilleure solution technique pour chaque projet et des conditions les plus favorables pour la compagnie concessionnaire.

On a commencé à exiger une étude globale de viabilité économique et financière de la compagnie concessionnaire. On a donné à cette étude un caractère dynamique et on a cherché à connaître la viabilité de la compagnie au fur et à mesure de l'évolution de la programmation, en s'attachant en particulier aux aspects suivants:

- (a) conditions d'exploitation;
- (b) programmations des coûts;
- (c) schéma tarifaire;
- (d) programmation optimal des investissements.

L'étude de viabilité a cessé ainsi d'avoir un sens restrictif et statique pour assumer un caractère dynamique d'analyse qualitative, cherchant à rendre les conditions d'exécution du plan les plus favorables possibles et à réduire les coûts et les délais d'implantation des services. La possibilité permanente d'une reprogrammation garantit le dynamisme voulu.

3.7 Conclusion

Nous avons exposé jusqu'ici les points que nous considérons de plus grand intérêt pour faire connaître l'expérience brésilienne que représente le Plan National d'Assainissement—PLANASA—et qui, en lui apportant les adaptations voulues, pourra, nous l'espérons servir d'aide à d'autres pays.

Pour conclure, il nous reste à présenter quelques chiffres qui permettent d'évaluer ses dimensions. Pour ce faire, nous prendrons comme année de référence l'année 1980, au coup de laquelle on espère que le Système et le PLANASA seront déjà entrés en régime et que, dans la pratique, le "déficit" d'approvisionnement en eau dans la zone urbaine brésilienne aura disparu. En 1980, 65 millions de brésiliens, représentant une population supérieure à celle de la plupart des pays européens, devront être approvisionnés en eau de bonne qualité. Quarante millions d'habitants devront être desservis par des systèmes d'égouts sanitaires dotés d'une destination finale adéquate, de sorte à éviter la pollution des eaux intérieures et côtières.

Rien que pour l'approvisionnement en eau, on prévoit des investissements de l'ordre de 13 000 millions de cruzeiros, soit 2 000 millions de dollars en valeurs de 1974.

Pour le contrôle de la pollution hydrique et des égouts sanitaires, dont le programme devra se développer à partir de 1975, on prévoit des investissements de l'ordre de 9 400 millions de cruzeiros, soit 1 400 millions de dollars. Pour l'eau et les égouts, on s'attend donc à des investissements globaux de l'ordre de 22 400 millions de cruzeiros, soit 3 400 millions de dollars.

Les fonds de financement pour l'eau et les égouts (FAE) qui devront être appliqués jusqu'à cette époque (1980), s'élèvent à près de 6 500 millions de cruzeiros, soit plus de 1 000 millions de dollars. Les retours de ces fonds permettront des investissements annuels de l'ordre de 550 millions de cruzeiros, soit 85 millions de dollars. Ce montant est supérieur à 50 % de la demande d'investissements prévue pour la même année pour les programmes d'eau et d'égouts. Cela signifiera que la majorité des gouvernements des États sera alors dispensée de contribuer aux FAE qui, à cette époque, disposeront déjà de ressources suffisantes. Il est également probable qu'à partir d'alors la participation de la BNH, comme un tout, ira en diminuant jusqu'à ce que le programme soit capable de se suffire à soi-même.

Le Système Financier d'Assainissement (SFS) devra alors être entièrement consolidé. Il disposera de 26 entreprises en fonctionnement qui emploieront près de 65 mille personnes, de tous les niveaux, et qui seront assujetties à un perfectionnement constant, grâce à des programmes de formation institutionnalisés, administrés et financés par les propres entreprises.

Les tarifs auront dû être réduits, en termes réels, grâce à une gestion plus perfectionnée et aux économies

d'échelles. Aussi bien le tarif minimum mensuel d'eau que celui des égouts devront se situer, l'un et l'autre, autour de 3 % du salaire minimum mensuel de la région, soit 60 % des valeurs actuelles. Les deux services additionnés devront, par conséquent, représenter 6 % du salaire minimum mensuel.

A partir d'alors, l'approvisionnement en eau dans la zone urbaine tendra à s'équilibrer, entre la demande et l'offre des services, et évoluera de sorte à desservir entre 95 et 100 % de la population urbaine. Le "déficit" des services d'égouts pourra disparaître au cours de la seconde moitié de la décennie de 1980.

Ces chiffres ne sont ni irréels ni fantaisistes. A la fin du premier trimestre de 1974, des travaux et services prévus dans les programmes d'approvisionnement en eau avaient déjà été contractés pour un montant de 6 300 millions de cruzeiros, soit 970 millions de dollars, représentant des travaux terminés, ou en cours d'exécution d'un montant correspondant à 48 % des investissements prévus par le PLANASA jusqu'en 1980, et desservant près de 700 centres urbains du pays.

Les débours déjà réalisés pour le compte de ces contrats s'élèvent à 4 200 millions de cruzeiros, soit 650 millions de dollars, représentant près d'un tiers des mêmes investissements globaux.

A la même date, les Fonds (FAE) présentaient déjà un actif de 1 600 millions de cruzeiros, soit 250 millions de dollars, équivalent à 24 % du total prévu jusqu'en 1980.

La méthodologie décrite et le modèle mathématique sur lequel elle se base ont été présentés aux XII et XIII Congrès Interaméricains de Génie Sanitaire, tenus à Caracas et à Asuncion, respectivement. Lors du Congrès d'Asuncion, on a présenté aux pays latin-américains une application possible de la politique adoptée au Brésil, dont les principes ont été unanimement approuvés par une Recommandation. Cette Recommandation a été postérieurement présentée, et adoptée, par la III Réunion Spéciale des Ministres de la Santé du Continent Américain, à Santiago du Chili.

Au Brésil, tout indique que le modèle adopté atteindra ses buts car, dès maintenant les premiers résultats suivants se font sentir :

- on a établi une programmation globale, flexible et dynamique, dans le cadre de chaque État, et qui devra permettre de desservir tous les centres urbains, même ceux de faible population et de pouvoir économique réduit;
- on a mobilisé et appliqué les ressources humaines et financières nécessaires à la dimension du pays et du problème, grâce au Système Financier d'Assainissement;
- on a fortement accéléré l'implantation des programmes dans les États, à une échelle inconnue jusqu'alors, permettant des économies qui n'ont été rendues possibles que grâce au processus industriel adopté et à la complète décentralisation dans l'exécution des projets;
- on marche vers une complète élimination du déficit dans la l'approvisionnement en eau dans les zones urbaines du pays, et des travaux correspondant à 48 % du montant total programmé sont en cours d'exécution ou sont déjà terminés;
- le rythme de la capitalisation des Fonds de Financement pour l'Eau et les Egouts—FAE. indique que les ressources nécessaires à la solution permanente du problème d'assainissement de base seront assurées. Il est probable que, pour la plupart des États, les disponibilités de ces fonds soient suffisantes pour

exempter, jusqu'à la fin de cette décennie, les contributions des trésoreries des Etats;

—on est en train d'obtenir une réduction des investissements unitaires en même temps qu'on applique une politique de réduction des frais d'exploitation. Les premiers résultats se font déjà sentir et permettront la réduction du tarif minimum et, par conséquent,

l'accroissement du bénéfice social.

C'est là une synthèse, imparfaite, de ce qu'on est déjà parvenu à réaliser depuis le lancement du PLANASA et qui doit être porté au crédit de ceux qui ont déposé en lui leur confiance et qui, avec assiduité et dévouement, se sont engagés dans son développement.

Steering committee on developing countries

Training through cooperation—a case for the developed world

by Drs. J. M. G. van Damme

Manager, WHO International Reference Centre for Community Water Supply

Introduction

In the developing world millions of people, living in dozens of countries, lack reliable drinking water. There is an increasing awareness among international organizations that in order to improve this situation, more energy has to be devoted to problem-oriented action. The developed world can contribute to the solution of the manifold problems in several ways. Training is one of them.

During the last decades, the national community water supply programmes of many countries have been severely hampered by the acute shortage of skilled personnel of all levels. In several countries the rate of education and training by the limited number of professional and technical institutions available is not even sufficient to meet the additional manpower-needs created by the increase in population. Although there is reason to be pleased with the progress being made in various parts of the world in the development of training programmes, obvious deficiencies still exist in several regions where there continues to be an urgent demand for additional manpower and further training of available employees.

In World Health Statistics Report no. 11 of 1973 the World Health Organization (WHO) tabulated the outcome of a questionnaire on community water supply in developing countries. Table 1 shows in how many countries lack of trained personnel was regarded to be amongst the top five constraints in the construction of community water supply systems. The same WHO report mentions numbers of sub-professionals requiring training during 1972-1976 and the availability of adequate in-country training facilities. For almost 20,000

Rank of importance	first	second	third	fourth	fifth
Africa (28)	8	1	12	2	2
Americas (22)	3	1	2	4	5
E. Mediterranean (19)	4	4	3	3	1
Europe (2)	—	—	—	—	—
South-East Asia (7)	1	2	—	—	2
Western Pacific (8)	2	2	—	2	—

Table 1.—Constraints in construction of community water supply. (Explanation first line: in 8 of 28 African countries lack of trained personnel was regarded as the first important constraint, in 1 as the second important constraint, etc.)

persons within this category no national facilities are available.

Cooperative Efforts

It is obvious that in order to overcome these shortcomings, increasing assistance through all available means is needed. WHO in various ways plays an important role in the education and training of personnel in the public health field. Several other organizations are likewise active in this field.

One course of action is the establishment of national and regional training centres; presumably this may be the way by which in the long run the training deficiencies can be most adequately dealt with. One of the tasks of the WHO International Reference Centre for Community Water Supply (IRC) is to play an active role in this development with the help of a network of regional reference centres and collaborating institutions. In doing so the expertise of those directly or indirectly working on these problems in the developed world cannot be overlooked.

Institution building is a long-range matter; additional provision will be needed for the demands of today.

Another approach is the carrying out of special training activities, where use is made of existing facilities for the training of intermediate and auxiliary personnel for national public services, who in turn would be in a position to train others for similar tasks. Several organizations in the U.N. family are working on such programmes. Among them are the World Health Organization (WHO), the Centre for Housing, Building and Planning of the Department of Economic and Social Affairs (ESA-CHBP), the U.N. Industrial Development Organization (UNIDO) and the Food and Agriculture Organization (FAO).

Through a project as discussed in a WHO/IRC meeting in 1973 it is hoped to initiate in due course such an approach in Africa. It consists of the training of trainers-to-be by a travelling team of regional instructors. Based on estimates of present and future training needs and existing facilities, this newly trained staff would organize courses and seminars for operators and technicians and the like, with the help of training manuals and teaching aids adapted to the local situation. The experience acquired in Latin America might serve as an example. The travelling team would go from country to country, assessing needs and training trainers in an adaptive way, thus causing a snow-ball effect of training facilities for operators and technicians.

A brief set up of the project has been given in Table 2. Existing institutions in the countries might house the courses, and again the support and assistance of those experienced in this field in the developed world is crucial. In this context it may also be mentioned that some further preparatory work has already been carried out by the IWSA Standing Committee on Education and Training of Waterworks Personnel.

Although this method might lead to results in the short term, it cannot solve the problems of the years to come.

A method which is gaining more and more interest is centred on the transfer of knowledge and methods by means of demonstration programmes, pilot studies and the preparation of guides and manuals. Such programmes—in the water supply field at present promoted particularly by WHO and its affiliated International Reference Centres with Regional Reference Centres and (national) Collaborating Institutions—are based on existing capabilities within the Institutions. A project concerning the promotion of slow sand filtration for

1. Investigation of present and future training needs and existing facilities in selected countries.
2. Drafting programmes adapted to local situations and the compilation of training manuals, teaching aids, etc., based on existing material e.g. in Latin America.
3. Formation of a pool of professional and/or semi-professional instructors, as much as possible from the region concerned.
4. Seminars with senior officers in the country concerned in order to agree on needs and on the programmes as prepared.
5. Instruction of trainers-to-be, both by off-the-job and on-the-job training.
6. Training carried out by the newly trained staff, assisted by the pool if desirable, and in a local language if appropriate.
7. Regular continuation of training the trainers in order to enable them to organize follow-up programmes.
8. Evaluation on the base of expected output, application of experience in subsequent countries and dissemination of results.

Table 2.—*Travelling Instructor Team*

rural areas in developing countries is in an advanced state of preparation. Considerable experience with this method has been built up in several West European countries since the beginning of this century. It will be clear that, in a cooperative effort between workers in the developing and the developed world, to have this method more widely applied, the input of this considerable experience is essential. A brief description of the project has been given in Table 3.

1. Compilation of existing knowledge by literature survey, correspondence with experts and visits to plants.
2. Laboratory research at institutions in a number of developing countries, concerning adaptation to local circumstances.
3. Construction of experimental filtration plants in small villages in agreement with national policies, and as much as possible using local skills and materials.
4. Coordinated programme of research and development aspects at the pilot plants, making use of existing facilities and with the assistance of university students.
5. Development of manuals and guidelines for the design, construction and maintenance of slow sand filtration plants, including measures for variable local conditions.
6. Training courses on the spot, both for future instructors, supervisors and operators, so as to make sure that experience is transferred, and to enable responsible persons to run the plant properly after it has been transferred as an actual water supply unit to the village concerned.
7. Seminars to show the advantages of the slow sand filter for developing countries and to promote and encourage the use of this system.
8. Extension of the project, and initiatives to actually implement slow sand filters on a wide scale.

Table 3.—*Demonstration Programme on Slow Sand Filtration.*

Training Abroad; some Considerations

In December 1973 a regional symposium was held in Addis Ababa on the training of personnel for power and water production and distribution. It was noted during the meeting that the major companies in several French-speaking African countries organized training courses in their vocational training centres, but that parallel with these local programmes, African companies, particularly those with a relatively small staff, used schools and centres in France for training and providing advanced training for skilled technicians.

One of the recommendations of the meeting was "that countries which might not have the resources to establish national vocational training centres should seek opportunities to train their personnel in existing African centres or in countries outside Africa".

Some participants at the meeting attached great importance to training abroad because of the inadequacy or absence of the necessary local training infrastructure. Indeed, very often training at home is just not possible. In spite of an increasing conviction that workers in developing countries can best be trained in their own country, physical deficiencies often force the adoption of alternative methods.

There is, however, another side to this coin. At a previous Congress of the International Water Supply Association in London in 1955 a consideration was brought forward concerning the supervisory and foreman grades of employees. "It is quite common for such men to spend the whole of their working lives with one undertaking. Whilst this enables a man to acquire a wealth of local knowledge, which undoubtedly is of great advantage to his employer, it tends to restrict his general outlook and may result in resistance to any changes which the management may think necessary to introduce".

It can be added that training should stress the practical aspects of the subjects covered and should preferably take place at well-equipped, and well-run plants. Europe has such plants.

Twinning

Against the background of the foregoing considerations—and without pretending to suggest a new approach or a panacea for training problems—the IRC, in a third approach, is now working on the establishment of bilateral contracts between water supply organizations in developing countries and such organisations in industrialized countries. As an additional method to attack training problems, this "twinning-system" is able to contribute to short term solutions: those of "to-day and the coming weeks". Table 4 shows the way it works in all its simplicity.

Organizers of the "twinning-system" do realize the drawbacks of training abroad. Consequently, pre-orientation of the instructor in the country concerned as well as thorough follow-up at the facilities in the trainee's own country, where he is expected to perform his duties, are added. In addition, the approach is meant for practical training for a specific job at the facilities of the twinning organization. Basic theoretical training could be included, but might be better organized at home.

The advantages of the system to the developing country organization are not to be underestimated. Training is carried out by those who from day to day are confronted with practical problems in their own work and further know the organization concerned and the place where the trainee has to work after training. There is the possibility of intensive follow-up and training can be quickly organized as the need arises. In general well-run facilities are available and any man will be

1. Two water supply organizations, one in a developing country and one in Europe decide to establish bilateral contacts and to cooperate in the solution of personnel and operational problems.
2. The European organization sends its instructor to the developing country organization in order to learn about the specific problems, to become acquainted with needs and facilities, to discuss future training activities, and to lay a basis for the training abroad.
3. The developing country organization sends one or more of its trainee-sub-professionals to Europe to let them have practical on-the-job training on the basis of brief theoretical explanations.
4. The trainees go back to their country accompanied by the instructor, who gives follow-up to the European training at the facilities where the newly trained person is expected to perform his work.
5. During his stay abroad the instructor—now acquainted with the organization concerned—makes his expertise and experience available by “trouble shooting” and advising on exploitation and operational problems if requested.
6. Having assumed his full responsibilities after departure of the instructor, the newly trained man can rely on the manuals made available to him during the courses, on correspondence with the twinning organization and on further follow-up during subsequent visits of the instructor.
7. Other sub-professional trainees take the place of their predecessors, who themselves can be considered for further advanced training.
8. No bills or declarations at the end.

Table 4.—Twinning

able to receive training at almost any time—not so much dependent on haphazard open places in a training institute or the availability of a course at the time it is needed. In this way this system—in addition to any other possibility which can be used if appropriate—can add to the execution of a training plan for the sub-professionals in the organization.

The exchange of personnel on a bilateral basis—in some cases also desirable to replace the instructor of the trainees during his absence from his normal work—leads to the additional advantage of the possibility of rendering advisory services in operational or exploitative problems by the visiting staff. Advance on optimization of the existing treatment works, new methods of chemical control, on the set up of workshops, or on development plans of distribution networks may be acquired from the experienced staff. It will, on the other hand very well be possible that this advisory activity will also work the other way around.

Also the developed country party benefits from the relationship. In general the opportunity for a man to go to a developing country to be enlisted in the day to day work under very different conditions, may add considerably to his own experience and enlarge his view. The confrontation with less sophisticated solutions, with extreme forms of improvisation, with less availability of skills and materials, with larger risks of delays in the delivery of goods, with larger financial and administrative problems and—last but not least—with a different cultural environment may lead to new thinking with his own problems and inventiveness as to the solution of them. After the missions the expert takes back new experience and this feedback can cause a new approach to the long applied systems in his orga-

nization. An important matter, of course, is the moral side of the matter. The relationship can be considered as a form of technical assistance which in many respects can be carried out more practically and more effectively than many other ways of development cooperation. The advantages in the recruitment of new personnel are obvious.

One crucial aspect in this undertaking may be the financial side. In principle twinning presupposes bilateral contacts on equal level: both benefit and both pay. No salaries and fees are being paid. The non-profit aspect is essential. Basically no funds have to be exchanged. Each party takes care of his own travelling and lodging expenses. If possible, however, assistance might be provided for housing by the respective organizations, which can be agreed upon on an ad hoc basis. Besides this, student fellowships can be obtained, either from an international organization, or from the Government of the developed country organization. The IRC—acting as broker in the undertaking—sees as one of its tasks to act as intermediary in such matters.

In order to enable the companies to mutually benefit in their actions from a sound experience, gained during an initial period of exchanging knowledge and information, the relationship will in principle have to be extended over a period of, for example, 3 or 4 years. The duration of both the training periods and the mutual visits to the companies will have to be decided upon on an ad hoc basis, depending on the nature of the problems and the results desired.

It goes without saying that the two twin-organizations must be of comparable character: type of water used (groundwater or surface water), rural or urban supply, quantity of water delivered, etc.

Obviously, the trainer who is responsible for the learning period of the trainees should be a most capable person, who at the same time is well able to consider the implications of specific circumstances which distinguish developing countries from industrialized countries.

In the Netherlands where the initiative was first developed, serious interest in this approach has been demonstrated from several sides and in the meantime some experience has been acquired. Several organizations have taken the initiative in exploring the possibilities of such a relationship. It is hoped now that this activity can be extended to other European countries.

On the other hand, through the manifold contacts the IRC has, it has become apparent that many water supply organizations in developing countries will gladly take this opportunity to solve their most pressing training problems. On the basis of a first limited orientation in Africa (assisted by the Inter-African Committee for Hydraulic Studies in Upper Volta) serious interest has been expressed by organizations in countries like Cameroun, Congo, Ghana, Niger, Senegal, Sudan and Zaire. In the establishment of these preliminary contacts WHO has been cooperative in several ways.

Conclusion

The intention of this paper is to bring to the international forum an approach to assist in the solution of a pressing problem, and to stimulate a discussion to ascertain how far the approach of the twinning-system can be of general value. It is hoped that through this down-to-earth system many water supply organizations in the developed world will wish to cooperate with their less privileged colleagues in developing countries.

Literature

Barrett, S. G. and R. S. Fairall. “Training of Waterworks Personnel”. Special Paper no. 1 at the Eighth Congress of the International Water Supply Association, Vienna, 1969.

Davenport, H. R. “Training of Waterworks Operators”. Subject no. 8 at the Third Congress of the International Water Supply Association, London, 1955.

United Nations Conference on the Human Environment, Stockholm 1972. Recommendations for action.

Wagner, E. G. and J. N. Lanoix. "Water Supply for Rural Areas and Small Communities". World Health Organization, Geneva, 1959.

Wolman, A. "The Management of Water Supply". Address at the Ninth Congress of the International Water Supply Association, New York, 1972.

World Health Organization. "Community Water Supply". Report of a WHO Expert Committee. Technical Report Series no. 420, Geneva, 1969.

World Health Organization. "National Environmental Health Programmes: Their Planning, Organization, and Administration". Report of a WHO Expert Committee. Technical Report Series no. 439, Geneva, 1970.

World Health Organization. "Community Water Supply Programme". Progress Report by the Director-General. Document A25/29, Geneva, 1972.

World Health Organization. "Training of Environmental Specialists". Status Report prepared at the request of the Secretariat of the United Nations Conference in the Human Environment to be held in Stockholm in 1972. Document WHO/EH/71.7, Geneva, 1971.

World Health Organization. "The WHO Programme in Basic Sanitary Services. Community Water Supply and Wastes Disposal. The Advancement and Transfer of Knowledge and Methods". Document CWSS/73.2, Geneva, 1973.

World Health Organization. "Community Water Supply and Sewage Disposal in developing countries". Special subject in World Health Statistics Report, Vol. 26, no. 11, Geneva, 1973.

WHO International Reference Centre for Community Water Supply. "Meeting of Directors of Institutions collaborating with the WHO International Reference Centre for Community Water Supply". Report of the Proceedings. Bulletin Series no. 5, The Hague, 1973.

Résumé

Un problème majeur, quand les pays en développement essaient de réaliser des programmes d'alimentation en eau, est la manque à la fois de personnel spécialisé et d'institutions de formation. Une enquête récente a montré que 86 pays en développement indiquaient ce problème comme l'une des cinq contraintes majeures pour les programmes d'alimentation en eau.

Les déficiences de la formation pourraient être couvertes par l'établissement de centres nationaux et régionaux de formation. Le Centre international de référence de l'OMS (CIR) envisage d'y aider en créant un réseau de centres régionaux de référence et d'institutions coopérantes. Mais la création de ce réseau demandera du temps et dans l'intervalle il faut chercher des solutions plus immédiates.

Une idée populaire tourne autour de transfert de connaissances dans une technique particulière. L'exemple de la filtration lente est cité. Les moyens incluent des programmes de démonstrations locales préalables, des essais en stations pilotes adaptés aux besoins locaux, la préparation de guides et de manuels et une formation locale sur le tas.

Une autre méthode est d'avoir des équipes itinérantes d'instructeurs régionaux qui formeraient comme instructeurs des employés sélectionnés. Ces hommes à leur tour formeraient leurs camarades.

La formation à l'étranger d'employés choisis est une autre solution dont les avantages et inconvénients sont discutés.

Une autre solution à court terme est le système du jumelage. Le modèle suivant est suggéré pour la mise en oeuvre de cette idée:

- (a) Une relation est établie entre un organisme de distribution A d'un pays industrialisé et un organisme similaire D (en termes de type d'alimentation, quantité, etc. . .) dans un pays en développement.
- (b) Un instructeur de A est envoyé en D pour examiner les problèmes de formation.
- (c) Un ou plusieurs apprentis de D vont en A pour une formation intensive sur le tas.
- (d) Apprentis et instructeur retournent en D pour appliquer, sous la direction de l'instructeur, les connaissances acquises.
- (e) L'instructeur revient dans son pays en laissant des manuels-guides. Toute aide ultérieure peut être apportée par correspondance ou par de nouveaux échanges.

Plusieurs organismes africains se sont dits sérieusement intéressés par cette idée.

The rural water supply problem in developing countries—facts and questions

Community Water Supply and Sanitation Unit
Division of Environmental Health
World Health Organization
Geneva, Switzerland

Introduction

The inadequacies in the provision of safe and ample water supply for the population in developing countries has been, and continues to be, one of the main concerns of the World Health Organization.

In reporting to the 27th World Health Assembly (May 1974) on "WHO's Human Health and Environment Programme", the Director-General compared the needs and the achievements of the last 10 years. Although "WHO's programme of assistance to Member States in basic sanitation has produced some good results . . . it has not yet been able to stimulate efforts sufficiently . . . and thus provide a durable solution to many of the communicable diseases which persist in many developing countries of the world". The continuing high mortality and morbidity resulting mainly from the biological pollution associated with insanitary environmental conditions, especially the lack of *safe* and *ample* water supply both in urban and rural areas and the inadequate disposal of human and animal wastes, is disturbing.

The pace of national programmes for basic sanitation needs acceleration in most countries but this will depend upon the removal of a number of constraints—lack of trained personnel; inappropriate administrative structure; financing; shortage of materials due to hard currency restrictions and insufficient local production, and out-moded legal framework. To help bring sanitation closer to the people, particularly in the rural areas, WHO's programme must be tailored with technology that is safe yet inexpensive and suitable for application under conditions of meagre financial, manpower, and material resources.

This paper presents the situation in developing countries regarding rural community water supply conditions on the basis of data collected by WHO. It identifies existing problems—organizational, financial and economic, technological and social—which either singly or in combination are factors retarding progress; it presents current approaches in countries and raises some questions that require answers prior to the formulation of programmes for the acceleration of the rate of progress in the installation of rural water supply.

Existing conditions

In 1971-1972, WHO conducted a survey (1) of the community water supply and sewage disposal services in developing countries as at the end of 1970. The total population of the ninety-one countries which responded to the water supply questionnaire was, in 1970, 1.73 billion people, of whom 1.25 billion (72%) lived in rural areas. China was not included in the survey.

According to projections of the UN Department of Economic and Social Affairs the rural populations of these countries will reach 1.55 billion by 1980—equivalent to a growth rate of 24%.

From an analysis of the data obtained, the existing situation can be summarized as follows:

Of the rural population in the countries surveyed, 1.08 billion people, or 86%, are reported to be without reasonable access to safe water. The greatest need for

new rural services is in the South-East Asia Region (91%), with the African Region (89%) a close second. In the American Region the percentage of people not served is about 76%. If we consider the absolute number of people without service, South-East Asia continues to present the greatest problem with 632 million persons lacking safe water supply in rural areas. This need exceeds the sum of the needs in the other five WHO regions (444 million).

In 1972 the World Health Assembly endorsed a revised global target of 25% of the rural population to have reasonable access to safe water by 1980. This target, although modest, was considered realistic for attainment within the Second UN Development Decade, given the constraints in institutions, manpower, logistics and investment funds. In the Americas, more advanced in their achievements in this sector, the minimum target for each country is the reduction by 30% of the rural population not supplied in 1970. To reach these targets, 241 million more people must be provided with safe water supply by 1980.

While the above targets, if met, will reduce the percentage of the population without access to safe water, in terms of population growth-rate during the decade there will be 56 million more people without safe water in 1980 than in 1970. To break even, a target of 297 million people newly served with safe water will need to be achieved. Anything above this figure will start to close the gap.

The collection of the data presented in the *World Health Statistics Report* required extensive and sustained effort on the part of the World Health Organization. The difficulties encountered in obtaining data have emphasized again the importance of establishing in most developing countries suitable systems for the collection and analysis of reliable and relevant data on the technical, economic, financial and social aspects related to their community water programmes. Energetic steps need to be taken to ensure the collection of basic data by the establishment of systematic registry, by surveys and by sampling (2). The collection of such data would enable countries in the future to assess their existing situation and formulate national, regional or local programmes on a realistic basis.

The current approaches which are being pursued in developing countries for the planning and implementation of rural water supply programmes are briefly analyzed under the following headings:

1. Planning, managerial and organizational aspects

In 1969 an evaluation (3) of seven UNICEF/WHO-assisted rural water supply and sanitation projects was conducted. The projects chosen represented different geographic regions, a range of sizes and varying stages of programme progress. For this evaluation a thorough study was made including the completion of a questionnaire and a completed field study by a consultant,

Individual reports are available for each project, but the most important factors which were considered essential in the progress can be summarized as follows:

- (1) Analysis of the rural water supply need in its entirety and the development of a plan for its solution.
- (2) Adequate professional and sub-professional support, usually from a government agency with responsibility solely for rural water supplies as a separate entity.
- (3) Government support on an ascending scale.
- (4) Involvement of benefiting communities in the planning of improvements, and their participation in the capital cost by contribution in cash or labour or both, as well as in the operation and maintenance of the systems.
- (5) Simple and economical designs of systems.

On the other hand, the following weaknesses were identified as the reasons for failure or lack of progress:

- (1) Lack of appreciation at high government levels of health improvements resulting from community water supply programmes.
- (2) Lack of national plans.
- (3) Lack of trained personnel and/or improper utilization of personnel.
- (4) Tendency to neglect rural problems *vis-à-vis* more demanding urban community water supply programmes.
- (5) A too rigid insistence on treating rural water supply programmes as a minor component of national preventive and curative programmes.

In the American Region, where the rate of progress in the provision of community water supplies in rural areas is more satisfactory, although much remains to be done yet, it is noteworthy to mention that in 1951 only about 7% (8 million) of the rural population had adequate water supplies. By 1971 the percentage was increased to 24—an almost fourfold increase. This remarkable achievement was the result of the commitment made by the Latin American Countries in the Charter of Punta del Este in 1961 wherein a goal of supplying water to at least 50% of the rural population was set. Although the goal has yet to be reached, a solid foundation does exist and it may be reached in the next decade. In 1972 the Ministers of Health of the Americas, after reviewing the progress made, developed the "Ten-year Health Plan for the Americas". In this plan the rural water supply goal continues to be 50% but the minimum should be to reduce by 30% the population without service as at 1971.

The progress made in the Americas may be attributed to the following facts (4):

- (1) The recognition of the problem and of the importance of its solution to the development of the countries by national governments.
- (2) The formulation of national and/or region-wide programmes with the enactment of the required legislation concerning the organizational, financing and implementation aspects of programmes.
- (3) The establishment of independent organizations responsible for the detailed planning, management, operation and maintenance of the programme. (In many Latin American countries this organization has been established within Ministries of Health.)
- (4) The adoption of design parameters aimed at reducing costs.
- (5) Training of manpower required at all levels, with extensive use of middle-level professionals, e.g., technicians, sanitarians, etc.

- (6) Community selection based on willingness and ability to pay for services.
- (7) Focusing priority on concentrated rather than scattered rural population with preference to zones where economic development projects are under way.

In the light of the above it becomes quite obvious that the success of the programme is dependent upon the establishment of effective institutional arrangements for planning and implementation backed by effective legislation and financial provisions. In 1959 Wagner and Lanoix (5) stated that "...The public works administration which normally carries out public service projects such as water supply is usually too occupied with large works to give proper attention to small, rural water supplies. This is probably one of the chief reasons why so little has been done in this field in many countries."

One feature highlighted by the survey conducted by WHO in 1971-72 is the many agencies responsible for water supply—water authorities, public works departments, and less frequently ministries of health. The same agency does not necessarily deal with urban and rural water supply, nor are all aspects of water supply—planning, construction, operation and maintenance—the responsibility of one body.

In some instances rural water supply programmes, originally organized and expanded under the ministry of health, have been transferred to some other agency once the project has moved beyond the demonstration phase.

On the basis of the results of the evaluation of selected UNICEF/WHO-assisted projects, and of the evaluation of the progress made in Latin America during the past decade, the following questions may properly be asked:

Should countries create new institutions especially for rural water supply works? Should this be entrusted to newly-created environment departments? to public works departments? or should it be entrusted to agencies in charge of major rural development projects, e.g., ministries of agriculture? water resources development?

Is centralized planning, i.e., planning done on national or regional basis, an absolute necessity for rural water supply programmes in developing countries? Would it be preferable to start motivating communities first, and thereafter move into national programmes?

If the planning and implementation of national rural water supply programmes is entrusted to agencies or departments in charge of other large rural works, is there a danger that they may lose importance and be reduced to the level of minor elements of much larger investment programmes?

2. Financial and economic considerations

Insufficient internal financing was rated by most countries as the most important constraint to progress in water supply installations. However, it has been demonstrated in many countries of Latin America that once a national policy is adopted, internal financial arrangements can be made to generate the funds required to start and further develop a programme. The use of revolving funds, that is, "a fund that is continually replenished as it is used, either through further appropriations or by income generated by the activity that it finances" has been successfully established in many countries of the American Region. In the past many countries provided funds to cover the totality of costs, including maintenance and operation of rural water supply systems. In the light of an ever-increasing national demand, this method becomes extremely onerous. Furthermore, the absence

of community participation and involvement makes it even more difficult to provide financial resources to expand local, regional and national programmes.

The ultimate objective would be to generate revenues by direct user charges which should include interest and amortization of capital cost, cost of operation and maintenance plus a charge to cover costs of future expansion. This ultimate goal is however nowhere in sight for most of the rural communities in the developing world. In the meantime, the only possible alternative would be to obtain participation of communities in paying at least the cost of operation and maintenance.

The initial contribution to the revolving fund can be made by government grant or loan. Loans should be over a long-term period of 20 to 30 years, or possibly longer, at reasonable interest rates and with deferred repayment. In some countries it will take many years until the fund is self-maintaining. This cannot be achieved until the communities are able to assume full responsibility for the repayment of capital and interest as well as the maintenance and operation costs. Until self-maintenance can be achieved, it will be necessary for government to make allocations to the fund from general tax revenues.

In Latin America, twelve countries have established revolving funds. On the average the costs of the programme are financed with a 50% loan from an international agency, 30% a grant or subsidy from the central or provincial governments and the remainder, 20%, is obtained from the community in the form of cash or labour during construction. In the development of these funds, due credit must be given to the Inter-American Development Bank (IDB). During the period 1961-1971, this Bank provided loans amounting to 64 million dollars out of which 11.7 million were given for the establishment of revolving funds.

The benefits of rural water supply programmes defy quantitative measurement in terms of economic return *vis-à-vis* other development projects. Since developing countries have many other urgent needs, e.g., agricultural or industrial development, education, power development and since both national and international resources are limited, the priority to be accorded to rural water supply programmes poses a big problem. However, aside from economic arguments, it is unquestionable that rural water supplies do play a significant rôle in the prevention and control of morbidity and mortality from water-borne diseases.

In the light of the above considerations, the following questions can be posed:

Are the health benefits to be accrued an adequate justification for investing in rural water supply programmes? Would it be possible and/or desirable to forego a certain percentage of economic returns of other economic development projects, e.g., power and agriculture, and direct this to rural water supply programmes?

How and by what means can funds be obtained for establishing revolving funds? By the use of other funds? By special taxation? Should "ability to pay" be the major criterion for building rural water supply systems in developing countries? Should "self-financing" be the ultimate goal? Since it can not be attained in many rural communities for many decades, should urban centres and/or communities which are better off subsidize the cost of installations in poorer communities?

Should investment in rural water supply programmes be postponed until such time as the general level of the economy is high enough to permit such an investment without detriment to other sectors?

3. Manpower development

It has been repeatedly stated that one, if not the most important, requirement to achieve success in rural water supply programmes is the availability of manpower both

professional and technical-professional, which are necessary for the planning, implementation and operation and control of water supply systems. Civil and sanitary engineers, health inspectors, health educators, water treatment plant operators, mechanics, plumbers, masons, carpenters, administrators, accountants, clerks, etc., are needed. As stated by Dieterich, (6) even if modest programmes are to be carried out in most countries, as many as 44,000 professionals and well over 2,000,000 sub-professionals have to be trained. The training of such vast quantities of personnel also requires availability of professors, trainers, educational institutes, teaching materials and funds which are woefully inadequate in most developing countries.

In the American Region where the progress of community water supply programmes has been more satisfactory, training of sanitary engineers and allied public health personnel started some thirty-years ago, and this most probably accounts for the progress of the programmes in that Region.

In the light of the foregoing, the following questions are asked:

In certain regions, such as Africa, the shortage of professional and sub-professional personnel is very critical. Assuming that most countries in the African region would embark on massive rural water supply programmes, what would be the best approach and methodology to train large numbers of technicians for the programme?

To what extent would it be possible to train a "barefoot water supply technician" (7) capable of planning and constructing simple installations, e.g., springs, wells and small piped installations, pipe fitting, pump operation and maintenance, and disinfection techniques? If so, how long should the required training take, what should be the minimum education required, and the minimum curriculum? Would it be possible to effect such training in a three- or four-month period?

If the above proved feasible, what would be the best institutional arrangement for training? Should it be a regional institution or a national institution?

Would "flying trainers" going from country to country to start short-term courses for the training of "national trainers" be a good approach to accelerate training?

New approaches are being experimented with in industrialized countries for a rapid training of water and wastewater treatment plant operators, e.g., "task-oriented" training whereby the trainee is taught to perform certain tasks according to a decision-tree scheme—the rationale and the theory behind the tasks being totally omitted or postponed to a later date. Would this approach prove successful in developing countries?

Should training be organized on an *ad hoc* basis or be planned systematically? sector-wise or global (national)? what about the need for a cohesive manpower policy in support of development and utilization of trained manpower?

4. Technology

There is an abundance of knowledge and experience on the technological aspects of rural water supply systems. Without going into any details that are well-known to engineers, rural water supply systems may range from a simple public well (dug, bored or drilled) fitted with a hand-operated pump for lifting the water, to a simple distribution system connected to household plumbing. Intermediate systems would include windmill, electric- or diesel engine-driven pumps forcing the water to a storage tank prior to distribution through standpipes. A similar arrangement can be made by the use, if available, of well-protected spring gravity feed into storage tanks for

distribution to population, again through public fountains or standpipes.

In the absence of underground water there is no alternative but to resort to rivers or lakes as a source of water which may require additional costs for treatment. Technology is also available for rain collection and storage from roofs and from embankments in appropriate sites.

The main criterion for the selection of the system should be the ability of the community to support the system, both financially and otherwise. In other words, the systems should be planned on the basis of what the population is capable of paying in terms of capital recovery and costs of operation and maintenance, the capability of the community to organize itself, and to operate and maintain the system.

Factors which have a major bearing on the cost, as well as operation and maintenance of the systems relate to design criteria, e.g., litre/c/day, design period, types of materials and equipment to be used, etc. In adopting design criteria, the engineer or technician should use innovative approaches. His aim should be to adapt rather than to adopt and to modify standard criteria and technology in accordance with local conditions.

Although the standardization of design tends to provide economy in design staff, in production capacity, in supervision and in stores and spares, there is always a risk of retarding innovation or adopting a system which is not suitable for a given locality.

The 91 countries answering the questionnaire on community water supply provided estimates of the minimum and maximum water supply consumption in rural areas. For design purposes, the estimated future daily consumption is reported to be 60 litres *per capita* for the minimum overall average and 110 litres *per capita* for the maximum overall average.

Regarding quality control, 37 countries indicated that they had adapted and/or adopted the WHO *International Standards for Drinking-Water*; 13 countries had standards of their own and 28 countries were contemplating the preparation, or had under preparation, national standards, whilst 12 countries indicated no plans in this regard. It should be noted that some have expressed the view that quality considerations may be too stringent and could be a factor in holding up progress.

As already indicated, available technology is capable of solving most problems in rural water supply systems provided that the cost and operation and maintenance requirements do not pose insuperable constraints. There is therefore an urgent need to stimulate an information flow from industrialized countries to developing countries and *vice-versa*, and amongst developing countries themselves emphasizing the adaption of technology and methods with a view to reducing costs and facilitating operation and maintenance of installations, thus accelerating the rate of progress of rural water supply programmes. Most text books, manuals, etc., are produced in industrialized countries with a level of sophistication that may be beyond the capabilities of most countries.

It is also surprising to note in the replies received from the countries that the need for reduction in costs was referred to only by a few. Similarly, there is a paucity of data or proposals of research on new technology. However, it has been suggested that there is an urgent need for research and development in new, low-cost technology (8).

The following questions are thus presented:

It is the view of public health experts that limits or standards for bacteriological and toxic substances in drinking water cannot be lowered while relaxation on certain chemical and physical requirements may be possible. Are the costs inherent in rendering water safe for drinking purposes a major constraint in the acceleration of progress?

Is research on low-cost technology needed? If so, in what areas? Where?

Can an acceptable level of health improvement be attained with the provision of water through public fountains alone, or is it necessary to proceed with the extension of systems by providing water inside household premises?

What should be the optimal design criteria in terms of litre/capita/day and period of design for rural systems? In view of the poor situation in terms of percentage of rural population having access to safe water and the slow rate of progress, are the design figures of 60 (min.) to 110 (max.) l/capita that country engineers plan to use justified?

Local manufacture of materials—foreign exchange is too valuable to spend on materials which could be manufactured in a developing country: what technology transfer is necessary for the local production of materials and equipment for water supply? Can plastics be adopted to a greater extent for pipe, fittings, fixtures, etc.? Does locally-manufactured wooden pipe have any place in water supply?

To what extent can rates of flow through water treatment plants be increased to meet increasing demands without structural enlargement?

Is the slow sand filter a thing of the past, or does it have a rightful place in developing country water supplies? How can turbidity be removed without the use of chemicals?

Can chemicals for disinfection be made cheaply and easily in a developing country from locally-available raw materials?

5. Community participation

It is believed that consensus among experts exists regarding the importance of community participation to ensure the success of rural water supply programmes. The literature abounds in examples of failure of systems which did not take this aspect into consideration. On the other hand, in systems which are operating successfully, there has been a strong and active community participation from the inception of the scheme, during its execution and finally in the administration and operation of the system. The first step in any rural water supply programme should be to determine the willingness and interest of the community in the undertaking, secondly, the capability of contributing to costs, in labour or cash, of the construction, and thirdly, the capability of the community of managing the system and collecting revenues for operation and maintenance.

Implicit in the above is the great need for community workers, health educators, sanitarians, etc., to motivate people and develop a demand for a water supply service in the community.

The information provided by the survey concerned the patterns of participation by users in their rural water supplies. A number of countries indicated that the portion paid by the consumers varied considerably and that there was not a country-wide policy on the matter. Some countries gave several replies, since more than one pattern may prevail in one country according to geographical areas, special circumstances, etc. The situation may be summarized as follows: (a) 34 countries reported that users made no payment for those services in some areas; (b) in 38 countries the consumers of certain services paid a part of the operation and maintenance costs; (c) in 24, the population served by some schemes paid only for the operation and maintenance; (d) in 19 others, there were cases of payment for the operation and maintenance with capital repayment, and (e) in only 7 countries the consumers repaid the capital costs as well as operation and maintenance costs.

What existing social and economic institutions can be utilized either as such or through such adaptations as are necessary to create an effective leadership, communication and management at the local level?

Rapid progress in the provision of basic sanitary services will depend not only on the readiness of the community to demand these vital services, but also to pay for them and to help assume responsibility for their operation and maintenance—as such we have to ask ourselves what are the available means that should be employed to stimulate the community to demand and participate in these activities?

One of the recommendations of the UNICEF/WHO Joint Committee on Health Policy held in 1969 (9) was that “more field studies are required on ways and means of increasing the effectiveness of health education aspects of environmental sanitation and rural water supply programmes.” We have however to ask the question: in the *long term* is not the education of children, through the introduction of health education in educational curricula, combined with the provision of basic sanitary facilities at schools (which would serve as examples to be emulated) the most effective approach to the problem? This implies that teachers have to be oriented properly first, and adults also educated, at least to the extent that they do not resist change. We must not forget the learning process in the home environment from parents.

Conclusion

The main purpose of this paper is to focus attention on the seriousness of the problem facing developing

countries in the provision of safe water supplies to their rural communities.

International agencies are cognizant of the need to assist countries in accelerating the rate of progress and are fully aware that the scale of current assistance is not sufficient in relation to present needs.

Under the joint sponsorship of the World Health Organization, the International Bank for Reconstruction and Development, the United Nations Development Programme, the United Nations Children's Fund, the United Nations Environment Programme, the International Development Research Centre, and with the collaboration of the Organization for Economic Co-operation and Development, a panel of experts will be convened during the period 7 to 16 October 1974. The objective of the meeting is the preparation of a medium-term programme (5 to 10 years) defining broad areas of international action involving research and development and the collection, transfer and diffusion of technological information that would contribute to an acceleration of the rate of progress of rural water supply and sanitation. At a later date the recommendations of the panel would be submitted to a wide group of international, bilateral, multinational and national agencies to be invited to participate in the implementation of the programme.

The responses that this paper may provoke would be of great value to the deliberations of the panel of experts.

References

- (1) World Health Statistics Report, 1973, Vol. 26, No. 11.
- (2) See, for example: World Health Organization (1969) *Community water supply. Report of a WHO Expert Committee*, Geneva (Wld. Hlth. Org. techn. Rep. Ser., No. 420), and World Health Organization (1972) *Techniques for the collection and reporting of data on community water supply. Report of a WHO Scientific Group*, Geneva (Wld. Hlth. Org. techn. Rep. Ser., No. 490).
- (3) UNICEF-WHO Joint Committee on Health Policy, Sixteenth Session (1969) *Assessment of environmental sanitation and rural water supply programmes assisted by the United Nations Children's Fund and the World Health Organization (1959-1968)* (unpublished document JCI6/UNICEF-WHO/69.2).
- (4) For a more extensive review of progress in the Americas, please see: Donaldson, D. (1974) *Progress in the rural water programs of Latin America*, *Bulletin of the Pan American Health Organization*, Vol. 8, No. 1, pp. 37-53.
- (5) Wagner, E. G. & Lanoix, J. N. (1959) *Water supply for rural areas and small communities*, Geneva (World Health Organization; Monograph Series, No. 42).
- (6) Dieterich, B. H. (1974) *Water supply in developing countries*. In: *Human Rights in Health. Ciba Foundation Symposium 23* (new series), Associated Scientific Publishers, pp. 19-28.
- (7) In China, the barefoot doctor is a member of the community who receives from three to six months' pragmatic training in specific public health tasks, e.g., treating minor injuries and illnesses, while referring to the hospital those cases beyond his competence, administering immunization, promoting basic sanitation, dealing with the Four Pests (flies, mosquitoes, cockroaches and bed-bugs), etc.; while performing his duties he continues to receive on-the-job training and reports frequently to the hospital.
- (8) Burton, J. (1974) *Domestic water supplies for rural peoples in the developing countries; the hope of technology*. In: *Human Rights in Health. Ciba Foundation Symposium 23* (new series), Associated Scientific Publishers, pp. 61-71.
- (9) UNICEF-WHO Joint Committee on Health Policy, Sixteenth Session (1969) *Assessment of environmental sanitation and rural water supply programmes assisted by the United Nations Children's Fund and the World Health Organization (1959-1968)* (unpublished document JCI6/UNICEF-WHO/69.4).

Résumé

Il y a toujours un manque sérieux d'alimentation en eau *abondante et saine* dans les pays en développement. Une enquête récente de l'OMS à ce sujet dans 91 pays en développement (Chine exclue) a révélé qu'en 1970 sur 1,73 milliard d'habitants, 1,25 (72%) vivaient en régions rurales. On estime que 1,08 milliard de ces ruraux (86%) ne sont pas alimentés en eau saine, les besoins étant les plus grands en Asie du Sud-Est et en Afrique.

Les approches actuelles de ce problème sont analysées en cinq rubriques:

1. Planification, aspects direction et organisation.

Une étude de 7 projets d'équipement sanitaire rural soutenus par l'UNICEF et l'OMS, plus l'expérience de l'Amérique du Sud ont montré que le succès des programmes dépendait de la mise en place d'institutions efficaces pour la planification et la réalisation, basées sur une législation et des dispositions financières efficaces. La question reste ouverte de la possibilité d'appliquer ces principes à d'autres pays en développement.

2. Considérations financières et économiques.

La plupart des pays en développement considèrent l'insuffisance des ressources financières comme le plus grand obstacle aux progrès de l'équipement sanitaire rural. Mais les pays sud-Américains ont résolu ce problème en adoptant une politique nationale et en créant un fonds tournant pour fournir les ressources nécessaires,

avec des contributions venant des agences internationales, des administrations centrales et provinciales et des collectivités. L'application plus générale de ces idées est ouverte à la discussion.

3. Développement de la main-d'oeuvre.

L'une des exigences les plus importantes pour la réussite est l'existence d'une main-d'oeuvre convenablement formée. On estime qu'il faudra former 44,000 professionnels et plus de 2 millions de techniciens pour mettre en oeuvre les programmes d'alimentation en eau même à échelle modeste. Une série de suggestions sont proposées pour traiter ce problème à la lumière des besoins.

4. Technologie.

Quel doit être le degré de simplicité ou autre des alimentations en eau? quels doivent être les chiffres de consommation journalière retenus pour l'étude? Quelle proportion de matériel produit sur place peut-elle être utilisée?

5. Participation de la collectivité.

L'expérience passée a montré qu'il est important d'impliquer la collectivité dans la construction, l'exploitation et l'entretien, et dans le financement du réseau.

Sous le patronage des organisations internationales responsables, un groupe d'experts se réunira du 7 au 16 octobre 1974. Ces experts définiront les grands domaines d'action à mettre en oeuvre par un large groupe d'agences internationales et autres pour accélérer le taux de progrès.

International committee on corrosion and protection of underground pipelines

Subject 1

Corrosion of copper pipes in various types of drinking water

by C. H. J. Elzenga

Chemical engineer Testing and Research Institute of The Netherlands Waterundertakings. KIWA Ltd., Rijswijk, The Netherlands.

and H. J. Boorsma

Chief, Chemical and Biological Department, Government Institute for Water Supply, The Hague, The Netherlands.

1. Introduction

Copper pipes have proved their excellent resistance against corrosion when used for drinking water transport. Distribution failures due to corrosion have been relatively few, nevertheless important financial consequences may be involved.

In 1950 leaks occurred in copper and copper alloy tubing used in buildings at Michigan State University. The investigations of Obrecht and Quill were reported in 1958 (1), and a number of factors proved to be of importance such as turbulent flow, temperature, absence of scale forming properties of the water and residual chloride from softeners.

In England May and Campbell started in 1946 to investigate failures of copper plumbing tube by pitting corrosion.

May concentrated on the mechanism of pitting corrosion and Campbell considered the practical aspects (2). May (3) observed that cuprous chloride covered with cuprous oxide was always present inside a pit in copper. He considered a pit to be a differential oxygen cell.

Campbell showed that almost all tubes which had undergone pitting corrosion contained a substantial film of carbonaceous material which was produced during the annealing stage of manufacture by breakdown of residual drawing lubricant. Campbell advised abrasive cleaning before delivery, which was adopted in England in 1960. From statistical data he concluded that probably over 95% of pitting corrosion failures were due to the presence of carbonaceous films (4).

Lucey's evaluation of the work of May resulted in a new concept of a pitting corrosion model indicated as the membrane cell theory (2).

The theoretical and experimental work of M. Pourbaix et al (5) should also be mentioned. As an example, a potential pH equilibrium diagram for a 5 component system for Brussels water is given in Fig. 1.

According to the diagram, malachite is the stable form of copper derivate present in aerated Brussels water, pH about 7.9.

Cuprous oxide is the stable form present in oxygen free Brussels water, whereas cuprous chloride is unstable under these conditions.

Ives and Rawson studied the thermodynamic and kinetic aspects of copper corrosion, the electrochemical theory and the effect of saline additions (6). Experiments with cuprous oxide columns using solutions containing different salts, oxygen and carbon dioxide, showed strong chloride ion adsorption as well as adsorption of sulphate ions and calcium bicarbonate.

It should be noticed that no attention was given to the idea that different types of copper tube may behave

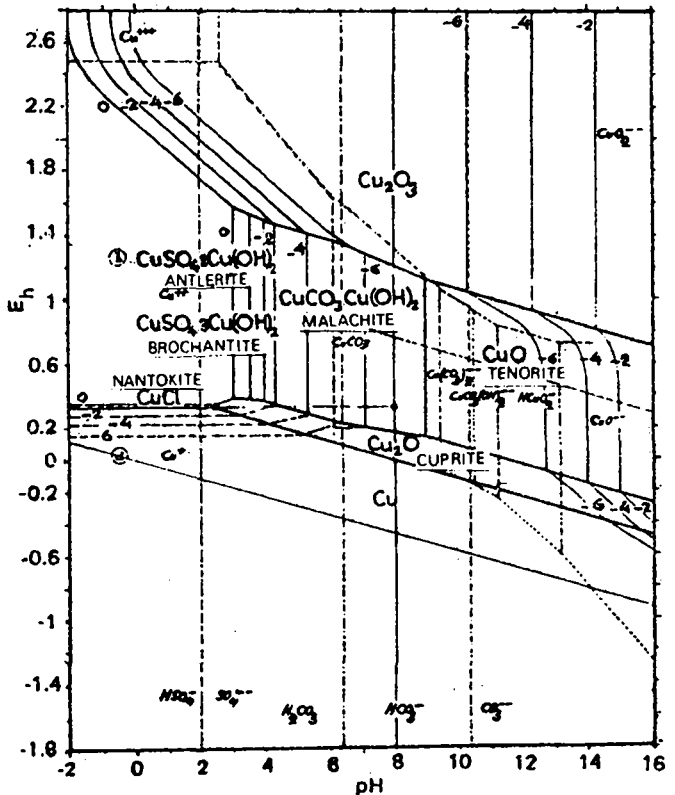


Fig. 1

Figure 1.—Potential-pH equilibrium diagram for the 5 component system. Cu-Cl-CO₂-SO₃-H₂O, at 25°C for Brussels water containing 229 ppm CO₂ (10^{-2.28} ion/liter), 46 ppm SO₃ (10^{-3.24} g ion/liter), and 22 ppm Cl⁻ (10^{-3.21} g ion/liter). (according to M. Pourbaix).

in different ways. Also very little information is available about the interaction between water quality and material composition.

2. Corrosion of copper tubes in relation to type of copper, surface treatment and water quality

The first comparative tests with copper tubes were carried out in the Netherlands in the early thirties (7). Due to new cases of pitting corrosion in the fifties and early sixties, new systematic tests have been carried out.

Test rigs containing copper tubes of 19.8/22mm. dia. with half hard temper produced from Dioxidized High residual Phosphorus copper (Cu-DHP), Electrolytic Tough Pitch copper (Cu-ETP) and Dioxidized Phosphorized Arsenical copper (Cu-DPA) according to NEN 6023, each produced from the same batch of copper, have been exposed to 13 types of cold drinking water in the Netherlands for 4.5 years (8). The velocity of flow was 0.1 metre per second for 8 hours continuously, followed by 16 hours of stand still. The tubes have been installed without any

soldered joints and were electrically insulated. The following results were obtained:—

2.1. General corrosion

The mean decrease in wall thickness after 54 months appeared to be approximately 0.05mm. In most cases this value is already attained after six to twelve months. No big differences between tubes of different types of copper could be noticed.

2.2. Pitting corrosion

Table 1 illustrates the final results after 54 months of exposure. The location number of the test installation refers to Table 2 in which the water compositions are given, along with the actual test locations.

The following observations may be made from a Study of these two Tables:—

2.2.1. Type of copper

From Table 1 it can be seen that Electrolytic Tough Pitch copper suffers much more from pitting corrosion than the other copper types. In some waters no pitting corrosion occurs at all even in carbon contaminated tubes. The results seem to indicate that passivation of local elements due to defects in the metal lattice of Tough Pitch copper will not be realised effectively for several types of drinking water. However, in some types of drinking water complete passivation of the copper surface occurs, in spite of local elements and carbon contamination.

2.2.2. Water quality

Pitting corrosion mainly occurred in two types of ground-water i.e.:

- 1) Intensively aerated groundwater having a very low temporary hardness of ≤ 1 meq/l. (Epe, Apeldoorn T1 and T2). Organic matter expressed as mg KMnO_4 per litre is low (1–2 mg/l). Increase of the temporary hardness to > 1 meq/l and reduction of the oxygen content, results in a non-pitting type of water (Apeldoorn T3 and T4).
- 2) Moderately aerated hard groundwater with little organic matter (2–3 mg KMnO_4 /l) (Heerlen, Roermond, Nijmegen Nieuwe Marktstraat). Dioxidized high residual Phosphorus copper tubes did not suffer from pitting corrosion in the same types of water.

Electrolytic Tough Pitch Copper suffered from pitting corrosion in the water of the river Rhine, which is mixed with dune water, as distributed in The Hague after treatment of dune infiltration, aeration and slow sand filtration.

No pitting occurred in Rhine water which is chemically and physically purified prior to distribution in Rotterdam. The temporary hardness and the organic content are slightly lower than in the water from The Hague. The nitrate, chloride and sulphate contents are on average at a lower level in The Hague water because of the mixing with dune water.

2.2.3 Surface treatment

Magnoblasting and solvent degreasing of copper tubes at the low level of carbon contamination did not prove to be efficient. Some effect would be expected with higher initial carbon quantities. Artificial contamination with carbon stimulates pitting corrosion for a number of water types.

Hot oxidizing considerably increases the resistance to pitting corrosion of Cu-ETP, and also to some extent that of Cu-DPA.

2.2.4. Carbon contamination

According to a modification of a method used by P. Devroey (9), carbon has been detected inside tube samples at different locations in the tubes. The internal carbon contamination has been correlated to the occurrence of pitting corrosion. The following results were obtained:

- Cu-DHP: Considerable increase of pitting corrosion in cases where the internal carbon contamination exceeds 0.3 mg/dm^2
- Cu-ETP: Evidence that from 0.5 mg C/dm^2 pitting corrosion is likely to occur.
- Cu-DPA: Some evidence that from 0.5 mg C/dm^2 pitting corrosion is likely to occur, but accidentally a few tube samples were severely contaminated.

3. Reaction mechanism

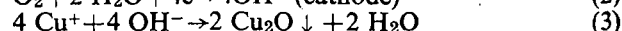
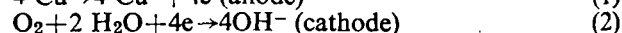
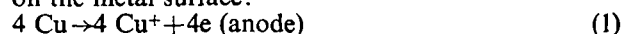
Corrosion products from tubes made from Cu-DHP and Cu-ETP have been investigated by röntgendiffraction analyses.

Table 3 shows the results.

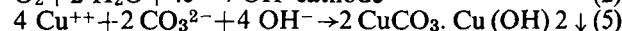
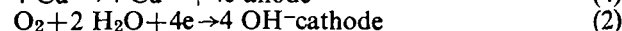
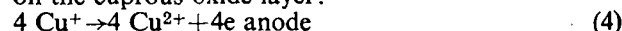
From this table it can be seen that in all cases crystalline cuprous oxide was formed. In most cases crystalline malachite covered the cuprous oxide. Chemical and microscopical investigations showed that in the other cases basic cupric carbonate was present, probably micro crystalline. In three waters, one very soft and aggressive to calcium carbonate, crystalline calcium carbonate appeared to be present in the corrosion products. It is evident that the presence of calcium carbonate includes cases of pitting in Electrolytic Tough Pitch copper, while inside active pits crystallized brochantite and/or posnjakite were simultaneously present.

The presence of calcium carbonate indicates the production of hydroxyl ions during oxidation of copper. Next simplified overall reactions in oxygen containing neutral or slightly alkaline cold drinking water are assumed:

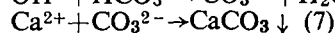
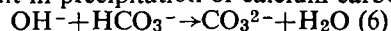
on the metal surface:



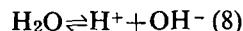
on the cuprous oxide layer:



The presence of basic copper sulphates, only stable at low pH, in tubercles covering active corrosion pits, does necessarily include reactions decreasing the pH. A part of the hydroxyl ions formed according to (2) may react with bicarbonate ions forming carbonate ions, which may result in precipitation of calcium carbonate.



Referring to (2), (3) and (5) it can be seen that this results in a deficit of hydroxyl ions. The hydroxyl ions necessary for the crystallisation of cuprous oxide and malachite must be partially supplied by water according to:



Under practical circumstances local decrease of pH is only likely in cases where the diffusion of protons is hampered by porous incrustations. As cuprous oxide is formed initially as a thin layer, local pH decrease is not likely to occur in this stage, because of unlimited ion transport. Formation of basic copper sulphates is therefore not likely to occur at this stage. In the case of an active pit, rapid growth of macro-crystalline cuprous oxide occurs, followed by precipitation of malachite (5).

Under favourable conditions the active pit may be passified by crystallisation of malachite. Under unfavourable conditions, for example in the case of very low hardness and a high oxygen content, a tubercle may be formed. Under these conditions diffusion of protons

Table 1

COMPARATIVE TEST, COPPER TUBES 22X19.8 mm AFTER 54 MONTHS

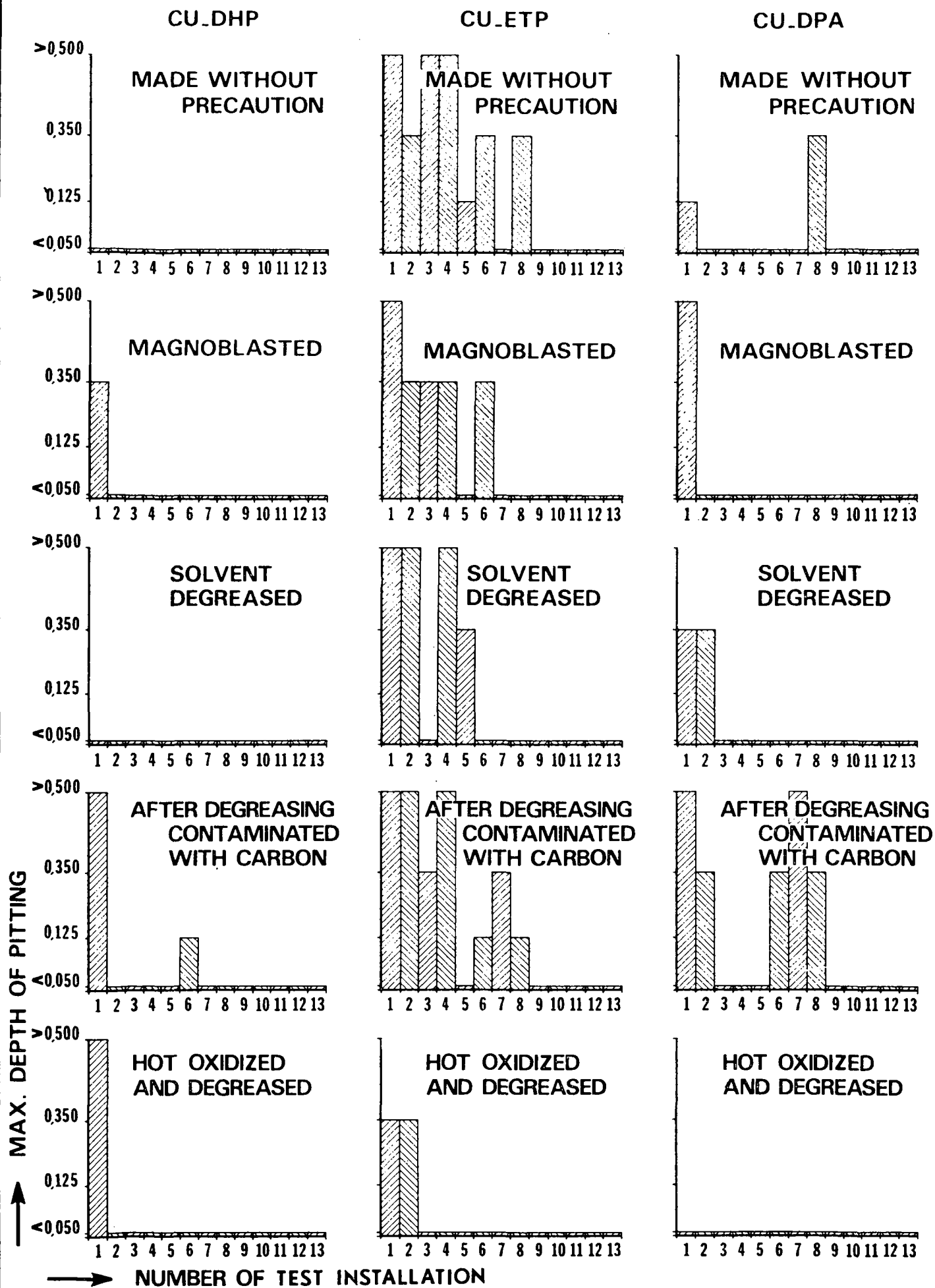


TABLE 2

PHYSICO-CHEMICAL COMP. OF 13 TYPES OF WATER INVOLVED IN CORROSION INVESTIGATIONS

NR	LOCATION	CONDUCTIVITY µs/cm	DRY RESIDUE mg/l	TOTAL HARDNESS meq/l	TEMPORARY HARDNESS meq/l	SILICIC ACID mg/l	CHLORIDE mg/l	NITRATE mg/l	SULPHATE mg/l	HYDROGEN CARBONATE mg/l	CARBONATE mg/l	CARBONIC ACID, TOTAL mg/l	CARBONIC ACID, AGGRESSIVE mg/l	OXYGEN mg/l	PH mg/l	MANGANESE mg/l	AMMONIUM mg/l	KMnO ₄ (FILTERED) mg/l	SATURATION INDEX
																			ACCORDING TO NORDELL
8	APELDOORNT1	112	80	0.8	0.8	>15	15	3	11	37	7	1		11.0	9.3	0	0.03	1	+0.3
3	APELDOORNT2	105	80	0.8	0.6	>15	15	3.5	11	35	1	3		11.0	7.5	0	0.02	1	-1.5
9	APELDOORNT3	132		1.1	1.0	>15	15	trace	11	55	0	10		4.2	7.1	trace	0.03	2	-1.6
10	APELDOORNT4	155		1.4	1.3	>15	15	trace	11	60	8	0	0	4.2	9.0	0	0.03	1	+0.4
5	DEN HAAG	683	462	5.6	3.4	10	111	4.3	62	202	0	8.0	<0.5	7.5	7.8	<0.03	<0.03	8	0
1	EPE	100	<100	0.68	0.57	11	10	0.9	8	34	0	1.7	1.4	11.5	7.5	0.01	<0.02	2	-1.6
11	HAZERSWOUDE	910	692	10.3	5.9	12.4	80	4.9	162	362	0	19.8	0	4.3	7.3	0.5	0.27	22	+0.2
2	HEERLEN	505	415	7.20	6.1	24	17	5	55	355	0	15.8	0	9.0	7.3	0	<0.1	2	+0.1
12	NOORDBERGUM	520	384	5.3	5.2	17	45	2	5	300	0	10	0	8.0	7.6	<0.05	<0.02	14	+0.2
6	NIJMEGEN 1*	229	163	1.9	1.1	12	21	25	19	70	0	1		4.9	8.2	0	<0.05	2	-0.3
7	NIJMEGEN 2*	522	347	4.39	2.7	12	50	30	54	165	0	6	0	6.4	7.8	0.09	0.17	3	0
4	ROERMOND	442	335	5.1	3.8	14	38	4	47	228	0	8.8	0	9.7	7.6	0	<0.05	2	0
13	ROTTERDAM	800	550	5.6	2.5	5	141	15	93	154	0	5		7.4	7.8	0.01	0.13	9	+0.1

1* NIJMEGEN-HEUMENSOORD

2* NIJMEGEN-NIEUWE MARKTSTR.

Table 3

RESULTS OF X-RAY ANALYSES

TEST PANEL	CLASSIFICATION OF COPPER		NUMBER OF PITS	Cu ₂ O	CuCO ₃ ·Cu(OH) ₂	CuCl	Cu(BO ₂) ₂	Cu	SiO ₂	CaSO ₄	CaCO ₃	AlPO ₄	δFE ₂ O ₃	Cu ₄ (OH) ₆ SO ₄ *	Cu ₄ (OH) ₆ SO ₄ H ₂ O *
	ETP	DHP													
APELDOORN, T 1		X	I	X											
APELDOORN, T 2	X		I	X	X				X						
APELDOORN, T 2		X	I	X	X		X		X						
APELDOORN, T 3		X	I	X	X				X						
APELDOORN, T 4	X			X	?										
APELDOORN, T 4		X	I	X											
DEN HAAG	X		I	X											
EPE	X		++	X	X					?	X			X	
EPE		X	I	X	?			X							
HEERLEN	X		+++	X	X			X			X		X	X	X
HEERLEN		X	I	X	X			X			X		X		
NOORD BERGUM	X		I	X					X						
NOORD BERGUM		X	I	X											
NIJMEGEN, HEUMENSOORD	X		+	X											
NIJMEGEN, HEUMENSOORD		X	I	X	X				X						
NIJMEGEN, NIEUWE MARKTSTRAAT	X		+	X	X	?			X		X	X			
NIJMEGEN, NIEUWE MARKTSTRAAT		X	I	X	X				X		X	X			
ROERMOND	X		+	X	X										
ROERMOND		X	I	X	X										
ROTTERDAM		X	I	X											

THE RESULTS ARE RELATED TO COPPER TUBES WHICH ARE MANUFACTURED WITHOUT PRECAUTIONS

* IN PITS ONLY

from inside to outside is hampered, resulting in a decrease of pH inside the tubercle. As chloride and sulphate ions are expected to be present adsorbed on cuprous oxide, as indicated by Ives and Rawson, then first of all basic copper sulphates become stable and crystallisation occurs. This results in a further decrease in pH, stimulating further corrosion because neither cuprous oxide nor malachite is stable at low pH.

Under these conditions cuprous chloride might also crystallize, but only when the pH decreases to a sufficiently low value. Apparently the last conditions are not realised in corrosion pits in copper pipes in the drinking waters involved in this paper (see table 3). Röntgendiffractie analyses failed to detect cuprous chloride in corrosion pits.

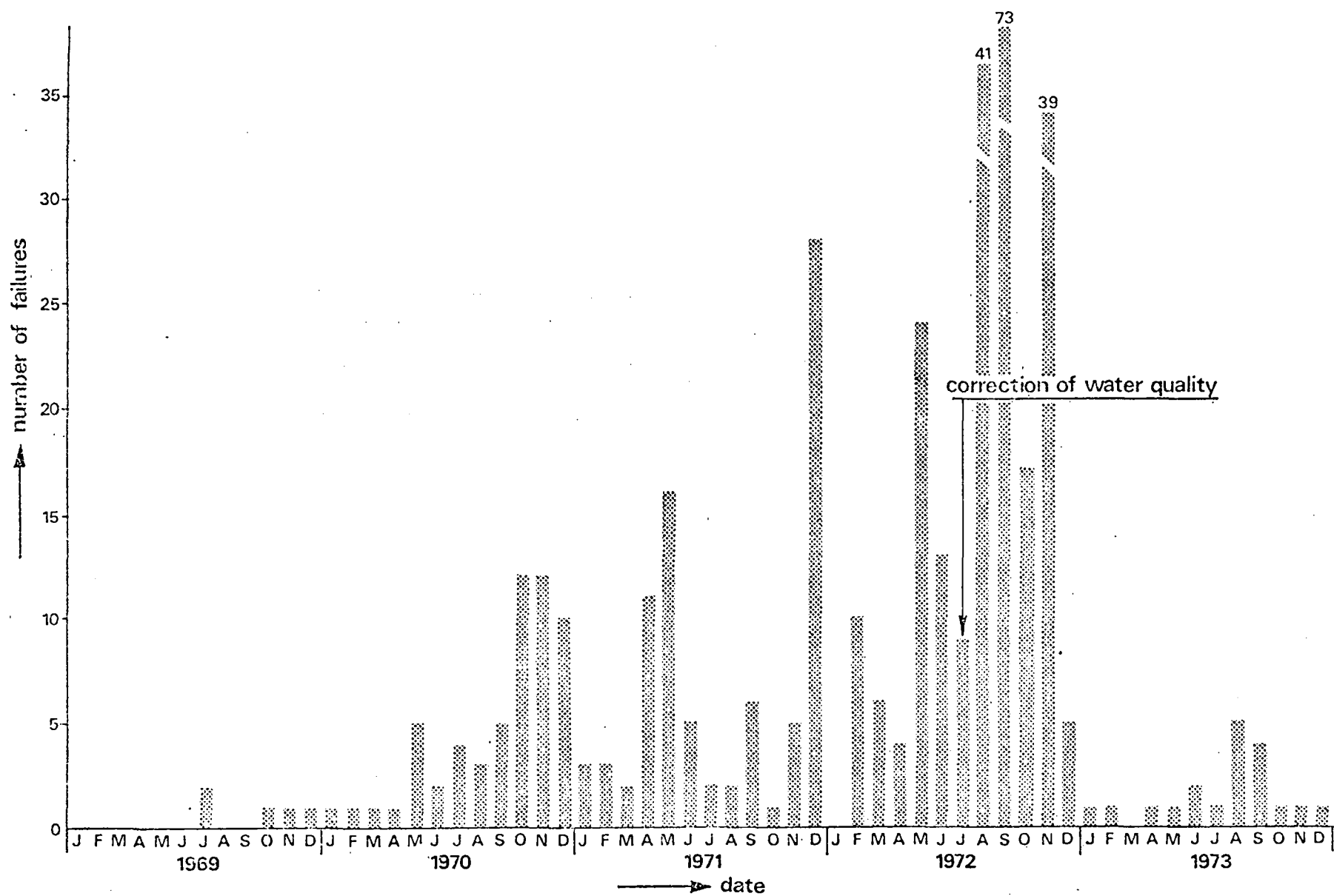
Micro probe analyses of tube samples were carried out by the British non-Ferrous Metals Research Associa-

tion (BNF) and the Dutch Metaal Instituut TNO (MTI). Both identified the presence of chloride in corrosion pits, but no crystallized cuprous chloride could be detected. The BNF concluded that the chloride was presumably present as cuprous chloride, whilst the MTI concluded that the presence of crystallized cuprous chloride was not probable.

According to the authors the formation of cuprous chloride as observed by May cannot be expected as a primary cause of pitting corrosion in the waters concerned in this comparative investigation. Pitting corrosion due to electro-chemical action is believed to be an equilibrium between the magnitude of the existing potential elements and the passivating properties of the acting water.

The regulating force of the electron flow of the copper-carbon potential element of sufficient magnitude

Fig.2 Effect of correction of water quality on pitting corrosion



causes an orientation of crystallisation and a rapid growth of cuprous oxide, leaving a pit filled with big crystals and pores, accessible to electron flow in all directions. Criss-cross orientated adherent cuprous oxide micro-crystals are not orientated by potential elements of sufficient magnitude. Because of the half conducting properties of cuprous oxide, this layer resists electron flow in all directions. Such a layer is believed to be essential for the primary passivation of the copper surface.

In practice a secondary passivation by the formation of an adherent non voluminous malachite layer on the cuprous oxide layer is realised in many cases by which a failing primary passivation by cuprous oxide can be cured.

4 Change of water quality

Disturbance of a protective malachite layer has been known to occur when malachite dissolving water was distributed in supply areas in which a protecting water

was distributed before. Passified pits became active again resulting in severe pitting in distribution areas in which pitting had not occurred in preceding decades. This aspect is illustrated by the next case history.

Up to July 1st 1965 a district was supplied by groundwater having a hydrocarbonate hardness of 2.3 meq/l and an oxygen content of 10.7 mg/l. Pitting corrosion in copper pipes did not occur. From this date the supply was taken over by a new pumping station supplying water having a low hydrocarbonate hardness of 0.3 meq/l and an oxygen content of 11.3 mg/l. Sulphate and chloride contents were lower than in the original water supplied. The first failures were reported 4 years later. In the next 2 years the number of reported cases increased considerably. A further increase was reported in 1972. The authors advised a decrease in the oxygen content of the water and an increase in the hydrocarbonate hardness up to at least 1 meq/l. Six months later the reported failures dropped rapidly. Statistical data are given in figure 2.

References

- (1) M. F. Obrecht, L.L. Quill, Design of test systems for studying the corrosion of copper and copper alloys by various types of water.
Report presented at the 19th Annual Water Conference of the Engineers' Society of Western Pennsylvania.
This report has been distributed under the auspices of the Copper and Brass Research Association of New York.
- (2) V. F. Lucey, Developments leading to the present understanding of the mechanism of pitting corrosion of copper. *Br. Corros. J.*, **7** (1972) Jan., p. 36-42.
- (3) R. May, Some observations on the mechanism of pitting corrosion, *Journal of the Institute of Metals*, **32** (1953), p. 65-74.
- (4) H. S. Campbell, Causes and avoidance of corrosion in copper water pipes, Sixth Congress of the International Water Supply Association; Communication nr. 1 of the Corrosion Day.
- (5) M. Pourbaix, Recent applications of Electrode Potential Measurements in the Thermodynamics and Kinetics of Corrosion of Metals *Corrosion—NACE*, **25** (1969) June, p. 267-281.
- (6) D. J. G. Ives and A. E. Rawson, Copper Corrosion, I Thermodynamic Aspects; II Kinetic Studies; III Electrochemical Theory of General Corrosion; IV The Effects of Salina Additions. *J. of the Electrochemical Society*, **109** (1962), p. 447-467.
- (7) Koperen Buizen Commissie, Rapport inzake de toepassing van koperen buizen voor waterleidingdoeleinden 1934.
- (8) Studie Commissie Metalen Leidingen of the KIWA, Final report in preparation.
- (9) P. Devroey, Personal Communication.

Résumé

Les premières recherches se sont concentrées sur la corrosion par piqûres des tubes en cuivre et sur les aspects thermodynamiques et cinétiques de la corrosion du cuivre, ignorant les effets des différents tubes de cuivre et l'interaction entre la qualité de l'eau et la composition du matériau.

Des recherches plus récentes, aux Pays-Bas, ont examiné la corrosion des tubes en cuivre en relation avec le type de cuivre, son traitement de surface et la qualité de l'eau. Les résultats détaillés d'une série d'essais sur divers échantillons dans des eaux de diverses qualités sont donnés.

La corrosion par piqûre observée est examinée en détail en termes de type de cuivre, qualité de l'eau, traitement de surface et contamination par le carbone, en traçant des comparaisons entre les observations faites sur les différents échantillons.

Des analyses par diffraction de rayons X ont été faites sur les produits de corrosion de tubes faits de Cu-DHP et Cu-ETP de la plupart des sites d'essai. Des observations faites sur les produits de corrosion détectés, une théorie est proposée pour le mécanisme de réaction des piqûres. Il est montré comment la précipitation de malachite sous forme cristalline peut avoir l'effet de pacifier une piqûre de corrosion active.

Un exemple est cité de changement dans la qualité de l'eau d'une distribution pour une eau ayant la propriété de dissoudre la malachite. Les propriétés de protection du revêtement de malachite sur les tubes ont été troublées, les piqûres de corrosion réactivées, et il en est résulté une corrosion sévère. Un ajustement subséquent de la qualité de l'eau a restauré la couche de malachite et les cas de corrosion ont rapidement diminué.

Subject 2

Recent advances in the corrosion protection of buried cast iron pipes

Part 1—Loose Polyethylene Sleeving

by E. N. Andrews, C.Eng., F.I.Gas.E.,
P.A.I.W.E.

*Manager, Technical Services, Stanton and Staveley Group
British Steel Corporation—Great Britain*

1. Introduction—Loose polyethylene sleeving

Cast iron pipe protected with a works applied thin bituminous coating has a long and excellent record of service; in its newest form, ductile iron, it is finding the same universal acceptance.

Experience has shown that certain types of soil could reduce the pipe life expectancy unless some form of external protection, supplementary to this thin bituminous coating, was applied. In very aggressive soils in the UK, a thick works applied bitumen sheathing was sometimes specified.

There developed, however, a need for a practical and economical additional protection that could be site applied as unexpected hazards arose. The system evolved was the use of loose polyethylene sleeving or tubing. In some countries, in very aggressive soils, this may be combined with a works applied metallised zinc finish over which is placed the normal works applied thin bituminous coating. Zinc base coating forms a separate part of this report.

During Corrosion Day at the 1969 Vienna Congress, brief reference was made to the external protection of buried cast iron pipe by loose polyethylene sleeving; this paper now presents a consolidated report on the results of research and user experiences over 10 years.

2. Development of the use of loose polyethylene sleeving—site trials and laboratory tests

In 1952, America started on the evaluation of economical ways of controlling underground pipeline corrosion, and loose polyethylene sleeving was first reported on by E. F. Wagner in 1964.¹

Test sites covered several of the most corrosive environments that could be encountered. They comprised cinder fill overlying clay, subjected to alternate wetting and drying, with an electrical resistivity of 400 ohm cms; tidal muck and organic matter saturated with sea water, having a resistivity of 300 ohm cms or less; and decomposed organic matter in brackish water with active sulphate reducing bacteria and a resistivity of 300-400 ohm cms.

Wagner summarised by saying that loose polyethylene sleeve proved highly effective and although some loss of strength occurred, it was still in excellent condition. Unprotected pipes buried in these soils suffered deep pits. From this original American work stemmed extensive research and field tests in America² particularly by the Cast Iron Pipe Research Association.

Work in Britain commenced about 1961, where the first pipeline protected by loose polyethylene sleeving comprised 12" (300 mm) to 18" (450 mm) diameter was installed in 1963 and reported on by the Engineer to the Sevenoaks and Tonbridge Water Company, J. G. Hayton.³ In 1968 J. G. Hayton and D. R. Whitchurch⁴ presented further technical data. The latest British paper, which also makes reference to metallised zinc, was given at the 1973 International Gas Union Conference in Nice⁵.

In Germany, experience with the use of loose polyethylene sleeves for corrosion protection of cast iron pipe in special cases confirmed the good experiences in the USA and was reported in 1971 by Wolf and Gras⁶ after 5-10 year burial tests in corrosion sites and on pipelines as well as extensive laboratory work.

British laboratory tests⁷ on ductile iron specimens subjected to 200 millivolts anodic potential, indicated that polyethylene sleeving, whether intact or damaged by a small slit or hole, imparts considerable protection to the underlying metal even when exposed to anodic current drainage. Intact sleeving obviously gives more protection. Other British research work covered the effects of differential aeration and aerobic media and again it was established that loose polyethylene sleeving imparted protection to the pipe.

In order to assess a suitable thickness of sleeving, tests in the UK⁷ were carried out to determine its resistance to backfilling at different depths of cover and also to study the effects of socket and joint profiles as well as pipe diameter. Pipes were left covered for three months, re-excavated and the protection carefully examined. The results indicated that 250 microns (0.010") was suitable for the protection of pipes up to and including 600 mm (24") diameter. Since then the pipe diameter to which polyethylene can be applied has been further increased. French practice now includes protection of 1250 mm (50") pipes.

A satisfactory French report⁸ on the first pipes of 250 mm diameter protected by polyethylene for Syndicat de Lagny in 1964 was published in 1971.

3. Material specification

Loose polyethylene sleeving for pipe protection is now covered by two American specifications⁹ one issued under the joint authority of the American National Standards Institute and the American Water Works Association, the other is an ASTM Standard. Germany, it is understood, also has quality requirements for polyethylene sleeving for pipe protection⁶.

A British proposal that could constitute a draft for

submission to the British Standards Institution is being prepared.

The purpose of these specifications is to ensure that not any commercially available material is used, but only that of high quality, bearing in mind that the purpose of the sleeving is to give long term protection against corrosion.

The thickness of sleeve used in the United Kingdom is 250 microns (0.010") whilst in the USA and France it is 200 microns (0.008") and Germany sets these two figures as the limiting thicknesses.

4. Effectiveness of the protection and durability of the film

Engineers may understandably view with some doubt the thought of a protective material that is not bonded to the pipe.

An attempt to summarise all the site and laboratory work carried out over a number of years is formidable. However there are questions that are often asked and it is thought that the best way of dealing with the matter is to pose such questions and give the answers resulting from the investigations.

(1) Q. What is the mechanism of the protection afforded?

A. The principal function of the sleeving is to separate the environment from the pipe. This has the effect of modifying the environment so that the pipe surface tends to be exposed to a more uniform surround. Having achieved this basic objective, the following mechanisms are proposed whereby pipe life expectancy is substantially increased.

- (i) Polyethylene sleeve serves as a diffusion barrier for the various corrosion stimulating compounds, especially oxygen. Once these agents have been depleted from the area around the annulus the environment becomes unfavourable for corrosion to occur.
- (ii) Any moisture inside the film is contained within the sleeve and produces a uniform electrolyte along the pipeline, thus preventing any localised corrosion due to galvanic action.
- (iii) Polyethylene sleeving has sufficient dielectric strength to minimise the effects of stray currents.
- (iv) Polyethylene sleeving limits the ingress of nutrient into the anaerobic conditions eventually formed within the annulus between pipe and sleeving, thus reducing the activities of sulphate reducing bacteria.

Any permutation of these corrosion prevention mechanisms can apply depending on the circumstances and conditions.

(2) Q. Is sleeving effective in protecting pipes in highly corrosive soils and under anaerobic conditions, particularly in the presence of sulphate reducing bacteria? Does any deterioration occur during burial in the presence of these bacteria?

A. Field tests of up to 9 years' duration have been carried out in Europe and America in various aggressive soils. The results have shown that polyethylene sleeving provides good protection for iron pipes in a variety of soils, including those containing large quantities of sulphate reducing bacteria, and so confirm Wagner's⁽¹⁾ findings. Tests have shown that no significant deterioration occurs in the physical properties of the sleeving.

(3) Q. Can sleeving give protection to a buried pipeline in the presence of a differential aeration cell?

A. Laboratory tests have demonstrated that under the conditions of a differential aeration cell generated by a pipe passing from an aerated, damp sand to a

waterlogged clay, polyethylene sleeving (even after it has been damaged to a small extent) is effective in providing protection to the underlying pipe.

(4) Q. Does sleeving give protection when electrolyte solutions penetrate into the space between the pipe and sleeving?

A. Laboratory tests in which a highly aggressive sodium chloride/sodium sulphate electrolyte was contained between the pipe and the sleeving have shown that very little corrosion occurs on a bare metal surface.

(5) Q. If the sleeving suffers minor damage, will it still give adequate protection to the underlying metal?

A. Laboratory tests using an aerated sodium chloride/sodium sulphate electrolyte have shown that polyethylene sleeving, whether intact or damaged with a small slit or small hole, substantially reduces the corrosion on cast iron pipe.

(6) Q. How will stray currents affect a sleeved pipeline, particularly if the sleeving is damaged?

A. It has been demonstrated in laboratory tests that polyethylene sleeving is beneficial against stray current attack.

(7) Q. Is it possible to apply cathodic protection to a sleeved pipeline?

A. Tests have indicated that there could be some problems in applying cathodic protection to a polyethylene sleeved pipeline since the sleeving generally does not operate in the same way as the fibre glass reinforced coal tar enamel coatings that are associated with applied current cathodic protection systems.

Modern cast iron pipelines are invariably jointed with rubber ring joints which provide a high degree of electrical resistance, in itself an advantage in reducing the risk of long line stray current effects. For applied current cathodic protection to be effective these rubber ring joints must be bonded across to provide electrical continuity, so introducing a long line current risk. Bridging across of joints for the use of cathodic protection is not, therefore, recommended. If polyethylene sleeving is used the need for cathodic protection does not arise.

5. Where to use polyethylene sleeving

In the UK most soils are non-aggressive to cast iron, but those that are, are defined in British Standard Codes⁽¹⁰⁾ dealing with pipelaying. These codes accept loose polyethylene sleeving as a means of protection, as does the British Institution of Gas Engineers draft mainlaying code.

The decision whether or not to protect with polyethylene sleeving may be based on the following:

(i) After carrying out a soil resistivity survey along the route of the pipeline. It is suggested that the criterion below which protection should be installed is 3,000 ohm cms. This is a figure commonly accepted in the UK but other investigators may use a slightly different value, for example in France the figure is 2,500 ohm cms. Other factors listed in American Specification ANSI A21.5⁽⁹⁾ may also need considering.

(ii) It is not always possible to carry out a soil survey e.g. in built-up areas. In such cases, and where soils of the types referred to in the British Standard codes are met with, a decision should be based on visual examination coupled with knowledge of the behaviour of pipelines in similar soils in the district.

- (iii) By taking a decision to protect all pipe with polyethylene sleeving, on the grounds that the cost in relation to the installed cost of the line is small, one avoids the risk of human error that could arise under (ii) above and automatically deals with cases where soil surveys cannot be carried out.

6. How to apply and repair polyethylene sleeving

(i) Pipes

Polyethylene sleeving is supplied in rolls of standard lay-flat width although non-standard lay-flat widths may be available. The diameter of sleeving specified should be sufficient to pass over the diameter of the joint so leaving a surplus which, when folded flat along the pipe body, provides a triple thickness over the crown of the pipe. A pipe manufacturer's brochure⁽¹¹⁾ gives a formula for calculating lay-flat widths and the appropriate sizes for metric ductile iron pipe and different joint profiles.

Although the technique is described as loose polyethylene sleeving, the word 'loose' means not bonded to the pipe, rather than the pipe need only be placed inside a loosely fitting sleeve. It is important that the fit of the sleeve round the pipe should in fact be snug and tight.

The procedures for placing the sleeve or tubing round the pipe vary slightly in different countries and indeed on different contracts. The American Specification ANSI A21.5⁽⁹⁾ describes three such procedures and the European ductile iron pipe makers issue their own instructions.

(ii) Fittings

Fittings, as for example bends and tees, and service connections, may also be protected⁽¹¹⁾.

(iii) Repairs to damaged sleeving

Should the sleeving be slightly damaged during installation, it can be readily repaired by wrapping a piece of polyethylene round the pipe with a good overlap and then using plastic tape to hold it in place. Where damage is extensive it is recommended that the pipe be re-sleeved.

7. User experience

The author is aware of two instances being investigated where it has not been fully effective. The rubber insulating

push-in joints in one case had been bonded across and the pipeline made electrically continuous, so introducing, *inter alia*, as a possible cause of the problem, a long line galvanic cell effect.

Against this must be set the fact that since the technique was first developed it has been used to protect many miles of pipeline and in various parts of the world there is much confirmatory evidence of its effectiveness. The American Cast Iron Pipe Research Association records many cases.

An independent and spontaneous contribution to the IWSA Vienna Congress Corrosion Day came from F. O. Waters (USA)⁽¹²⁾ who reported satisfactory experience when previously he would not use cast iron because of aggressive soils.

In France⁽¹³⁾ and elsewhere by 1972 more than 1,500 km of ductile iron pipe up to and including 1,200 mm had been protected by this means.

In the UK at least two large water authorities and areas of the British Gas Corporation have taken the decision to polyethylene sleeve all iron pipes as a cheap form of on-site protection. The British Water Research Centre has collected data from a number of water authorities using polyethylene sleeving and kindly given permission for this to be mentioned in this paper.

Extensive and increasing experience on a world basis has shown the value of this form of protection.

8. Advantages of using polyethylene sleeving

To sum up, protection by loose polyethylene sleeving has been shown to be:

1. Effective, economical and easy to apply.
2. Can be selectively applied on site to meet unexpected hazards. The alternative is to take a risk by using no protection or specify works applied protection that in the event may not be required.
3. No risk of damage in transport.
4. Time saving compared with other methods of corrosion control e.g. hot moulding box on joints for bitumen sheathed pipes.

References—Part I

- (1) Wagner, E. F., Journal of the American Water Works Association, March 1964, V.56, pp 361 and subsequent.
- (2) Smith, W. H., American Cast Iron Pipe Research Association
 - (i) Cast Iron Pipe News, May-June 1968, pp 25-26.
 - (ii) Journal of the New England Waterworks Association, December 1970, pp 344 and subsequent.
 - (iii) Various CIPRA reports and user experience (some unpublished).
- (3) Hayton, J. G., Journal of the Institution of Water Engineers, October 1964 V.18, pp 465 and subsequent.
- (4) Whitchurch, D. R. and Hayton, J. G., Conference on the Corrosion Protection of Pipelines—London, June 1968, pp 71-80.
- (5) Collins, H. H., Fuller, A. G., Harrison, J. T., International Gas Union Conference, Nice 1973, "Corrosion Characteristics and Protection of Buried Ductile Iron Pipe".
- (6) Wolf, W., and Gras, W. D., Fachgemeinschaft Gusseiserne Rohre 1971, V.6 "The Use of Polyethylene Sleeves for the Protection of Cast Iron Pressure Pipes in Special Cases".
- (7) Stanton & Staveley Group Research Department and Technical Services. Various unpublished reports.
- (8) Pont-a-Mousson S.A., FCt 4/11/71, "Protection des Canalisations en Fonte Ductile par Manche de Polyéthelène".
- (9) (i) ANSI A21.5: 1972 (AWWA C105-72) American National Standard for Polyethylene Encasement for Grey and Ductile Cast Iron Piping for Water and other Liquids (Published by AWWA).
 - (ii) ASTM A64-72, American Society for Testing and Materials Standard Recommended Practice for Polyethylene Encasement for Grey and Ductile Cast Iron Piping for Water or other Liquids.
- (10) (i) British Standard Code CP 2010 Part. 3—Design and Construction of Iron Pipelines in Land, clause 3.7.2.
 - (ii) British Standard Code CP 2008—Protection of Iron and Steel Structures from Corrosion, clauses 204 and 606.
- (11) Stanton and Staveley—"Polyethylene Sleeving" brochure, Ref. PJF 217/1 1973.
- (12) Waters, F. O. (USA), International Water Supply Association, Proceedings of the Vienna Congress 1969, Vol. II, p U56.
- (13) Brooks, F. E., "Use of Ductile Iron for Pipelines", Aquatech Water Exhibition and Conference, Holland 1972.

Subject 2

Recent advances in the corrosion protection of buried cast iron pipes

Part 2—Protection by zinc base coating

by F. E. Brooks,

Ingénieur des Arts et Manufactures Conseiller Technique de la Branche Canalisations, Pont-a-Mousson S.A. France.

1. History

This type of coating consists of metallized zinc plus a coal-tar varnish known as "Super-Rauch".

The first tests carried out by PONT-A-MOUSSON on zinc coating applied by "shoopage" on cast iron dates from 1938. Moreover a patent had been registered at that time (No. 853.816).

Samples coated in this way had been placed in the very corrosive ground of the MONT SAINT-MICHEL and the first tests gave very satisfactory results (Tidal silt of low resistance 100 to 200 ohm cms., chlorides and sulphates).

New samples were placed in this area in 1949, and inspection tests in 1957 confirmed the efficiency of this coating. Another inspection in 1968 gave the following results:—

Sample Numbers	Dia. (mm)	L (m)	Coating	Result (see figs 1-4)
417	60	1,00	Zinc alone	Slight attack of the cast iron support <0,6 mm
429	60	1,00	Zinc+tar	Cast iron support not attacked (less than 0,1 mm)
452	60	1,00	Tar alone	Before cleaning
452A	60	1,00	Tar alone	After cleaning and sanding the samples show serious corrosion and several perforations

the samples are illustrated below in Figs. 1-4.



Fig. 1—Sample No. 417



Fig. 2—Sample No. 429

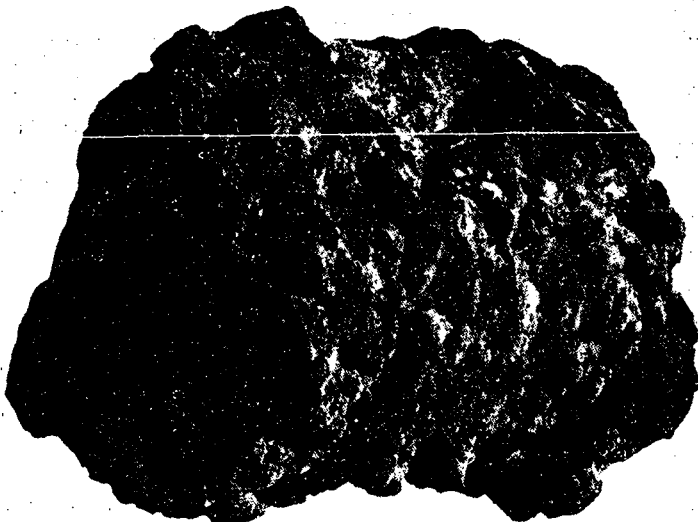


Fig. 3—Sample No. 452

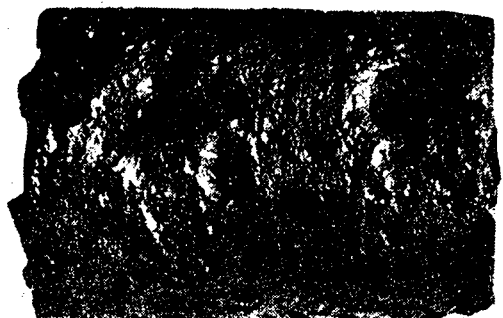


Fig. 4—Sample No. 452A

In 1956 a new thin grey cast-iron pipe, called the RAPID series, was put on the market. The type of cast iron used was such that the mechanical resistance of the pipe was not diminished.

There remained, however, the necessity to make these pipes as resistant to corrosion as the traditional grey iron pipes by the addition of a coating.

A plastic base coating, which was on the market at the time could have been chosen, but after numerous laboratory and soil tests, coating with zinc and tar was preferred for the following reasons:—

- a) protection against corrosion is as good as that given by a plastic base coating.
- b) its mechanical resistance to shock is much greater than that of the plastic coating. In the event of a

shock or a scratch, the zinc, a soft metal, gets flattened, but does not scrape off. Particularly rough handling, which could on an ordinary pipe damage the coating and oxide scale, and create a risk of local corrosion by electro-chemical couple, could, at the most remove parts of the zinc, but would leave the underlying oxide intact. The corresponding corrosion would be small.

All this has been proved not only by laboratory tests, but also by transport tests on land and sea in rough conditions. Some of the effects of rough handling of the pipes are shown in Figs. 5-8.

In 1958 the works was equipped to carry out the zinc coating of RAPID pipes under industrial conditions.



Fig. 5—A Fenwick elevator advances and slips (more or less brutally) its two lifting forks under the bundle of pipes.



Fig. 6—Deterioration of the coating, due to rubbing by the slings. Only the varnish is partially removed.



Fig. 7—Deterioration of the coating, due to rubbing by the slings. Only the varnish is partially removed.



Fig. 8—The coating of this pipe, which was particularly mis-handled (the pipe was broken in half), has been deeply cut into, and the excess zinc (it seems) has been pushed back. This was the only pipe on which was found so deep a mark; however the basic metal has not been uncovered on any part of the barrel.

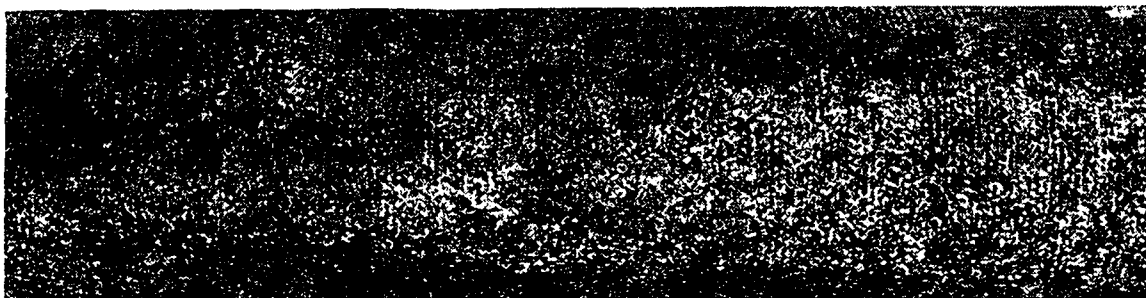


Fig. 9—Ferritic cast iron GS with thin oxide covering Zinc+tar.

2. Test Site Results

a) Mont Saint-Michel

In 1963 another series of tests using longer samples, which at 1.75m were considered more representative than those used in the previous series, was carried out on ductile iron-pipes in the same corrosive soils of the Mont Saint-Michel.

When the samples were unearthed it was noticed that no soil had stuck to the surface. Moreover, the soil which had been in contact with the pipes showed none of the characteristic colourings of corrosion products of iron (black or rust coloured).

The photograph in Fig. 9 shows the state of the samples after having been washed in a stream of water. The coal-tar varnish coating appears only to be dotted with small whitish marks due to the corrosion products of the zinc. The layer of varnish at these points was either thinner or absent.

The micrograph in Fig. 10 shows that there was, after removal of the varnish by means of solvents, no difference in level between the zones where the zinc has kept its initial thickness (under the over-thickness of varnish), and the areas next to these, where the residual layer is mainly made up of the corrosion products of the zinc.

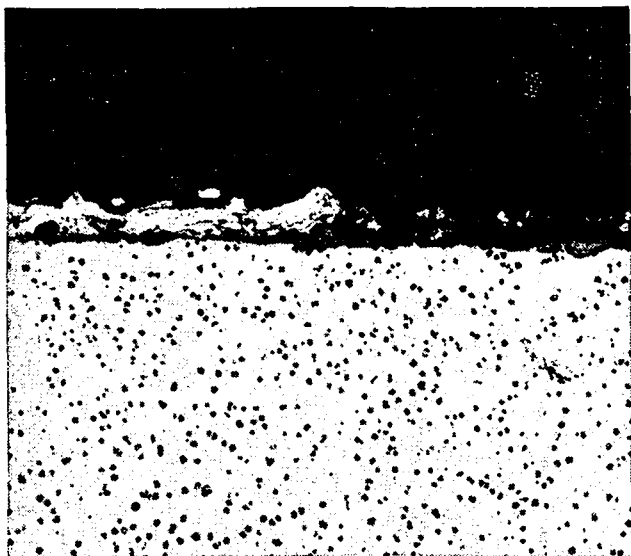


Fig. 10—Micrograph of Mont St. Michel Sample $\times 100$

A layer of zinc, or of the corrosion products of zinc, was found on the whole surface of the samples. After removal of this layer by chemical means, the samples of ductile iron pipes appeared free from attack by corrosion, even in the zones where the metallic zinc had been attacked the most (even having completely disappeared).

It must be noted that at the same time and in the same soil, control samples made of non zinc-coated ductile iron, showed attacks of corrosion reaching 2.6 mm, and that several grey cast iron samples were perforated.

b) Colchester

Similar ductile samples were buried in 1963 at Colchester (R500 to 600 ohm cm; Cl- 300 to 500 mg/kg; SO₄— 1000 to 1500 mg/kg).

When removed in 1968, all the samples were virtually intact. No soil stuck to their surface and after being washed with water it was noted that only the black coating of tar varnish, covering the zinc layer, had white marks due to the corrosion products of the zinc.

Various measurements and micrographic tests showed that the residual coating was essentially metallic and that the oxidation of the zinc had been very small and superficial.

After sand blasting the samples to remove the zinc, it was noted that they were all exempt from traces of corrosion, whilst ductile iron samples simply tarred or varnished, placed in the same area and for the same period of time, already showed pits, the maximum depth of which was 1.4 mm.

The attached photograph in Fig. 11 shows the appearance of a sample in the different stages of being cleaned.

c) Oldenburg

Ductile samples were also placed at Oldenburg in 1963 (resistivity 900 ohm cm-pH 6.5 to 7.2-High organic matter-Chlorides and sulphates-H₂S-Activity of sulphate reducing bacteria).

When inspected in 1968 the micrographs in Figs. 11 and 12 show clearly:—

- a) the layer of corrosion products of the zinc,
- b) the small quantity of residual metallic zinc scattered in this layer.

Although the metallic zinc had almost completely disappeared in the coating, it could be seen that after sand blasting the cast iron was free of any corrosion, whilst in this same ground, during the same period, control samples in ductile iron which had simply been tarred showed attacks of corrosion reaching 4.3 mm in depth.

In this ground where corrosion by anaerobic bacteria (sulphate reducers) is prevalent, protection by zinc-coating proves to be satisfactory even though the length of time during which the zinc remains in its metallic state is very short due to the rather acid pH and high chloride content.

d) Sarralbe

At Sarralbe (brown clay, very humid-anaerobic-R 500 to 1000 ohm cm chloride-sulphates, H₂S, active sulphate reducing bacteria), 100 mm dia. grey iron pipes with lead joints, placed in 1957, had suffered serious corrosion and in 1961 were already showing signs of numerous perforations. They were replaced in 1965 by 100 mm dia. Rapid grey iron pipes covered with zinc coating, some of them being placed with polyethylene sleeves around the pipes (considering the exceptional corrosiveness of this soil).

After four years, pipes from the most corrosive area were removed. The accompanying photograph in Fig. 14 shows the site conditions.



Fig. 11—Colchester pipe sample
On right : after washing
Center : after removal of varnish
Left : after removal of zinc

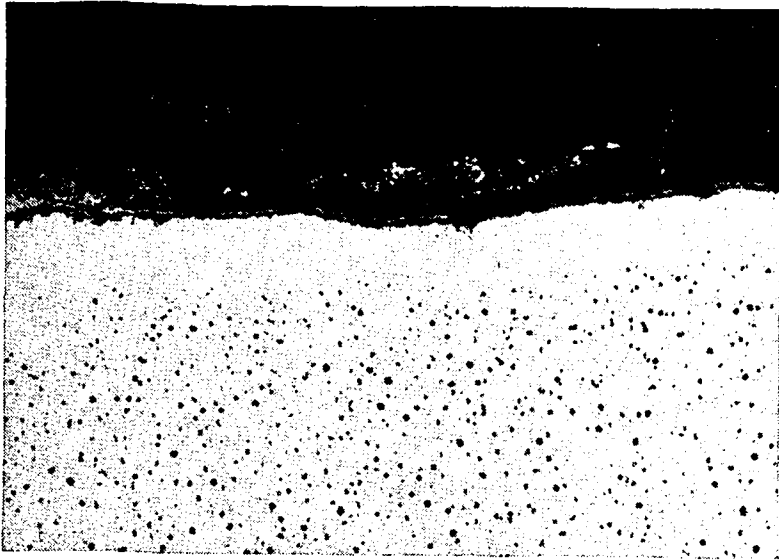


Fig. 12—Sample from Oldenburg × 100

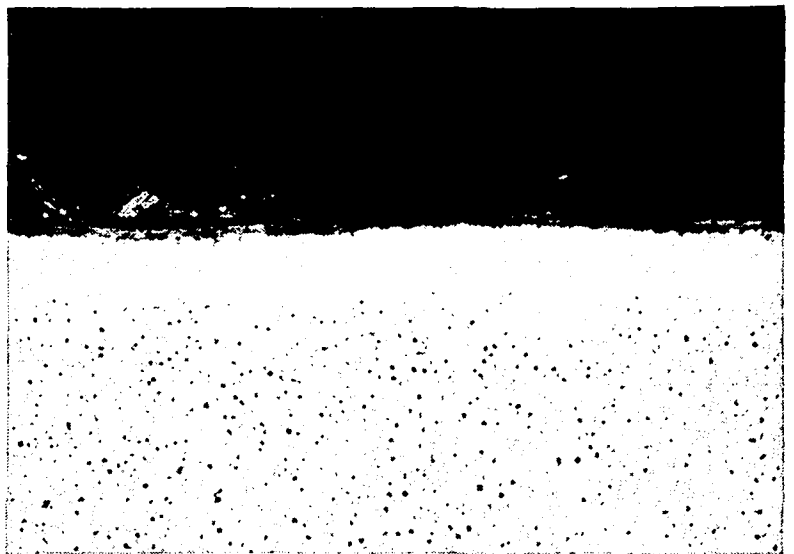


Fig. 13—Sample from Oldenburg × 100

The pipes, which had not been sleeved, appeared intact with a few whitish spots due to a beginning of the corrosion of the zinc. Micrographic examination showed that the metallic zinc had been transformed into a layer of dense zinc corrosion products.

The pipes which had been sleeved were all virtually intact, with only a few whitish marks corresponding to the parts where the zinc had been able to work its way through the varnish.

No trace of corrosion of the cast iron was found on any of these pipes; the zinc and varnish coating was intact on more than 90% of the pipes' surface and a micrographic examination showed the metallic zinc as originally placed.

e) Le Touquet-Paris Plage

At Le Touquet-Paris Plage (clay alluvium rich in decomposing organic matter, R 350 to 500 ohm cm, pH 6.3 to 6.8), zinc-coated samples were placed in the soil in September 1961, and removed in September 1968.

Maximum depth of penetration in mm

Control samples tarred only	Un-coated zinc	Zinc + coal-tar varnish
2.1-5.5-1.3	4.4-4.1-1.5	0.3-0.6-0.3



Fig. 14—Site conditions at Sarralbe

The presence of a pore-seal probably reduces the rate of auto-corrosion of the zinc, and at the same time allows the slow formation, in situ, of a protective layer of the zinc's corrosion products.

In 1972, after 9 years in the soil, further samples at all sites were inspected and confirm the results at 5 years (to be published soon).

3. Chemical mechanism of the protection

The tests described show that the long term protection is given by the layer of zinc's corrosion products and not by the galvanic action of the zinc (thus the difference with galvanized steel pipes). (1)

The zinc's chemical action can be described as follows (2).

The layer of zinc is slowly transformed, in situ, into a compact layer which is impermeable and made up of continuous insoluble mineral products (carbonate, zinc oxychloride or others more complex) so that the pipe is completely protected against further attack.

The coal-tar varnish which completes the coating acts by sealing the pores of the relatively porous zinc. The speed of the auto corrosion of the zinc is thus slowed down and allows the insoluble layer of zinc corrosion products to be formed (Le Touquet).

Moreover, during the formation of this protective layer, part of the zinc is diffused in the nearby soil and locally raises the pH in this area surrounding the pipe. This increase in pH slows up the action of sulphate

reducing bacteria until the insoluble protective layer is formed (Oldenburg and Sarralbe sites).

The porous nature of the metallized zinc coating allows for the greater volume of the corrosion product without spalling, which is not the case with galvanization. This chemical action is valid for almost every type of soil, with the exception of acid soils where the formation of the mineral layer is prevented, but the addition of a polyethylene sleeve at the time of laying the pipe would help to preserve the zinc's protective properties.

It must be noted that the latter type of soil is extremely rare in our countries and we do not know of any case, at least in Europe, which has caused problems.

4. Conclusions and references

The RESEARCH CENTRE OF PONT-A-MOUSSON has over 19 years experience on the performance of this coating in the laboratory as well as experimental soil tests.

This coating was used on all RAPID pipes from 1959, and later on ductile iron pipes up to 300 mm dia. when their production was started in 1962.

PONT-A-MOUSSON have been using zinc coating for over 15 years on iron pipes (ductile or grey) of diameter 300 mm and under 3, where the thickness is less than the minimum STANDARD LA, and the author is not aware of any failures on over 12.5 million pipes buried (70,000 km). This makes us very confident of the efficiency of this type of coating to reinforce cast iron's natural resistance to corrosion.

References—Part II

- (1) E. N. Andrews, 12th International Gas Union Congress, Nice 5-9th June 1973.
 - (2) M. Paris, 12th International Gas Union Congress, Nice 5-9th June, 1973.
 - (3) Huges, Legrand, Meriaux, Poirier, Pollet, 9th Congress of International Water Supply Association, New York, September 1972.
-

Résumé

Les tuyaux en fonte protégés en usine par application d'un revêtement à base de goudron de houille donnent depuis longtemps satisfaction; sous leur forme la plus récente, la fonte ductile, ils sont également universellement acceptés.

L'expérience a montré que certains types de sols pouvaient réduire l'espérance de vie des tuyaux, à moins que l'on mette en oeuvre une protection externe en plus du revêtement mince de goudron de houille. Dans les sols très agressifs de Grande-Bretagne, une gaine épaisse de bitume appliquée en usine est quelquefois spécifiée.

Mais le besoin s'est révélé d'une protection supplémentaire pratique et économique qui pourrait être appliquée sur place si l'on rencontrait des difficultés

imprévues. Le système mis au point est l'emploi de manchons ou tubes non adhérents en polyéthylène. En certains pays, dans les sols très agressifs, il peut se combiner avec une couche de finissage en zinc appliquée en usine avant le revêtement au brai de houille normal. Le revêtement à base de zinc forme la seconde partie de ce rapport.

Pendant la journée de Corrosion du Congrès de Vienne, une allusion a été faite à la protection externe des tuyaux enterrés par manchons non adhérents en polyéthylène; le présent rapport développe les résultats des recherches et expériences d'utilisation s'étendant sur dix ans.

Sujet 3

Inhibiteurs de la corrosion et de l'entartrage des conduites d'eau potable

par Mario Arpaia,

Dr. Ing. Mario ARPAIA, Chargé de cours à l'Ecole de Spécialisation en Science et Technique de la Corrosion de l'Université de Ferrare - Président du Groupe de Travail "Inhibiteurs" de la Commission 3 A du CEECOR.

1.0 Avant Propos

La pratique de traiter l'eau potable avec de faibles doses de substances dans le but d'éviter quelques inconvénients aux conduites est de plus en plus utilisée. Ainsi, sans recours à de coûteuses installations de traitement on a pu efficacement combattre la corrosion intérieure des conduites métalliques par des inhibiteurs et rendre utilisables par des substances stabilisantes des eaux qui autrement n'auraient pu l'être parce que très entartrantes.

Cette pratique est devenue de plus en plus courante au fur et à mesure que l'augmentation de la consommation d'eau potable a obligé d'une part à utiliser de nouvelles sources d'approvisionnement, de l'autre à traiter des volumes d'eaux croissants.

Il est peut-être opportun de souligner à ce propos que les installations pour ajouter ces produits à l'eau sont très simples, se limitant en général à des simples appareils de dosage.

Dans cette étude, qui n'a aucune prétention d'être complète, nous prendrons en considération les caractéristiques et les mécanismes d'action des inhibiteurs et des substances stabilisantes généralement utilisés. Malgré toute l'importance de la partie théorique nous avons cherché à la limiter pour mettre en évidence les problèmes qui se présentent au niveau du projet ou dans la pratique, lorsqu'on envisage l'utilisation de ces substances.

Nous considérons acquise toute la problématique relative à la classification, au pronostic de la corrosivité et du pouvoir entartrant des eaux, pour lesquelles existent des études très complètes et rigoureuses [1] [2] [3] [4] [5]. Pour cela nous parlerons d'eaux corrosives, entartrantes etc. sans faire d'autres références directes aux études ci-dessus.

2.0 La protection contre la corrosion

2.1 Généralités

On sait que la protection contre la corrosion des surfaces intérieures des conduites métalliques peut être obtenue.

- 1) par action sur les surfaces:
 - avec des revêtements passifs;
 - avec protection active;
- 2) par action sur le milieu
 - avec utilisation d'inhibiteurs.

Sans entrer en détail sur les méthodes de protection indiquées en 1), appliquées avec succès depuis longtemps, il est évident que des considérations pratiques et économiques détermineront le choix de la méthode de protection.

A part les considérations économiques, l'usage des inhibiteurs trouve son emploi ou quelquefois est

l'unique protection utilisable, lorsqu'il s'agit de tuyaux de petit diamètre ou de tuyaux déjà posés, ayant des revêtements intérieurs endommagés ou des surfaces oxydées.

La convenance de l'usage des inhibiteurs est encore plus marquée lorsqu'ils peuvent être utilisés en même temps pour la stabilisation (v. 3.0).

2.2 Les inhibiteurs de corrosion

Un inhibiteur, pour être utilisable en eau potable, doit laisser inaltérées les conditions de potabilité de l'eau, relatives premièrement à la toxicité et deuxièmement aux autres caractéristiques de l'eau (goût, odeur, couleur, etc.). Ces conditions concernent la quantité résiduelle d'inhibiteur tolérable dans l'eau livrée à la consommation. Cette quantité est réglée en certains pays Européens par des normes.

L'inhibiteur, utilisé en dose admise, doit réduire convenablement la vitesse moyenne de corrosion sans laisser en quelques zones la vitesse locale d'attaque peu influencée ou même accélérée.

Généralement on ajoute un inhibiteur à l'eau pour modifier l'état des surfaces métalliques à protéger en les recouvrant de dépôts protecteurs (pellicules d'épaisseur variable de une à quelques couches moléculaires ou plus épaisses) qui puissent créer: a) soit une barrière purement physique entre la surface et l'eau, qui, étant presque étanche, interpose entre les deux une résistance très élevée soit électrique (donnant lieu à une sensible chute ohmique dans les circuits des piles de corrosion), soit de diffusion (ralentissement de la diffusion, vers les électrodes des piles, de l'oxygène ou d'autres gaz); b) soit une action purement électrochimique (changement du potentiel de corrosion, augmentation de la polarisation cathodique ou anodique par effet de l'adsorption de molécules inhibitrices, etc.). Il va sans dire que les deux effets ci-dessus décrits peuvent se produire en même temps.

Les dépôts sont obtenus par des processus entraînant les molécules de l'inhibiteur qui: a) ou bien déplacent les espèces réactives b) ou bien participent à la formation d'une pellicule protectrice dense de produits de corrosion de la surface. Il y a plusieurs cas où les deux phénomènes indiqués en a) et b) sont simultanés.

Suivant le mécanisme du processus, le dépôt peut se former sur toute la surface métallique ou seulement sur les zones anodiques ou cathodiques des piles de corrosion. Lorsque l'action de l'inhibiteur se manifeste seulement sur les anodes, elle doit intéresser entièrement la zone anodique, afin d'éviter une localisation dangereuse de la corrosion.

Pour la formation du dépôt protecteur il convient souvent d'appliquer dès le début, et pour un temps fixé, une dose très supérieure à la valeur nécessaire pour entretenir la couche protectrice.

2.3 Le choix de l'inhibiteur et de la dose

En excluant la recherche de nouveaux inhibiteurs, qui n'intéresse pas cet exposé, il faut généralement choisir le produit le plus convenable entre divers produits dont les caractéristiques inhibitrices sont connues, compte-tenu des conditions d'emploi. Pour cela on doit judicieusement évaluer plusieurs facteurs influençant le choix de l'inhibiteur. Ces facteurs sont groupés dans le tableau I, qui n'a pas besoin de commentaires.

Par contre le dosage doit être maintenu entre deux limites: une *limite inférieure* dictée par la nécessité d'assurer le teneur minimale d'inhibiteur nécessaire à la formation du film protecteur; une *limite supérieure* dictée par la nécessité de ne pas dépasser, dans les zones les plus voisines des points de dosage, la teneur d'inhibiteur fixée par les normes sanitaires et par l'économie du traitement.

TABLEAU I
FACTEURS DETERMINANT LE CHOIX DE L'INHIBITEUR

1	Caractéristiques de l'eau	1.1	Corrosivité	1.1.1	Physicochimiques: O ₂ , H ₂ CO ₃ , Cl ⁻ , SO ₄ ⁻⁻
				1.1.2	Substances solides adsorbant l'inhibiteur
		1.2	Formation de film protecteur	1.2.1	pH; 1.2.2 TH;
				1.2.3	TAC
		1.3	Affaiblissement ou destruction de films	1.3.1	pH; 1.3.2 Cl ⁻
				1.3.3	SO ₄ ⁺⁺
2	Dosage pour l'inhibition complète	2.1	Valeur de la dose	2.1.1	Toxicité
				2.1.2	Dose de début
				2.1.3	Dose d'entretien
				2.1.4	Dose nécessaire pour assurer le minimum aux points les plus lointains
		2.2	Régime hydraulique du circuit	2.2.1	Vitesse de l'eau
		2.2.2	Zones de turbulence		
		2.2.3	Zones mortes		
		2.2.4	Intermittence de l'écoulement		
3	Caractéristiques physiques du circuit	3.1	Matériaux des tuyaux	3.1.1	Acier
				3.1.2	Fonte
				3.1.3	Plomb
				3.1.4	Laiton
				3.1.5	Cuivre
				3.1.6	Divers
		3.2.1	Présence de protection passive		
		3.2.2	Présence d'oxydation et de tubercules		
		3.2.3	Présence de dépôts (tartre etc.)		
4	Economie du système	4.1	Frais d'installation	4.1.1	Nombres de points de dosage
				4.2.1	Dose d'inhibiteur
				Dv. 2.1.2 et 2.1.3	

De toute façon il faut observer que toutes les études en bureau ne peuvent aboutir qu'à un choix de première approximation de l'inhibiteur et de la dose.

Mais l'usage correct d'un inhibiteur impose, du point de vue sanitaire, technique et économique, d'utiliser la dose minimale sans pour cela renoncer à la complète protection du réseau. Il paraît pourtant nécessaire, avant de commencer le traitement, de procéder à des essais préalables de dosage, en laboratoire, pour une première évaluation, et après sur une installation pilote.

Nous rappelons à ce propos qu'on peut évaluer quantitativement l'efficacité d'un inhibiteur par l'équation:

$$E\% = \frac{v-v'}{v} 100$$

v et v'étant les vitesses de corrosion sans et avec inhibiteur. Les conditions:

$$E\% \begin{matrix} \geq 0 \\ < 0 \end{matrix}$$

correspondent respectivement à un inhibiteur efficace, inefficace ou dangereux. Les vitesses de corrosion peuvent être mesurées par la perte de poids en un temps préfixé sur des échantillons ou, de manière plus simple, par des méthodes électrochimiques.

Tous les résultats des essais doivent être interprétés judicieusement car il n'existe pas, à l'heure actuelle, de règles absolues permettant de transférer tout simplement aux cas pratiques les informations obtenues en laboratoire ou sur des modèles.

En effet, le problème étant très complexe, l'efficacité du traitement ne peut être appréciée qu'a *posteriori* par une expérience suffisamment prolongée sur le réseau. Pour cela il est très opportun de pouvoir disposer sur le réseau, en points soigneusement choisis, de tronçons de tube (tronçons témoins) en parallèle avec la tuyauterie principale, pour contrôler les résultats du traitement sans perturber la distribution de l'eau.

2.4 Inhibiteurs considérés

Il existe une très grande quantité d'inhibiteurs très efficaces en solution aqueuse dans les conditions les plus variées. Mais le choix des substances utilisables est drastiquement limité par les conditions de potabilité.

Pour cela on prend généralement en considération pour les eaux potables les inhibiteurs suivants; 1) bicarbonate de calcium; 2) substances dérivées des polyphosphates; 3) phosphate de zinc; 4) silicates.

Désirant fixer l'attention seulement sur les traitements utilisant des doses très faibles, nous nous limiterons à rappeler l'inhibition réalisée par le bicarbonate de calcium.

Ce composé, équilibré dans l'eau par l'acide carbonique, donne lieu, par déplacement de l'équilibre carbonique, à un dépôt de carbonate de calcium, mélangé souvent à des produits de corrosion de la surface métallique. Pour le détail de ce processus nous renvoyons aux études déjà citées (v. 1.0).

2.5 L'inhibition de la corrosion par les polyphosphates

Les polyphosphates (en abrégé: PP) sont des sels dérivés de polyacides obtenus par condensation de l'acide orthophosphorique. Ils sont caractérisés par la répétition du noyau tétraédrique —(PO₃X)— et ils se différencient par le nombre et par l'agencement des noyaux constituant la molécule.

Il y a ainsi une grande variété de formules et de produits. Dans le Tableau II sont reportés les diverses caractéristiques de quelques produits les plus utilisés. Les PP cristallins sont aisément solubles et se prêtent à un dosage rigoureux; par contre les PP vitreux sont très lentement solubles.

TABLEAU II

CARACTERISTIQUES DE PHOSPHATES ET POLYPHOSPHATES [13]

Classification	Formulation	Composition chimique			Structure	Solubilité		Dénomination
		% P ₂ O ₅	% Na ₂ O	% H ₂ O		Na ₂ O / P ₂ O ₅	% à 20°C	
Polyphosphates cristallins linéaires	NaH ₂ PO ₄	59,2	25,8	15,0	1	1	46,0	Monophosphate
	Na ₂ HPO ₄	50,0	43,6	6,4	1	2	7,2	Monophosphate
	Na ₃ PO ₄	43,3	56,7	—	1	3	9,9	Monophosphate
X _{n+2} P _n O _{3n+1}	Na ₂ H ₂ P ₂ O ₇	59,2	25,8	15,0	2	1	—	Diphosphate
	Na ₄ P ₂ O ₇	53,4	46,6	—	2	2	5,8	Diphosphate
	Na ₅ P ₃ O ₁₀	57,9	42,1	—	3	1,66	—	Triphosphate
Polyphosphates cristallins cycliques (métaphosphates)	Na ₃ P ₃ O ₉	69,6	30,4	—	3	1	—	Trimétaphosphate
	Na ₄ P ₄ O ₁₂	69,6	30,4	—	4	1	—	Tétramétaphosphate
X _n P _n O _{3n}	Na ₆ P ₆ O ₁₈	69,6	30,4	—	6	1	—	Hexamétaphosphate
Polyphosphates vitreux amorphes	(Na ₅ P ₃ O ₁₀)	(*) 57,0	42	—	3+4	(1,6)	(15)	Triphosphate
	(Na ₉ P ₇ O ₂₂)	(*) 60,0	39	—	4+10	(1,5)	—	Heptaphosphate
	(NaPO ₃) _x	(*) 69,0	30	—	80+200	(1,0)	—	Hexamétaphosphate

(*) Produits commerciaux fournis sous diverses appellations. (*) Formulation moyenne

() Ordre de grandeur

Les PP ont été utilisés depuis longtemps pour l'inhibition de la corrosion dans les eaux potables, parce qu'ils regroupent diverses qualités positives : (a) l'inhibition est obtenue par des doses très faibles; b) les doses nécessaires à l'inhibition sont très distantes des limites de toxicité; c) ils sont utilisables aussi pour l'élimination d'autres accidents: tartre, dépôt de fer et de manganèse (v. 3.2 et 3.4).

Leur action s'explique sur les matériaux ferreux et sur les métaux généralement utilisés pour les réseaux d'eau potable: zinc, cuivre, laiton et aluminium [6] [7].

Le mécanisme d'inhibition par les PP n'est pas encore complètement éclairci; il y a des faits déjà acceptés, d'autres sont en discussion [8]. Le mécanisme le plus probable est le suivant.

L'inhibition dérive de la formation d'une pellicule protectrice sur la surface métallique. En effet les PP ont la tendance à former des colloïdes ou des phosphates complexés avec les cations métalliques (Ca⁺⁺, Mg⁺⁺, Fe⁺⁺, Mn⁺⁺, etc.) qui, de toute façon, doivent être présents dans l'eau en concentration suffisante pour aboutir à la formation de la pellicule. Suivant la nature et la disponibilité de ces cations le mécanisme de formation de la pellicule est différent et son action est plus ou moins protectrice.

Les sols formés en solution, pouvant avoir une charge positive ou négative, migrent vers les cathodes ou vers les anodes des piles de corrosion [9].

Si dans l'eau est présent Ca⁺⁺ en quantité suffisante, les colloïdes ont une charge positive et migrent vers les cathodes où ils précipitent en formant une pellicule assez compacte. Le résultat est une polarisation cathodique très élevée [7] [8] [10] [11], qui semble dériver non seulement d'une chute ohmique dans le film (polarisation par résistance) mais aussi d'un ralentissement drastique de la diffusion de l'oxygène vers les cathodes et, par conséquent, de la vitesse des réactions cathodiques (polarisation de diffusion).

Le développement du film protecteur est autolimitant parce qu'il est formé un courant de corrosion qui diminue au fur et à mesure que le film s'épaissit. Dans les zones où le film a été arraché par accident, il se reforme par augmentation localisée de la densité de courant qui en résulte.

Dans le film ainsi formé on trouve aussi du fer, provenant ou de l'eau ou de la corrosion initiale de la surface. La présence de faibles quantités de fer exalte la vitesse de formation du film aux cathodes; cet effet est maximal à pH 5 et il diminue à mesure que le pH augmente, jusqu'à disparaître à pH 8 [9].

Si la teneur en Ca⁺⁺ est trop faible (eaux très douces) l'action des PP peut être diverse en fonction de la présence des autres ions multivalents (p. ex. fer) et de la concentration de PP.

Etant donné que les quantités de PP présentes dans les eaux potables sont faibles, des réactions de complexation du fer (comportant dépolarisation anodique) peuvent rivaliser avec les réactions de formation des colloïdes chargés positivement et négativement (donnant lieu respectivement à polarisation cathodique ou anodique) [14].

Les conditions de prépondérance des réactions de complexation se vérifient très rarement; toutefois elles peuvent se vérifier en présence de fer dans quelques zones des tuyauteries où, par des conditions occasionnelles, l'apport de PP est insuffisant. Il est donc spécialement recommandable, lorsqu'on traite des eaux douces, de fixer l'attention sur les conditions particulières qui donnent lieu au phénomène de complexation ci-dessus considéré.

La présence de calcium est de toute façon nécessaire. A ce propos il est bon d'observer qu'on admet généralement comme nécessaire à une bonne inhibition un rapport en poids [15]:

$$\alpha = \frac{[Ca^{++}]}{[P_2O_5]} > 0,2$$

Les meilleurs résultats sont obtenus pour les eaux ayant un pH compris entre 5 et 7 [10]. Par contre pour les eaux plus alcalines, la présence de PP n'empêche pas l'apparition de piqûres et de tuberculisation.

L'action inhibitrice des PP sur le plomb a une efficacité surtout pour les eaux à pH 6, insuffisante à assurer la potabilité d'une eau qui, par sa constitution, a tendance à porter le plomb en solution.

L'action d'inhibition des PP étant dérivée principalement d'une réduction drastique de l'apport d'oxygène aux cathodes, elle est nulle pour l'attaque acide (eaux à faible teneur en oxygène et présence de H₂CO₃) ou pour l'attaque en milieu anaérobie (p.ex. présence de H₂S) [10].

En pratique pour fixer le dosage entre les limites indiquées (v. 2.3) on doit s'inspirer des considérations générales suivantes:

- 1) Une fois respecté le rapport α , le dosage influence seulement la vitesse de formation du film [10].
- 2) Plus que la concentration dans l'eau, le dosage doit tenir compte de la vitesse d'apport des individus inhibiteurs à la surface métallique et, pour cela, de toutes les conditions qui augmentent cette vitesse: vitesse de l'eau [14], turbulence, etc. Les pellicules formées en conditions statiques ou en présence d'une faible circulation sont tendres et poreuses. Pour avoir un film efficace, il faut assurer, lors de la formation du film, des vitesses suffisantes, de l'ordre de 0,3 m/sec.

- 3) Conditions du réseau: l'oxydation de la surface des tuyaux gêne la formation du film. Dans ce cas on peut profiter de l'action dispersante exercée par les PP, qui déplacent rapidement les dépôts calcaires et les oxydes (excepté les tubercules et les produits de la corrosion très adhérents). Les dépôts arrachés se retrouvent dans l'eau, spécialement pendant les premiers jours du traitement. En ces cas il convient d'opérer préalablement le nettoyage des conduites, en utilisant des doses massives de PP (50 à 100 ppm) et en ouvrant fréquemment les vannes de décharge et les robinets pour favoriser l'évacuation des produits.
- 4) La formation de la pellicule exige les doses plus grandes; à cette occasion il faut tenir compte que généralement la teneur maximale en P_2O_5 admise à la consommation par les normes sanitaires est de 5 ppm.
- 5) Nature du produit utilisés: solubilité, teneur en P_2O_5 , etc. (v. Tableau II).
- 6) Caractéristiques de l'eau: ions et substances présentes dans l'eau qui peuvent interférer directement ou indirectement sur la formation du film protecteur (v. Tableau I).

2.6 L'inhibition de la corrosion par le phosphate de zinc

Ces derniers temps, des inhibiteurs à base de phosphate de zinc ont été utilisés avec de résultats très encourageants contre la corrosion dans les eaux potables.

Une formulation de ces inhibiteurs est constituée d'une mélange d'orthophosphate de zinc, sulfamate de zinc et acide sulfurique, obtenue par réaction du sulfate de zinc avec l'acide sulfamique et le phosphate monosodique [16].

On peut avoir aussi d'autres formulations ou l'acide sulfamique est remplacé par l'acide sulfurique ou est tout à fait éliminé.

Le mécanisme d'inhibition a été démontré par MURREY [16]. Le sulfate de zinc formé par la réaction de Zn^{++} et de PO_4^{3-} est insoluble dans l'intervalle de pH 6,5 / 8,3, et précipite sous forme colloïdale, une pellicule très mince. Cette pellicule adhère très fortement aux surfaces des matériaux utilisés le plus communément dans la distribution de l'eau, et elle contrarie la diffusion vers les électrodes des piles de corrosion des gaz dissous dans l'eau (oxygène et gaz carbonique).

Le pellicule se forme même sur les surfaces oxydées ou tuberculées.

Quoique adhérente la pellicule est sujette à l'abrasion mécanique et elle est détruite par un milieu acide.

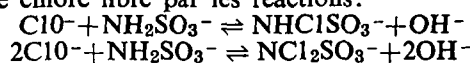
Le traitement d'inhibition par le phosphate de zinc présente sur celui par les PP quelques avantages:

- (a) il est efficace même lorsque l'attaque est due au gaz carbonique de l'eau;
- (b) la présence de Ca^{++} n'est pas nécessaire pour la formation de la pellicule de $Zn_3(PO_4)_2$, il peut donc être utilisé pour les eaux très douces sans nécessité d'ajouter du calcium.

Par contre le phosphate de zinc est peu efficace dans les eaux ayant tendance à la formation de tartre, parce que le dépôt concomitant de $CaCO_3$ et de $Zn_3(PO_4)_2$ aboutit à une mauvaise qualité de la pellicule protectrice. En ces cas il est préférable appliquer en même temps un traitement de stabilisation de $CaCO_3$ (v. 3.2), p. ex. par PP.

KELLY *et al* [17] reportent un cas où le traitement avec phosphate de zinc, essayé pendant 30 jours sur un réseau, a donné des résultats plus satisfaisant qu'un traitement utilisant ($NaPO_3$). Les mêmes essais ont montré que pour les eaux essayées l'efficacité de l'inhibition sur l'acier est supérieure de 30% à celle obtenue sur la fonte.

Le sulfamate présent dans l'inhibiteur stabilise aussi le chlore libre par les réactions:



Cette stabilisation augmente l'efficacité bactéricide du traitement de stérilisation par le chlore et élimine la mauvaise odeur qui en dérive. De toute façon il convient d'assurer à l'eau un résidu de $NCl_2SO_3^-$ dans le but de contre-balancer l'effet nutritif des phosphates sur les bactéries.

Le dosage de l'inhibiteur ne présente pas de particularités.

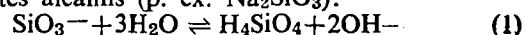
Généralement on applique dès le début une dose, calculée en teneur de zinc dans l'eau, d'environ 3 mg/l, correspondant à 2,64 ppm de PO_4^{--} . La dose d'entretien est variable de 0,5 à 1 mg/l de Zn.

2.7 L'inhibition de la corrosion par les silicates

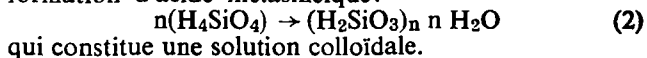
Utilisés pendant longtemps en USA, les silicates sont classés parmi les inhibiteurs les plus économiques dans le domaine des eaux potables [18].

La silice étant un des constituants naturels de l'eau, les silicates d'une part satisfont aux propriétés générales des inhibiteurs pour l'eau potable (condition de potabilité v. 2.2.), de l'autre présentent l'avantage de n'ajouter rien de nouveau à l'eau.

La silice en solution aqueuse prend la forme d'acide silicique et elle peut être obtenue par hydrolyse des métagilicates alcalins (p. ex. Na_2SiO_3):



En milieu acide (1) est déplacée vers la droite et l'acide formé a une tendance à la polymérisation avec formation d'acide métagilicique:



qui constitue une solution colloïdale.

Un équilibre existe entre la silice ionique de (1) et la silice colloïdale de (2). En solution très diluée de SiO_2 cet équilibre se stabilise très rapidement [19].

Normalement la silice colloïdale est stable, mais il apparaît que, au début des phénomènes de corrosion des surfaces métalliques en contact avec la solution, la silice est adsorbée par les produits de corrosion, en jouant un rôle très important sur la formation d'une couche protectrice [18]. Cette couche, mouillée est transparente, sèche est visible sous forme de mince revêtement avec une légère coloration, brune ou blanche suivant qu'elle contient des produits de la corrosion du fer ou du zinc.

D'après quelques auteurs [19] [20] [21] la formation de la couche protectrice ne commence qu'en présence des produits de la corrosion du métal, qui forment avec la silice un composé d'adsorption. La couche, une fois formée, arrête la corrosion et, pour cela, ne pouvant pas s'épaissir ultérieurement elle est autolimitante [21].

L'analyse chimique a montré que la couche est constituée surtout de silice amorphe (gel), qu'elle contient du calcium et, éventuellement, de petites quantités de fer et de substances organiques présentes dans l'eau.

On a suggéré [19] que la séparation de la silice de l'eau par l'hydroxyde de zinc (en cas d'acier galvanisé) est due à l'adsorption (adsorption chimique) avec formation d'une nouvelle phase solide contenant zinc et silice. Cette phase serait sur la surface de la couche au contact de l'eau. Pour cela on peut représenter la couche comme un dépôt constitué de deux couches sans ligne de démarcation nette. La couche inférieure est constituée par des produits de corrosion initiaux; la supérieure est constituée d'un conglomerat mélangeant un composé d'adsorption de silice et d'hydroxyde du métal et le gel de silice qui a englobé des composés de Fe, de Ca et de Mg, provenant de l'eau.

En pratique le dosage est régi par les considérations suivantes.

- 1) Une dose insuffisante peut retarder l'attaque de l'eau sur le fer, le plomb, la cuivre et le laiton, ces effets étant plus nets pour l'eau chaude que pour la froide.
- 2) Généralement le dosage de formation de la couche protectrice est de 10 mg/l de SiO₂; la dose d'entretien est 5 mg/l.
- 3) En présence de Cl⁻ on doit augmenter les doses, ayant bien à l'esprit qu'une dose insuffisante donne lieu à une intense attaque localisée. Si la teneur en Cl⁻ est élevée, la dose plus convenable doit être déterminée par voie expérimentale.
- 4) L'eau ne doit pas être trop alcaline; aux valeurs de pH de 8,6 l'efficacité de l'inhibition est presque nulle [20].
- 5) Une dureté magnésique débordant les limites déterminées (25°F) entraîne une réduction de l'action inhibitrice.

3.0 La stabilisation des eaux

3.1 Généralités

On peut traiter une eau entartrante soit en l'amenant à l'équilibre calcaire, soit en faisant en sorte que les éléments minéraux qu'elle contient restent en solution pendant toute la durée de son utilisation (*stabilisation*).

La stabilisation est obtenue en ajoutant à l'eau des composés chimiques possédant la propriété de former des complexes très solubles avec les ions métalliques en question (Ca⁺⁺, Mg⁺⁺).

A cet effet les substances considérées précédemment (PP), ayant un pouvoir complexant, ont été utilisées avec succès.

Bien qu'on puisse théoriquement diagnostiquer le pouvoir calcifiant à partir des données fournies par l'analyse d'une eau, les lois qui régissent la cinétique de ces phénomènes ne sont pas parfaitement connues, notamment du point de vue pratique. Pour cela dans le cas d'une eau reconnue entartrante, il n'est pas simple de pronostiquer la vitesse de dépôt, la distribution du phénomène dans les divers endroit du circuit, les temps d'action des substances stabilisantes, etc.

Pour toutes ces raisons un traitement de stabilisation doit être, comme déjà vu pour l'inhibition, adapté à la fois à la composition de l'eau, aux particularités du réseau et à l'état de parois; il doit être contrôlé afin de permettre les ajustements associés à l'évolution de ces caractéristiques. Pour cela on prendra les dispositions déjà examinées (v. 2.3), circuits témoins etc., pour suivre l'efficacité de la stabilisation.

On peut, au point de vue quantitatif, définir cette efficacité par:

$$e\% = \frac{C_E - C_0}{C_T - C_0} 100$$

où les C indiquent les concentrations de l'ion à stabiliser; C_T le total au point d'introduction de l'eau dans le réseau, avant addition du produit stabilisant; C la valeur mesurée au point témoin sans traitement stabilisant; C_E valeur mesurée au même point témoin avec le traitement stabilisant.

On a e% = 100% lorsque, C_E = C_T, pendant le temps d'écoulement du point d'introduction au point d'observation la précipitation a été nulle; e% = 0, lorsque, C_E = C₀, la précipitation n'a pas été influencé par le stabilisant.

3.2 Stabilisation du carbonate de calcium par les polyphosphates

Les PP possédant les propriétés déjà vues (v. 2.5) peuvent inhiber le processus de formation des tartres,

stabiliser des eaux à forte dureté bicarbonatée ou contrôler les phénomènes de post-précipitation dans les installations d'adoucissement par voie chimique (procédé chaux-soude).

En ce qui concerne l'entartrage les PP peuvent intervenir à plusieurs niveaux différents du processus conduisant à la formation des tartres:

- 1) avant la cristallisation de CaCO₃ en séquestrant les ions Ca⁺⁺ et Mg⁺⁺ par formation de complexes solubles relativement stables (*stabilisation par séquestration*);
- 2) pendant la cristallisation de CaCO₃, en s'adsorbant sur les nuclei de CaCO₃, qui apparaissent en solution, en freinant la croissance des micro-cristaux et en réduisant leur cohésion (*stabilisation par adsorption*);
- 3) lors de la formation de tartres, soit en se fixant sur les surfaces métalliques nues (*stabilisation par substitution*) soit en s'insérant dans les réseaux cristallins déjà formés et en les désorganisant (*stabilisation par désagrégation*).

Ces interventions s'exerçant concurremment ne sont pas également efficaces.

En effet le mécanisme décrit en 1), compte tenu du rapport Me⁺⁺/P₂O₅, exigerait pour la stabilisation totale de 1°F de dureté une dose de 50 à 100 mg/l de PP, même dans le cas d'une eau de dureté moyenne.

Le mécanisme décrit en 3), dépendant des facteurs régissant les conditions d'accès des individus stabilisants aux nuclei et aux surfaces de la conduite et encore de l'état des surfaces, exige des doses plus ou moins importants (10 ÷ 15 mg/l pour la formation d'un nouveau film; 2 ÷ 5 mg/l pour débarrasser la paroi des vieux tartres).

Par contre, en utilisant un PP vitreux, la dose nécessaire pour la stabilisation dépasse seulement en quelque cas particuliers 2 mg/l [6]. Des trois mécanismes indiqués, l'adsorption seulement exige pour une complète stabilisation des doses si faibles; et en effet on a trouvé que la base du processus de stabilisation est constituée exactement de l'adsorption [22].

Le mécanisme est encore efficace en présence de substances solides suspendues dans l'eau qui peuvent agir comme nuclei de cristallisation, quand même elles n'adsorbent pas les phosphates. L'adsorption de ces substances par les micelles de PP peut encore s'exercer après un premier dépôt de CaCO₃, et elles ne peuvent plus agir comme nuclei de cristallisation.

La stabilisation va perdre son efficacité à fur et à mesure qu'on chauffe l'eau. Des essais effectués en laboratoire par HATCH [6] montrent qu'une eau stabilisée par 2 mg/l de PP vitreux à 40°C maintenait en solution une teneur de Ca(HCO₃)₂ de 800 mg/l (exprimée en CaCO₃) et chauffée à 80°C, 300 mg/l environ; la même eau sans traitement pouvait contenir 200 mg/l de Ca(HCO₃)₂ à 40°C et 100 mg/l environ à 80°C.

Dérivant principalement de l'adsorption, la stabilisation sera influencée par tous les facteurs qui régissent:

- a) le processus de formation des micelles de PP et des nuclei de CaCO₃: température, concentration, vitesse de précipitation, turbulence de l'eau, présence de germes etc.;
- b) le processus d'adsorption: formes et dimensions des nuclei et des micelles, température, pH, présence de substances solides adsorbant les PP, etc.

En pratique lorsque la stabilisation de l'entartrage sera envisagée à l'échelle du réseau complet, il faudra tenir compte dans la détermination des doses, de l'évolution le long du réseau du processus, et s'inspirer des mêmes principes pratiques de contrôle déjà plusieurs fois mentionnés.

BIBLIOGRAPHIE

1. Noisette, G.
PROC. of FIFTH INTERNATIONAL WATER SUPPLY CONGRESS—Berlin, 1961.
2. Girard, R.
Etude physico-chimique des eaux douces salines. Ed. CR-PAM (Société des fonderies de Pont-à-Mousson) Mars 1970.
3. Legrand, L. et Poirier, G.
Théorie des eaux naturelles—Ed. Eyrolles—Paris 1972.
4. Leclerc, E.
CORROSION et ANTICORROSION, 8, No. 1, Jan. 1960.
5. Girard, R.
CORROSION et ANTICORROSION, 12, No. 8, Déc. 1964.
6. Hatch, G. B. and Rice, O. IND. AND ENG. CHEM. 37, No. 8, Aug. 1945, p. 710.
7. Mansa, J. L. and Szybalsky, W.
CORROSION, 8, No. 11, Nov. 1952, p. 381.
8. Butler, G.
PROC. 3rd EUROPEAN SYMP. ON CORROSION INHIBITORS Ferrara, 1970 ANNALI UNIV. FERRARA, Sez. V, Suppl. No. 5.
9. Lamb, J. C. and Eliassen, R. J.
JOUR. AWWA, 46, 1954, p. 445.
10. Hatch, G. B.
MATERIALS. PROTEC. 8, No. 11, Nov. 1969, p. 31.
11. Hatch, G. B. IND. ENG. CHEM. 44, No. 8, Aug. 1952, p. 1780.
12. Leclerc, E. et Poirier, G.
PROC. of INTERNATIONAL WATER SUPPLY CONGRESS, Vienna 1969.
13. Emploi des inhibiteurs dans les circuits d'eaux potables
Rapport du Group de Travail "Inhibiteurs" de la Commission 3 A du CEECOR (En cours de publication).
14. Butler, G. and Stroud, G.
BR. CORROS. J. 6, No. 7, JULY 1971, p. 155.
15. Hatch, G. B. and Rice, O. IND. AND ENG. CHEM. 32, No. 10, Dec. 1940, p. 157.
16. Murray, W. B.
JOUR. AWWA. 62, 1970, p. 659.
17. Kelly, G. E. and Rise, M. A.
MATERIALS PROTEC. and PERF. 12, No. 4, Apr. 1973, p. 28.
18. Evans, U. R.
The corrosion and oxidation of metals—Arnold Ltd. London 1961 p. 163.
19. Lehrman, L. and Schuldener, H. L. IND. ENG. CHEM. 44, 8, Aug. 1952 p. 1765.
20. Wood, J. W. Beecher, J. S. and Laurence, P. S.
CORROSION, 13, No. 11 Nov. 1957, p. 719t.
21. Schuldner, H. L. and Sussman, S.
CORROSION, 16, No. 7, July 1960, p. 12.
22. Hatch, G. B. and Rice, O. IND. ENG. CHEM. 31, 1939, p. 51.

Summary

Corrosion and scale inhibitors for drinking—water pipes

The practice of treating drinking water with inhibitors to prevent corrosion of the walls of metal pipes and the formation of scale in them (stabilisation) is increasingly used, involving as it usually does very simple installations. On occasions, it is the only means possible.

An inhibitor can be used in drinking water if the doses needed to protect the whole system comply with potability requirements (toxicity, taste, odour, colour, etc).

The effect of the corrosion inhibitor is generally to deposit on the pipe walls a protective film consisting of molecules of the inhibitor, often mixed with products of corrosion of the metal surface.

On the other hand, stabilising substances (scale inhibitors) act in such a manner that the mineral elements contained in the water which cause scale to form remain in solution throughout their period of use.

The choice of the most suitable inhibitor involves the evaluation of various factors concerning the characteristics of the water, the dose of the inhibitor, the physical

characteristics of the network to be protected and the economic aspect of the system.

All that office studies can do is lead to an initial approximate choice of inhibitor and dosage, and it is necessary before commencing treatment to carry out prior laboratory dosage tests and similar tests on pilot installations.

Despite this, the efficiency of the treatment cannot be appreciated until after the event, in the light of experience on the network. In this connection, it is very important to have reference sections at various points in the system.

The report considers certain substances more generally used for inhibiting corrosion (polyphosphates, zinc phosphate, silicates) and for stabilising water containing calcium bicarbonate (polyphosphates).

It examines the formulation and peculiarities of the action mechanisms of the inhibitors contemplated, with a view to reaching conclusions which will be useful in practice to ensure that they are correctly used and that the dosage is adequate.

Special commission on the pollution and protection of water sources

Subject 1

Quality criteria for surface water to be treated to drinking water

Interim report

Report drafted by Prof. P. L. Knoppert in cooperation with Dr. P. Descroix and delivered on behalf of the special commission after approval by its chairman C. Gomella

1.

At the New York Congress of the I.W.S.A. the "Committee on Pollution and Protection of Water Sources" offered a proposal on quality criteria for surface waters.

During the discussion it became evident that there was not unanimous agreement on the subject. It was obvious that there were important differences in the situation in the different countries and that it would be very difficult if not impossible to come to general acceptance of the proposed quality criteria. For that reason the congress was not asked for a pronouncement and the committee decided to devote further study to the subject. The following programme was drawn up:

- a. To make a survey of the situation concerning water pollution and protection against pollution in the different countries.
- b. To open a discussion with the different countries on quality criteria for surface water, especially from the point of view of the water supply industry.
- c. To see if it is possible to arrive at acceptable practical recommendations.

2.

As it was clear that the time available between the New York and the Brighton Congress would be too short to finish the work the Committee decided:

- a. To start the information exchange and discussion with the member countries of the Pollution Committee, and to extend this later to the other member countries of the I.W.S.A.
- b. To bring an interim report to the Brighton Congress and if possible a final report at the Amsterdam Congress in 1976.

3.

The following questionnaire was devised:

3.1

Is there in your country a law or are there recommendations providing for drinking water quality standards?

If so please enclose a copy of this law together with a summary and the standards either in English or French.

Do these standards follow the European, International, or WHO water quality standards?

3.2

If there are standards, are they the same for the whole country or different for different districts of the country?

What are those districts?

3.3

Does the law give recommendations on the quality of drinking water?

If so, please enclose a copy and a summary.

3.4

If there are standards and/or recommendations in your country, what is the opinion of the waterworks about it?

Do the waterworks have their own "goal standards"?

If so, please enclose a copy and a summary.

3.5

If there are no legal drinking water quality standards and/or recommendations, do the waterworks think there should be?

And which?

3.6

Is there in your country any quality control on water in rivers, lakes and reservoirs?

If so, how is it organised, is it based on law or regulations and is it the same for the whole country or different for different districts?

What are those districts?

3.7

Are the waterworks in your country involved in the control mentioned under 3.6?

If so, how?

If not, do the waterworks think they should be?

3.8

Are there any limitations on the discharge of sewage and waste waters into rivers or other water bodies (lakes, reservoirs, etc. . .)?

If so, are they based on law and are they the same for the whole country or different for different districts?

What are those districts?

Please enclose a copy of these limitations, together with a summary.

3.9

Are there quality criteria for surface water?

If so, which are based on law and which are the same for the whole country or different for different districts?

What are those districts?

How does it work in practice?

3.10

If there are quality criteria for surface water, was the drafting of these influenced by the waterworks?

And how?

What is the opinion of these quality criteria and their level?

3.11

If the drafting of the quality criteria for surface water has not been influenced by the waterworks, do they think it should have been?

And how?

3.12

If there are no quality criteria for surface water, do the waterworks think there should be?

And which criteria?

Please enclose a copy of these criteria, with a summary.

3.13

What do the waterworks think those criteria should be:

—the same internationally?

—per country?

—per river basin?

3.14

If there are in your country rivers flowing along or across international borders, is there international co-operation regarding the water quality of these rivers?

If so, how is it organised and how does it work out in practice?

4.

It is clear that the questionnaire was divided into four parts.

Part A: Drinking water standards—facts

Questions 1-3

Part B: Drinking water standards—opinions

Questions 4 and 5

Part C: Surface water quality—facts

Questions 6-10

Part D: Surface water quality—opinions

Questions 11-14

Parts A and B are necessary to get a better understanding of parts C and D, because there is an undeniable relationship between:

- the quality of the finished product as delivered to the consumer;
- the acceptable treatment technologies;
- the quality of the raw water.

The questionnaire was sent to nineteen countries. Answers from the undermentioned countries were received in time to be dealt with in this paper: Austria,

Belgium, Bulgaria, Denmark, Finland, France, Germany, Great Britain, Ireland, Netherlands, Nigeria, South Africa, Spain, Sweden. The answers are compiled in accordance with the four parts. Information was also received of the work on water quality criteria by the World Health Organisation, the Council of Europe and the European Economic Community.

Under the wording "laws" hereunder are grouped all texts having a legal enforcement, whether they were passed by Parliament, Minister or branch of a ministry.

For countrywide applied laws the expression "National Law" is chosen. The expression "regional" is used for laws or regulations which apply only to a part of a country or a nation. Recommendations are texts which should be followed as far as possible but have no legal value.

5.

Part A: Drinking water standards—facts

Questions 1-3

5.1 Austria

There are no Austrian laws or recommendations on drinking water quality standards. The law stipulates only that every single water supply has to be examined by a separate commission which, in consideration of the technical, chemical and general aspects of this water supply, sets the drinking water quality standards individually and in accordance with the WHO European Standards for Drinking Water. The law regulating the work of these commissions and their competence is the same for the whole country; the commissions operate at regional level.

5.2 Belgium

There is a Belgian law on drinking water quality standards giving "Maximum Permissible Levels" for 23 quality parameters. These standards do not follow the WHO Standards and they do not give maximum levels for ammonium, hardness, mineral oils, detergents, pesticides, etc.

The law is applied countrywide and there are no additional recommendations given.

5.3 Bulgaria

There is a Bulgarian law on drinking water quality standards which is supplemented by recommendations about sampling and analytical methods.

A comparison of the "Maximum Permissible Levels" of the Bulgarian drinking water quality standards with the WHO International Standards for Drinking Water shows that the Bulgarian standards are generally more stringent.

The Bulgarian drinking water quality standards are applied countrywide and give no values for detergents, mineral oils, pesticides, etc.

5.4 Denmark

The Danish law is markedly influenced by the fact that ground water is practically the only source of drinking water in Denmark. There is no Danish law concerning drinking water quality standards. The existing recommendations follow the WHO Standards for Drinking Water and are applied countrywide.

5.5 Finland

The Finnish Public Health Act provides the legal basis for drinking water quality standards which are set by the National Board of Health. Although these legal standards are based on the International WHO Standards, they have been extensively adapted to Finnish circumstances.

The drinking water quality standards are applied countrywide and there are no additional recommendations given.

5.6 France

There is a French law on drinking water quality standards giving the "Maximum Permissible Levels" of 18 quality parameters. A revision of this law which is under way will bring the French drinking water quality standards closer to the WHO International Standards.

Both the present and the revised form of the law are not supplemented by recommendations and are applied countrywide.

5.7 Germany

Recommendations on drinking water quality standards are given in a part of the German industrial norm book, in the DIN 2000. Two German laws, the Food Quality Act and the Epidemics Prevention Law provide possibilities for the introduction of legal drinking water quality standards.

Supplementary regulations to the Food Quality Act are concerned with residual substances originating from water purification and stabilization.

More comprehensive drinking water quality standards based on the WHO European Standards are in preparation and exist in the form of a draft.

All standards are applicable to the whole country.

5.8 Great Britain

There are no British laws on drinking water quality standards but there are comprehensive recommendations about "The Bacteriological Examination of Water Supplies".

The Water Act 1945 stipulates only that the drinking water has to be 'wholesome' and water undertakings when ensuring that the water they supply meets the requirement of 'wholesomeness' have regard to and generally follow or use as guidelines the WHO European Standards for Drinking Water. The bacteriological standards mentioned above are applicable throughout the whole country.

5.9 Ireland

There are no laws or recommendations for drinking water quality standards.

The provision and quality of drinking water is the responsibility of the local authorities (Water Authorities) within their own areas. These Water Authorities use the WHO Standards as a guide and not as legally binding standards.

5.10 Netherlands

There exists a Dutch law on drinking water quality standards giving "Maximum Permissible Levels" for 7 quality parameters and indicating standard methods for the analysis of drinking water. This law is supplemented by regulations and recommendations:

- regulations within the framework of the law about the hygienic examination of drinking water;
- recommendations of the Dutch Waterworks Association on considerably more parameters than given by the legal standards.

The Dutch legal drinking water quality standards are the same for the whole country and they do not follow the WHO Standards.

5.11 Nigeria

At present there do not exist any laws or recommendations on drinking water quality standards in Nigeria.

A countrywide law on the basis of the WHO Standards for Drinking Water, which will give recommendations too, is planned.

5.12 South Africa

There is no South African law for drinking water quality standards and the existing recommendations which are applied throughout the whole country are based on the WHO Standards.

5.13 Spain

There exists a Spanish law for drinking water quality standards dating from 1920. The approved draft of the Spanish Food Quality Act of 1967 contains further standards for the quality of drinking water which are not yet integrated into the law and therefore have to be considered only as recommendations.

These recommendations will be a part of the future law which will be countrywide and in accordance with the WHO Standards for Drinking Water.

5.14 Sweden

Drinking water quality standards in Sweden are not fixed in law; they have the legal status of recommendations and are applied countrywide.

These recommendations do not follow the WHO Standards for drinking water but distinguish four criteria for the evaluation of drinking water quality:

1. Contents which, if a certain level is exceeded, make the water strictly unsuitable for drinking purposes. (As, Pb, CN, Cd, Cr, Se, Ag, coliforms).
2. Contents which, if a certain level is exceeded, make the water questionable for drinking purposes. (colour, turbidity, taste, odour, KMnO_4 , Fe, Mn, Cl, SO_4 , Standard Plate Count 22°C).
3. Contents which are technically worthy of comment but do not affect the suitability of a water for drinking purposes. This point indicates ranges as well as limits.
Parameters as above plus: hardness, pH, detergents, Al, Cu, Zn, phenols.
4. Contents which, if a certain level is exceeded, are hygienically questionable.

(ammonium, nitrite, nitrate, fluoride, coliforms, Standard Plate Counts 22°C). In this case special investigations have to be made about the origin of the contents of the water, possibility of variations in concentration, etc., in order to get a good base to determine the hygienic character of the water.

6.

Part B: Drinking Water Standards —Opinions

Questions 4 and 5

6.1 Austria

The Austrian Water Supply Association thinks that the individual examination of every water supply by a commission offers great advantages regarding flexibility and a good balance of contradictory interests.

Nevertheless the individual waterworks would like to see the introduction of legal drinking water quality standards because this would give them more freedom for operation than the rather stringent standards fixed by the decisions of the examining commissions.

The waterworks do not have their own additional "goal standards".

6.2 Belgium

The waterworks do not have their own additional "goal standards". The Belgian Waterworks Association thinks that the law should indicate analytical methods and the legal standards giving "Maximum Permissible Levels" should be supplemented by recommendations indicating "Highest Desirable Levels".

6.3 Bulgaria

The Bulgarian waterworks do not have their own "goal standards" and the Ministry concerned has no comment on the present state of the drinking water quality standards.

6.4 Denmark

Generally, drinking water quality standards more explicit than the WHO Standards (which are used as recommendations) are considered as necessary.

The Danish waterworks do not have their own "goal standards" and they think that legal drinking water quality standards should be introduced based on WHO Standards, but adapted to Danish circumstances.

6.5 Finland

The Finnish waterworks consider the legal drinking water quality standards which follow mainly the WHO International Standards as pertinent and they do not have their own "goal standards".

6.6 France

The French waterworks accept the present legal standards and consider them as an absolute minimum requirement for the quality of drinking water.

Besides the above mentioned standards, the waterworks do not have their own "goal standards".

6.7 Germany

The Association of German Gas and Water Experts (DVGW) thinks that the legal situation of the water supply undertakings in general, and of the drinking water quality standards in particular, could be improved by the creation of one comprehensive law which would replace the various laws being applied at present. This law should be continuously adapted to the actual state of knowledge by supplements worked out by the DVGW. At the moment there are drinking water quality standards prepared within the framework of a future manual of the DVGW. These standards will refer to two categories of substances in drinking water:

The first category deals with contents that should be present in certain concentrations (Ca^{++} , Mg^{++} , K^+ , HCO_3^- , Cl^- , $\text{SO}_4^{=}$, Na^+ , F^-); the second category deals with substances and man-made pollutants and their "Maximum Permissible levels".

6.8 Great Britain

It should be stated that the water industry in England and Wales is under comprehensive reorganisation, which will come into force on 1st April 1974, when the whole question of water will be dealt with in ten Regions only.

Numerous investigations and studies, in particular by the Steering Committee on Water Quality of the Department of the Environment have led to the conclusion that the WHO European Standards for Drinking Water, with some modifications, are generally acceptable for the United Kingdom.

The Waterworks do not have their own "goal standards" and are generally satisfied with the national bacteriological recommendations.

6.9 Ireland

Since the provision as well as the quality of the drinking water is the responsibility of the local authorities within their own areas, the Irish waterworks have their own "goal standards" which comply with the WHO European Standards for Drinking Water.

It is not considered essential at present to introduce legal standards for drinking water quality but some additions to the WHO Standards are considered to be desirable.

6.10 Netherlands

The waterworks think that the Dutch legal drinking water quality standards in their present form are not sufficient because they refer only to seven parameters and they tolerate too high concentrations of nitrate, lead, arsenic and selenium. Therefore the waterworks have their own "goal standards" in the form of recommendations of the Dutch Waterworks Association (VEWIN) which refer to considerably more parameters than the legal drinking water quality standards. It is generally felt that these recommendations as well as the law should be improved and completed particularly with regard to organic substances, heavy metals and micropollutants.

6.11 Nigeria

Since there are at present no legal regulations, the Nigerian Water Supply Association thinks that there should be established legal drinking water quality standards and recommendations.

The Water Supply Association works towards the WHO International Standards for Drinking Water and it is considered certain that these WHO Standards will be acceptable to all waterworks as a future law.

6.12 South Africa

The South African waterworks do not have their own additional "goal standards".

The WHO Standards used are obviously considered as adequate because there was no opinion expressed about this matter.

6.13 Spain

It is generally considered as purposeful and convenient that the regulations in the draft of the Food Quality Act of 1967 differentiate between "Maximum Permissible" and "Highest Desirable Levels" and between "Drinking Water" and "Water that is Hygienically Tolerable".

Nevertheless, the waterworks think that some of the above mentioned regulations, being now seven years old, should be revised.

Waterworks do not have their own additional "goal standards".

6.14 Sweden

The waterworks do not have their own "goal standards" but they generally think that the Swedish drinking water quality standards given as recommendations should be completed by the addition of the "Maximum Permissible Levels" for viruses, pesticides, extractable organic substances, polycyclic aromatic hydrocarbons, etc.

7.

Part C: Surface Water Quality—Facts

Questions 6-10

7.1 Austria

The governmental quality control of surface waters is based on a national law which is executed at regional level. The waterworks are involved in this control only as far as they use surface waters for their supply, which is still exceptional for Austria.

The limitations on the discharge of waste water into surface waters are determined in every particular case by a commission which sets the effluent standards individually as a compromise between the contradictory interests.

The work and the competence of these commissions, which operate at regional level, are regulated in a national law.

There are no Austrian quality criteria for surface waters; generally the recommendations for the quality conservation of Bodensee (Lake Constance) given in a joint agreement of Austria, Germany and Switzerland about this border lake, are applied.

7.2 Belgium

Enforcement of the National law is just beginning and it will be fully applied only when the scientific institutes are staffed with the necessary personnel.

The waterworks are not at present involved in this quality control but think that this would be absolutely necessary.

The discharge of waste water into surface waters is limited by a national law which gives a grouping of surface waters in four classes according to their use as:

- class 1: raw water for the production of drinking water;
- class 2: fishing water or for watering of animals;
- class 3: water for industrial use;
- class 4: surface waters which do not belong to one of the other classes.

No effluent is allowed to cause deterioration in the quality of the receiving water beyond the limits of its class.

Strictly speaking these limits are not quality criteria for surface waters in the true sense, but generally the above-mentioned four classes are used as such criteria.

The Belgian Water Supply Association participated in the drafting of all regulations referring to water quality.

7.3 Bulgaria

The quality control of surface waters which is based on national laws and recommendations is limited to surface waters used for water supply.

The waterworks are only concerned with the quality control of their reservoirs. The Bulgarian laws for the limitation of waste water discharges into surface waters distinguish in the case of rivers between three classes depending on the water use in the different sectors of the rivers. Comprehensive limits which must not be exceeded by the discharge of effluents were worked out under the guidance of the waterworks organisation.

Except for rivers, and for these only partially, no surface water quality criteria exist.

7.4 Denmark

The quality control of surface waters is based on a national law but organised in "Counties" which have their own water courts.

The waterworks are at present not involved in this quality control but think this would be necessary.

The discharge of waste water is regulated in a national law, the Water Courses Protection Act.

The very rare use of surface waters for water supply in Denmark results in the fact that only hygienic quality criteria for surface waters exist in the form of a law which is not the same for the whole country. The drafting of these surface water quality criteria was influenced by experts of the waterworks organisation.

7.5 Finland

The quality control of surface waters is based on a national law. The waterworks usually check the quality of surface waters only at their intakes but in some cases a survey is extended to larger areas from which the water is taken.

The discharge of waste water into surface waters is regulated in two national laws, the Water Act and the Public Health Act.

The Association of Finnish Cities has published recommendations on the quality of raw water used for public water supply. The drafting of this surface water quality criteria was strongly influenced by the waterworks.

7.6 France

The quality control of surface waters is based on a national law which is supplemented by regulations. The waterworks are not directly involved in this quality control but think they could have more direct responsibility.

The limitations for the discharge of waste water into surface waters are based on national recommendations which give limitations for municipal sewage as well as for industrial waste water. Surface water quality criteria are being drafted at present. Consulting experts of the waterworks organisation are participating in this drafting.

7.7 Germany

The quality control of surface waters as well as the limitations for the discharge of waste water into surface waters are regulated in national laws and recommendations which are supplemented by regional laws.

The waterworks are involved in this quality control and think that they should have influence on the whole management of the water bodies which serve as raw water sources. Surface water quality criteria exist in the form of a technical paper with recommendations of the German Association of Gas and Water Experts (DVGW).

At present this paper concerning the quality of surface water used as raw water for water supply is undergoing a revision which will result in a differentiation between two raw water classes suitable for drinking water supply.

The above-mentioned recommendations are applied to the whole country.

7.8 Great Britain

The quality control of surface waters is based on national laws and regulations and concerns only rivers. This control is at present carried out by some twenty-nine River Authorities but after 1st April, 1974, this duty will be included in the functions of the ten new Regional Water Authorities.

The waterworks check the surface water quality at their intakes.

Limitations for the discharge of waste water into surface waters exist for rivers only. These limitations are based on national laws but the conditions for the discharge of effluents laid down as consents by the local River Authority vary from district to district.

There are no official quality criteria for surface waters in the United Kingdom.

7.9 Ireland

The quality control of surface waters as well as limitations on the discharge of waste water are regulated in a multitude of laws. The existing administrative arrangements are generally considered as inadequate for the effective prevention of pollution.

There are no surface water quality criteria in existence.

7.10 Netherlands

The quality control of surface waters, as well as the limitations for the discharge of waste water, are based on a national law which is supplemented by regulations of the regional water authorities.

All waterworks check the quality of the raw water at their intakes and most of them do additional surveys of larger parts of their raw water sources. It is considered as necessary that the waterworks participate in the control and management of the water bodies they use as a raw water source.

At present there are no legal surface water quality criteria in the Netherlands; only for the River Rhine do there exist guidelines in a memorandum of the IAWR (International Working Group of Water Supply Undertakings in Rhine Catchment Area).

7.11 Nigeria

There is at present no quality control of surface waters in Nigeria, but it is planned on the basis of a future national law. The waterworks will be in an advisory and possibly executive capacity for this control.

At present, there are no limitations regarding the discharge of waste water but regulations on a national level are expected.

There are at present no surface water quality criteria but their drafting will be certainly influenced by the waterworks.

7.12 South Africa

The quality control of surface waters as well as the limitations on the discharge of waste water into surface waters are based on national laws.

The waterworks are not involved in the quality control of surface waters but think that they should be.

At present there are no surface water quality criteria but the need for such criteria is recognised in spite of the fact that South African surface waters are still relatively free from pollution.

7.13 Spain

The quality control of surface waters as well as the limitations on the discharge of waste water into surface waters are based on a multitude of laws and regulations. These are basically uniform for the whole country, but in some cases they contain specific criteria for some river basins.

At present the waterworks are not involved in the quality control of surface waters but think that they should be. There are no surface water quality criteria in existence.

7.14 Sweden

The quality control of surface waters is not based on laws or regulations but is carried out in several waters by governmental institutions, waterworks or effluent

dischargers. The quality survey by the waterworks is usually restricted to their intake areas.

The limitations on the discharge of waste water into surface waters are based on a national law and the required degree of purification is determined according to local conditions. A greater than 90% reduction of BOD₇, and phosphates is usually required for municipal effluents.

The National Swedish Nature Conservancy Office published a committee report on "Water Quality Criteria for Swedish Surface Waters". These comprehensive criteria, which partly follow U.S. water quality criteria, are divided into four main sections dealing with bathing, public water supply, fishing and general aspects of pollution.

These criteria are used as guidelines and are considered as a good attempt at final standards.

The waterworks did not influence the drafting of these criteria.

8.

Part D: Surface Water Quality—Opinions

Questions 11-14

8.1 Austria

The Austrian Water Supply Association thinks that the drafting of surface water quality criteria should be influenced by the waterworks organisation and that criteria based mainly on the recommendations for the quality conservation of the Bodensee given in a joint agreement of Austria, Germany and Switzerland about this border lake should be introduced.

These criteria should be the same per country or, in case of a very heterogeneous topography, per river basin.

Generally, there is international co-operation regarding the water quality of boundary waters.

8.2 Belgium

The Belgian Water Supply Association thinks that surface water quality criteria should be established. The drafting of these criteria should be influenced by the waterworks organisation and particular importance should be attached to organic and inorganic micro-pollutants. These criteria should be the same per river basin.

Regarding the quality of boundary waters, international co-operation is developing but many difficulties have to be overcome.

8.3 Bulgaria

The drafting of the present surface water quality standards which exist partially for rivers has been influenced by the waterworks organisation. People agree that the waterworks should be consulted for the further completion of the surface water quality standards which should be internationally co-ordinated and specified for rivers, lakes, reservoirs and sea waters.

There is international co-operation regarding the quality of boundary waters which takes place in bilateral commissions.

8.4 Denmark

The waterworks think that the present legal surface water quality criteria which only refer to the hygienic quality of surface water should be supplemented by additional criteria.

The drafting of these present criteria was not influenced by the waterworks. People think that the waterworks organisation should have influence on additional future surface water quality criteria which should be co-ordinated internationally.

8.5 Finland

The waterworks are satisfied that they participated in the drafting of the present surface water quality criteria. There is no unanimous opinion on whether such criteria should be valid internationally, per country or per river basin.

International co-operation regarding the quality of boundary waters is regulated in bilateral agreements with Sweden and the Soviet Union.

8.6 France

The waterworks organisation is satisfied that it participated in the drafting of the surface water quality criteria. The general opinion is that the same criteria should be applied per river basin.

The waterworks organisation thinks that surface water quality criteria should be used for the protection of water quality and not as a regulation which, applied to the dilution principle, works as a limit for the abstraction of water by waterworks.

International co-operation regarding the quality of boundary waters is regulated in bilateral or multi-lateral agreements and considered to be progressing in a satisfactory manner.

8.7 Germany

The Association of German Gas and Water Experts (DVGW) which published the surface water quality criteria for Germany thinks that uniform criteria should be applied internationally for large connected economic territories such as the E.E.C.

There is international co-operation regarding the quality of boundary waters which has proved to be fairly effective, with the exception of the River Rhine owing to the complexity of the situation.

8.8 Great Britain

Since there do not exist surface water quality criteria it has been the practice to rely on the opinion and advice of River Authorities.

The present comprehensive re-organisation of the water administration in England and Wales will certainly enable the new Regional Water Authorities to influence the drafting of surface water quality criteria.

The whole question of water quality criteria in the United Kingdom may be clearer by the time of the IWSA-Congress in 1976.

8.9 Ireland

There exist no surface water quality criteria in Ireland at present.

The establishment of criteria is being considered.

The local Authorities who operate waterworks have made recommendations to the Central Authority on Criteria and Methods of Control.

8.10 Netherlands

The waterworks think that the drafting of surface water quality criteria should be influenced by them.

The surface water quality criteria given in the memorandum of the International Working Group of Water Supply Undertakings in the Rhine Catchment Area (IAWR) should be used for the suitability for drinking water and they should be complemented by other criteria for recreational use, fishing and nature conservation.

Surface water quality criteria in the form of "goals" should be internationally the same but "standards" should be adapted to the circumstances in a particular river basin.

International cooperation regarding the quality of the River Rhine, the most important river in the Netherlands, is organised in the "International Commission for the Protection of the River Rhine against Pollution". The decisions of this commission have no mandatory force but must be ratified by the different Governments.

Until now the work of the commission has not yet resulted in significant improvements, but it seems that further deterioration of the river water quality has been more or less halted.

8.11 Nigeria

The waterworks organisations think that surface water quality criteria should be introduced which must be the same in every country.

International cooperation regarding the quality of boundary waters is stressed.

8.12 South Africa

As South African surface waters are still relatively free from pollution there do not exist any surface water quality criteria. Nevertheless the need for their introduction is generally recognised.

There is international cooperation regarding the quality of boundary waters.

8.13 Spain

The waterworks think that the recently created Spanish Water Supply Association should introduce surface water quality criteria which should be specially adapted to the circumstances in each river basin.

There is international cooperation regarding the quality of boundary waters.

8.14 Sweden

Two members of the committee which published the "Water Quality Criteria for Swedish Surface Waters" are experienced consulting engineers in the field of water supply.

Therefore a direct collaboration of the waterworks organisation was up to now not considered as necessary. The waterworks organisation thinks that the same surface water quality criteria should be applied in every country.

Generally, there is no international cooperation regarding the quality of boundary waters.

9.

Summary and conclusions concerning parts A and B of the questionnaire.

The legal situation of drinking water quality standards in the countries under consideration is the result of two basically different approaches:

In the first case, the law gives the legal background for action by stipulating that drinking water has to be proper from the health point of view and safe to drink. This kind of law is sometimes supplemented by recommendations referring to some form of drinking water standards (GB, A, F.).

In the second case the law gives directly "Maximum Permissible Levels" of the contents of drinking water. (B, BG, D, NL, E.).

These laws are sometimes supplemented by recommendations about sampling, analytical methods, etc. It is impossible to compare these two approaches in an evaluation because they have to be seen against the background of the situation in the different countries. It can be noted that there is a tendency to move in the direction of stipulating criteria. Where this is already done WHO work is often taken into account.

If there exist legal drinking water quality standards in a country they are in all cases applied countrywide. The waterworks organisations of all countries think that their drinking water quality standards, as laws or recommendations, should be completed by the addition of "Maximum Permissible Levels" for new parameters such as viruses, pesticides and organic and inorganic micropollutants.

The waterworks organisations have their own "goal standards" in only a few cases where they took initiative to improve a legal situation which they considered as unsatisfactory (D, NL) or where there are no drinking water quality standards at all (Ireland).

Generally, those countries which have no legal drinking water quality standards work towards the introduction of standards which are based on the WHO Standards for drinking water. A further examination of the answers produced the following remarks:

- Waterworks in some countries consider that their duty is to deliver water of a quality which is far better than the one compulsory according to the "Maximum Permissible Level". This tendency meets with the new approach of responsible administration to introduce "Highest Desirable Level".
- The technical level of the legal drinking water quality standards is influenced considerably by the situation in the different countries.

In Belgium for example, chloride up to 1000 mg/l and nitrate up to 76 mg/l are permissible. In the Netherlands, nitrate levels up to 100 mg/l are permissible. (expressed as NO₃)

10.

Summary and conclusions concerning parts C and D of the questionnaire.

Quality control of surface waters exists in almost all countries under consideration in spite of the fact that the legal situation regarding this control varies considerably from country to country and is generally considered as inadequate to combat successfully the ever increasing pollution.

Quality control is usually carried out by government institutions which too often suffer from a shortage of specialised personnel and co-ordination difficulties.

In some cases quality control is not extended to all surface waters. The waterworks are, with the exception of a few countries, involved in the quality survey of surface waters only as far as their intakes are concerned.

The waterworks organisations of all the countries stress the fact that it is absolutely necessary that the waterworks participate in the control and management of the water bodies they use as a raw water source.

The limitations on the discharge of waste water into surface waters are in nearly all countries based on national laws which, supplemented by regional laws, give the legal background for action.

Generally speaking, three different *modus operandi* can be observed:

- a. The decisions about discharge limitations are laid down as consents by river authorities (GB), by commissions (A) or water courts (DK).
- b. There are limits fixed for concentrations of certain substances in surface waters which must not be exceeded by the discharge of effluents.
- c. There are surface water quality criteria which are designed in consideration of a special viewpoint like the necessary raw water quality for public water supplies using standard treatment processes.

Since there is a general tendency to make little or no difference between the limits of "water classes"

or "water categories" and real "surface water quality criteria" the following definitions are given:

The above-mentioned *limits* are set only to avoid further deterioration of the surface water quality in a water course.

Having no particular quality aspects in mind, these limits are set only to maintain or shortly re-establish the pollution "status quo". These limits, if fixed on different levels, form the boundaries of "water classes" or better "water categories". In contrast to that, *surface water quality criteria* are, according to the definition of a criterion, standards which are designed in consideration of a particular viewpoint, as for instance the possibility of having water fit for recreation or fisheries.

Thus surface water quality criteria become a valuable tool for real water resources management in contrast to the limits which remain restricted to their role as discharge limitations.

The comprehensive "Water Quality Criteria for Swedish Surface Waters" and the criteria in the memorandum of the IAWR can be given as examples for real surface water quality criteria.

All countries which do not have surface water quality criteria stress the need for their introduction and it is generally considered as necessary that the waterworks organisations influence their drafting.

There is no unanimous opinion about whether or not surface water quality criteria should be the same internationally, per country or per river basin.

A proposal for generally acceptable and internationally applicable surface water quality criteria has to take in account the following problems:

- a. Impurities which for the time being cannot be affected by treatment necessarily have to be present in raw water for drinking water supply only in concentrations which entail no adverse effects. The direct connection of this problem with drinking water quality standards is obvious.
- b. Having decided about the final water quality criteria, a safety margin which is a composite function of the hydrological and industrial situation in a river basin and of the treatment processes used has to be introduced.
- c. Legal provisions have to be made that surface water quality criteria are used as a means for the defence of water quality and not, applied to the dilution principle, as an argument for the restriction of the abstraction of water by waterworks, as these are responsible for the quality of the drinking water they deliver.

As a basis for further discussions it is suggested that International Surface Water Quality Criteria for Public Water Supplies could be established in this form:

As *standards* for substances which for the time being are not, or only for a small part, affected by water treatment. The setting of these levels has to be co-ordinated with the drinking water quality standards.

As *criteria* for the rest of the quality parameters. These criteria must essentially allow for the establishment of a water quality and resources policy, which must take into account the feasibility and cost of more or less elaborate water treatment.

For commodity purposes we are led to classify these treatments as:

- Simple treatment (bank filtration or rapid sand filtration-disinfection, etc.).
- Conventional treatment (Slow sand filtration or coagulation/sedimentation/rapid filtration-disinfection, etc.).
- Advanced treatment (longtime storage—break point chlorination—conventional treatment—activated carbon treatment—ozonisation—nitrogen removal, etc.).

Surface water quality criteria and surface water categories

COUNTRY	WATER QUALITY CRITERIA OR WATER CATEGORIES	LEGAL STATUS	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	DESCRIPTION OF THE WATER TREATMENT PROCESSES WHICH WERE USED AS DESIGN BASIS FOR THE WATER QUALITY CRITERIA OR DESCRIPTION OF THE DIFFERENT WATER CATEGORIES	Dissolved Oxygen mg/l	Dissolved Oxygen %	Dissolved Oxygen Deficit %	
BELGIUM	Water Categories	LAW	CLASS I	Raw water for the production of drinking water		Generally > 70 Exception > 60		
			CLASS II	Water for fishing or for the watering of animals	Salmonides > 5 Cyprinides > 3	Salmonides > 90 Cyprinides > 70		
			CLASS III	Water for industrial use	Generally > 3 Exception > 1			
			CLASS IV	Water which does not belong to one of the other classes				
BULGARIA		LAW	CATEGORY I	The abovementioned three categories are applied only to rivers, depending on the water use in the different parts of the river. There were no more detailed data available which would allow an exact definition of these three categories	> 6.0	> 75		
			CATEGORY II		> 5.0	> 50		
			CATEGORY III		> 3.0	> 30		
FINLAND	Water Quality Criteria	RECOMMENDATION		Raw water for the production of drinking water by the following processes: Screening, Coagulation, Flocculation, Sedimentation, Filtration, Disinfection		Algae blooms must not cause a DO variation of 3 mg O ₂ /l in 24 hours	< 40	
FRANCE	Water Quality Criteria	LAW proposal under discussion	QUALITY A1	Raw water for the production of drinking water by the following processes: - Rapid filtration - Disinfection	> 7.0 (R)			
			QUALITY A2	- Screening - Coagulation - Flocculation - Sedimentation - Filtration - Disinfection	> 5.0 (R)			
			QUALITY A3	Advanced physical-chemical treatment (Use of ozone and activated carbon)	> 4.0 (R) > 3.0 (o)			
GERMANY	Water Quality Criteria	RECOMMENDATION	CLASS A	Raw water for the production of drinking water by the following processes: Natural purification processes (River bank filtration, infiltration, filtration) and disinfection			< 20	
			CLASS B	Conventional physical-chemical treatment in combination with natural purification processes and disinfection			< 40	
SWEDEN	Water Quality Criteria	RECOMMENDATION	CLASS V1	Raw water for the production of drinking water by the following processes: Rapid sand filtration followed by disinfection	LIMITS V1/V2 V2/V3 V3/V4 V5/V4			
			CLASS V2	Chemical flocculation, slow sand filtration followed by disinfection			85 - 110	
			CLASS V3	Reinforced Treatment: Prechlorination, chemical flocculation, posttreatment or artificial replenishment			70 - 125	
			CLASS V4	Long-time Storage followed by reinforced treatment under increased supervision			50 - 150	
WATER QUALITY CRITERIA FOR THE RIVER RHINE GIVEN BY THE INTERNATIONAL CONSORTIUM ON WATER SUPPLY UNDERTAKINGS IN THE RHINE CATCHMENT AREA		RECOMMENDATION	QUALITY GROUP A	Raw water for the production of drinking water by the following processes: Natural purification processes followed by disinfection			< 20	
			QUALITY GROUP B	Conventional and tested physical-chemical treatment which however does not leave a sufficient safety margin for the Rhine			< 40	

* NOTE: In all the following Tables relating to surface water quality criteria and surface water categories, the V's in the Swedish Section should all read V.

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	BOD mg O ₂ /l	COD	TOC Total	TOC after flocculation and filtration	KMnO ₄	Temperature °C	Temperature increase °C
BELG.	CL. I	BOD ₂ ²⁰ < 4					< 25 at water works intake	
	CL. II						< 20-25 depending on the kind of fish	
	CL. III						< 30	
	CL. IV						discharged water < 35	
BULG.	CAT. I	BOD ₅ ²⁰ < 5.0				< 12	different for the regions, depending on the climatic conditions	
	CAT. II	BOD ₅ ²⁰ < 10.0				< 15		
	CAT. III	BOD ₅ ²⁰ < 25.0				< 35		
FINL.		BOD ₇ ²⁰ < 4.0				< 80 in humus water	< 25	Maximum 3 due to discharges
FRAN.	QUAL. A1	BOD ₅ ²⁰ < 3.0(%)				< 10 (R)	< 22 (R) < 25 (O)	
	QUAL. A2	BOD ₅ ²⁰ < 5.0(%)				< 20 (R)	< 22 (R) < 25 (O)	
	QUAL. A3	BOD ₅ ²⁰ < 5.0(R) < 10.0(O)				< 26 (R)	< 22 (R) < 25 (O)	
GERM.	CL. A	BOD ₅ ²⁰ < 3	< 8.0	< 4.0	< 2.0			
	CL. B	BOD ₅ ²⁰ < 5	< 20.0	< 8.0	< 5.0			
SWED.	LIMITS I/1/2	BOD ₇ ²⁰ 2.0				20		
	LIMITS I/2/3	BOD ₇ ²⁰ 5.0				75		
	LIMITS I/3/4	BOD ₇ ²⁰ 7.0				100		
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL. GR. A		< 10	< 4.0	< 2.0			
	QUAL. GR. B		< 20	< 8.0	< 5.0			

COUNTRY	TERMS USED AND CLASSIFICATION	Colour	Turbidity	Conductivity $\mu\text{S}/\text{cm}$	Resistance Ohms /cm	Taste	Odour	pH-Range
BELG	CL I							Generally 6.5-8.7
	CL II							Locally
	CL III							5.0-9.2
	CL IV							6.0-10.0
BULG	CAT I	< 15 degrees Rublev scale				Without taste	Without odour	6.5-8.5
	CAT II	according to the				Without taste	Without odour	6.5-8.5
	CAT III	conditions				not determined.	not determined.	5.5-9.0
FINL		<150 units Pt.CO scale					no smell of polluted water	5.5-9.5
FRAN	QUAL A1	<20 units Pt.Co scale (o)		< 2000 (o)	> 500 (o)			6.5-8.5 (R)
	QUAL A2	< 100 units Pt.CO scale (R)		< 2000 (o)	> 500 (o)			> 5.5 (R)
	QUAL A3	<200 units Pt.CO scale		< 2000 (o)	> 500 (o)			> 5.5 (R)
GERM	CL.A.	< 5 units Pt.Co scale		< 500			threshold value < 5	
	CL.B.	< 35 units Pt.CO. scale		< 1000			threshold. value < 50	
SWED	LIMITS V1/V2	20 units Pt.CO. scale	10 mg/l SiO ₂	300		Weak	Weak	6.0-8.0
	LIMITS V2/V3	100 units Pt.CO scale	250 mg/l SiO ₂			distinct	distinct	5.5-8.5
	LIMITS V3/V4	150 units Pt.Co scale	500 mg/l SiO ₂	700		strong	strong	5.0-9.0
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL GRA	< 5 units Pt.Co scale		< 700		threshold. value < 5	threshold. value < 10	
	QUAL GRB	< 35 units Pt.Co scale		< 1000		threshold value < 35	threshold value < 100	

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	Total Hardness	Ca	Mg	Sediment of the discharged water after 2 hours cm ³ /l	Total Residue	Filtrable Residue	Nonfiltrable Residue (Total Suspended Matter)
BELG.	CL. I				< 0.5			Maximum increase 60
	CL. II				< 0.5			Maximum increase 60
	CL. III				< 0.5			Maximum increase 100
	CL. IV				< 1.5			
BULG.	CAT. I	< 10.7 m Eq/l	< 200	< 50			< 800	< 20
	CAT. II	< 10.7 m Eq/l	< 250	< 50			< 1000	< 30
	CAT. III	< 14.3 m Eq/l	< 300	< 200			< 1200	< 80
FINL.								
FRAN.	QUAL. A1							< 25.0
	QUAL. A2							No obligatory limits
	QUAL. A3							
GERM.	CL. A		< 100	< 30			< 400	
	CL. B						< 800	
SWED.	LIMITS Y1/Y2							
	LIMITS Y2/Y3							
	LIMITS Y3/Y4							
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL. GR. A						< 500	
	QUAL. GR. B						< 800	

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	Suspended Matter Organic	Suspended Matter Inorganic	NH ₄	NO ₂	NO ₃	Kjeldahl	H ₂ S
BELG.	CL I							
	CL II							
	CL III							
	CL IV							
BULG.	CAT. I			< 0.05		< 30		sulphides not permitted
	CAT. II			< 0.1		< 30		sulphides not determined
	CAT. III			< 10		not determined		sulphides not determined
FINL.			In winter: rivers < 1.0 lakes < 0.5	< 0,4	< 30			
FRAN.	QUAL. A1			< 0.05 (o)		< 50 (R) < 100 (O)	< 1.0 (R)	
	QUAL. A2			< 1.0 (R) < 2.0 (O)		< 50 (R) < 100 (O)	< 2.0 (R)	
	QUAL. A3			< 2.0 (R) < 4.0 (o)		< 50 (R) < 100 (O)	< 3.0 (R) < 5.0 (O)	
GERM.	CL. A	Rivers < 5.0 Lakes < 0.5	< 150	< 0.2		< 25		
	CL. B	Rivers < 25.0 Lakes < 1.0	< 200	< 1.5		< 50		
SWED.	LIMITS Y1/Y2			0.1				
	LIMITS Y2/Y3							
	LIMITS Y3/Y4			0.5		30		
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL. GR. A	< 5.0		< 0.2		< 25		
	QUAL. GR. B	< 25.0		< 1.5		< 25		

COUNTRY	TERMS USED FOR THE classification	SO ₄	Cl	Total organically bound chlorine	Lipophilic sparingly volatile organic Cl-compounds	Organochlor-pesticides total	Organochlor-pesticides per individual substance	Pesticides in general
BELG	CL I							
	CL II							
	CL III							
	CL IV							
BULG	CAT I	< 250	< 250					
	CAT II	< 250	< 300					
	CAT III	< 300	< 400					
FINL		< 200	< 250					
FRAN	QUAL A1	< 250 (°)	< 200 (R) < 600 (0)					< 0.001 (0)
	QUAL A2	< 250 (°)	< 200 (R) < 600 (0)					< 0.0025 (0)
	QUAL A3	< 250 (°)	< 200 (R) < 600 (0)					< 0.005 (0)
GERM	CL.A	< 100	< 100	< 0.05	< 0.01	< 0.002	< 0.001	
	CL.B	< 150	< 200	< 0.1	< 0.02	< 0.01	< 0.005	
SWED	LIMITS √1/√2	50	25					
	LIMITS √2/√3							
	LIMITS √3/√4	250	250					
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL GRA	< 100	< 100	< 0.05	< 0.01	< 0.005	< 0.003	
	QUAL GR.B	< 150	< 200	< 0.1	< 0.02	< 0.01	< 0.005	

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	Phenols	Water vapour volatile phenols	Surfactants in general	Methylene blue active substances	Oils and fats	Hydrocarbons	Mineral oil
BELG.	CL I							
	CL II							
	CL III							
	CL IV							
BULG.	CAT I	< 0.001		< 0.5		Invisible		< 0.3
	CAT II	< 0.001		< 2.0		Only traces		< 0.3
	CAT III	< 0.1		< 3.0		Only traces		< 0.3
FINL.		< 0.005			< 0.5	no oil film permitted		
FRAN	QUAL A1	< 0.001(o)		< 0.20 (o) as ABS	< 0.200(o)		< 0.001 (o)	
	QUAL A2	< 0.005(o)		< 0.20 (o) as ABS	< 0.200(o)		< 0.005 (o)	
	QUAL A3	< 0.1 (o) < 1.0 (o)		< 1.0 (R) as ABS			< 0.1 (o) < 1.0 (o)	
GERM	CL A		< 0.005		< 0.1		< 0.05	
	CL B		< 0.01		< 0.3		< 0.2	
SWED.	LIMITS V1/V2			0.1				0
	LIMITS V2/V3	0.001						0.1
	LIMITS V3/V4	0.005		0.5				0.3
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL GR. A		< 0.005		< 0.1		< 0.05	
	QUAL GR. B		< 0.01		< 0.3		< 0.2	

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	Petrol	Polycyclic Aromatics	Colinesterase inhibitors as parathion equivalents	Chelating agents	Caprolactam	Lignin compounds	
BELG.	CL I							
	CL II							
	CL III							
	CL IV							
BULG.	CAT I	< 0.1				< 1.0		
	CAT II	< 0.1				< 1.0		
	CAT III	< 0.1				< 1.0		
FINL.								
FRAN.	QUAL A1							
	QUAL A2							
	QUAL A3							
GERM.	CL A		< 0.001	< 0.005	< 0.1			
	CL B		< 0.003	< 0.05	< 0.3			
SWED.	LIMITS Y1/Y2						2.0	
	LIMITS Y2/Y3						5.0	
	LIMITS Y3/Y4						15.0	
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL GR. A		< 0.0002	< 0.03				
	QUAL GR. B		< 0.0003	< 0.05				

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	Organic phosphorus compounds.				Total Fe	Fe and Mn suspended.	Fe in solution
		Carbophos	Mercaptophos	Metaphos	Thiophos			
BELG	CL I							
	CL II							
	CL III							
	CL IV							
BULG	CAT I	not permitted	not permitted	not permitted	not permitted	< 0.3		
	CAT II	< 0.05	< 0.01	< 0.02	< 0.003	< 1.0		
	CAT III	< 0.10	< 0.02	< 0.04	< 0.006	< 1.5		
FINL					< 2.0 max. 4 in humus water			
FRAN	QUAL A1							< 0.1 (o)
	QUAL A2							< 1.0 (R)
	QUAL A3							< 1.0 (R)
GERM.	CLA						< 0.1	< 0.1
	CLB							< 1.0
SWED	LIMITS V1/V2					0.2		
	LIMITS V2/V3					1.0		
	LIMITS V3/V4					5.0		
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL. GRA.					< 1.0		< 0.1
	QUAL. GR.B.					< 5.0		< 1.0

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	Mn in Solution	PO ₄	Vanadium	Nickel	Boron	Beryllium	Arsenic
BELG	CL I							
	CL II							
	CL III							
	CL IV							
BULG	CAT I	< 0.1		not permitted		not permitted		< 0.05
	CAT II	< 0.3		at all		at all		< 0.05
	CAT III	< 0.8		< 1.0		< 1.0		< 0.5
FINL		< 0.5; more in ground water						< 0.05
FRAN	QUAL A1	< 0.05 (o)	< 0.30 (R) < 0.75 (O)					< 0.05 (O)
	QUAL A2	< 0.1 (o)	< 0.5 (R)					< 0.05 (O)
	QUAL A3	< 1.0 (R)	No obligatory Limits					< 0.05 (o) < 0.1 (O)
GERM	CL.A.	< 0.05		< 0.05	< 0.03	< 1.0	< 0.0001	< 0.01
	CL.B.	< 0.5		< 0.05	< 0.05	< 1.0	< 0.0002	< 0.01
SWED	LIMITS Y1/Y2	0.05						0.01
	LIMITS Y2/Y3	0.1						
	LIMITS Y3/Y4	0.5						0.05
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL. GRA.	< 0.05			< 0.03	< 1.0	< 0.0001	< 0.01
	QUAL. GR.B	< 0.5			< 0.05	< 1.0	< 0.0002	< 0.05

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	Barium	Silver	Mercury	Fluoride	Cadmium	Cobalt	Total Chromium
		BELG.	CL. I					
	CL. II							
	CL. III							
	CL. IV							
BULG.	CAT. I	< 1.0	< 0.01	not permitted at all	0.5 - 1.5	< 0.01	< 1.0	
	CAT. II	< 1.0	< 0.01		0.5 - 1.5	< 0.01	< 1.0	
	CAT. III	< 1.0	< 0.01	< 0.02	< 1.5	< 0.01	< 5.0	
FINL.		< 1.0		< 0.005	< 1.5	< 0.01		< 0.05
FRAN.	QUAL. A1			< 0.001(0)		< 0.005(0)		
	QUAL. A2			< 0.001(0)		< 0.005(0)		
	QUAL. A3			< 0.001(0)		< 0.005(0)		
GERM.	CL. A	< 1.0		< 0.0005	< 1.0	< 0.005	< 0.05	< 0.03
	CL. B	< 1.0		< 0.001	< 1.0	< 0.005	< 0.05	< 0.05
SWED.	LIMITS V1/V2			0.0001				
	LIMITS V2/V3							
	LIMITS V3/V4			0.005	1.5	0.01		
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL. GR. A	< 1.0		< 0.0005	< 1.0	< 0.005	< 0.05	< 0.03
	QUAL. GR. B	< 1.0		< 0.001	< 1.0	< 0.01	< 0.05	< 0.05

COUNTRY	TERMS USED FOR THE classification	Chromium trivalent	Chromium hexavalent	Copper	Lead	Selenium	Zinc	Cyanide
BELG	CL I							
	CL II							
	CL III							
	CL IV							
BULG	CAT I	< 0.1	< 0.05	< 0.1	< 0.1	< 0.01	< 1.0	< 0.01
	CAT II	< 0.5	< 0.1	< 0.1	< 0.1	< 0.01	< 1.0	< 0.02
	CAT III	< 0.5	< 0.1	< 3.0	< 0.1	< 0.01	< 1.0	< 0.1
FINL			< 1.5	< 0.05	< 0.01	< 1.5	< 0.2	
FRAN	QUAL A1		< 0.05 (0)		< 0.05 (0)	< 0.01 (0)		< 0.05 (0)
	QUAL A2		< 0.05 (0)		< 0.05 (0)	< 0.01 (0)		< 0.05 (0)
	QUAL A3		< 0.05 (0)		< 0.05 (0)	< 0.01 (0)		< 0.05 (0)
GERM	CL.A.			< 0.03	< 0.03	< 0.01	< 0.5	< 0.01
	CL.B.			< 0.03	< 0.05	< 0.01	< 1.0	< 0.05
SWED	LIMITS V1/V2		0.02	0.05		0.01	0.3	0.01
	LIMITS V2/V3				0.02			
	LIMITS V3/V4		0.05	1.0	0.05	0.05	5.0	0.2
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL G.R.A			< 0.03	< 0.03	< 0.01	< 0.5	< 0.01
	QUAL G.R.B			< 0.05	< 0.05	< 0.01	< 1.0	< 0.05

COUNTRY	TERM USED FOR THE CLASSIFICATION	Natural Uranium	Radioactivity from unidentified isotopes	Alpha radiation minus Radon 222 and Radon 220	Beta radiation minus Tritium	Tritium	Radium	TOTAL Coliform Bacteria
BELG	CL I							
	CL II							
	CL III							
	CL IV							
BULG	CAT I	< 0.6	< 4×10^{-12} C/l				< 4×10^{-12} C/l	
	CAT II	< 0.6	< 4×10^{-12} C/l				< 4×10^{-12} C/l	
	CAT III	< 0.6	< 4×10^{-12} C/l				< 4×10^{-12} C/l	
FINL		The radioactivity of the raw water may not rise above the level admissible for the drinking water						
FRAN	QUAL A1			< 3×10^{12} C/l (0)	< 3×10^{10} C/l (0)	< 7×10^{-9} C/l (0)		< 50 per 100 ml at 37°C
	QUAL A2						< 5000 per 100 ml at 37°C	
	QUAL A3						< 50000 per 100 ml at 37°C	
GERM	CL.A.							
	CL.B.							
SWED	LIMITS V1/V2							50 per 100 ml
	LIMITS V2/V3							1000 per 100 ml
	LIMITS V3/V4							10000 per 100 ml
Water quality criteria	QUAL GR.A.							
	QUAL GR.B.							

COUNTRY	TERMS USED FOR THE CLASSIFICATION	Faecal Coliform Bacteria	Colititer	Escherichia Coli	Faecal Streptococci	Salmonellas	Pathogens	
BELG.	CL. I						not permitted	
	CL. II						No discharged water is allowed to contain infectious pathogens or germs	
	CL. III							
	CL. IV							
BULG.	CAT. I		< 1.0				No pathogens content is permitted	
	CAT. II		< 0.1					
	CAT. III		not determined					
FINL.		< 1000 per 100 ml at 44°C			< 1000 per 100 ml at 35°C			
FRAN.	QUAL. A1			< 20 per 100 ml (0)	< 20 per 100 ml (0)	Absence recommended		
	QUAL. A2			< 2000 per 100 ml (0)	< 2000 per 100 ml (0)	Absence recommended		
	QUAL. A3			< 20000 per 100 ml (0)	< 20000 per 100 ml (0)	Presence tolerated		
GERM.	CL. A							
	CL. B							
SWED.	LIMITS V1/V2	2 per 100 ml						
	LIMITS V2/V3	100 per 100 ml						
	LIMITS V3/V4	1000 per 100 ml						
WATER QUALITY CRITERIA	QUAL. GR. A							
	QUAL. GR. B							

Drinking Water Quality Standards (Physical—Chemical)

COUNTRY	Legal Status of the Standards	Explanations to the Significance of the Listed Parameters	Colour	Turbidity	Taste	Odour
BELGIUM	Law	Maximum Permissible Level				
BULGARIA	Law	Maximum Permissible Level	15 Degrees Rublev	Limpidity according to Snellen min. 30 cm	no complementary taste to the odour	2 balls at 20°C
FRANCE	Law	Maximum Permissible Level	20 Units Pt-Co-Scale	15-30 drops alcoholic mastic solution (0,001) in 50 ml	no unpleasant taste allowed	no unpleasant odour allowed
NETHERLANDS	Law	Maximum Permissible Level				
	Recommendation	Maximum Permissible Level	20 Units Pt-Co-Scale	0,5 mg/l SiO ₂		
		Highest Desirable Level	10 Units Pt-Co-Scale	0,1 mg/l SiO ₂		
SPAIN	Law	Maximum Permissible Level	15 Units Pt-Co-Scale	10 mg/l SiO ₂	taste caused by treatment is tolerated	odour caused by treatment is tolerated
		Highest Desirable Level	5 Units Pt-Co-Scale	5 mg/l SiO ₂	without taste	without odour
SWEDEN	Recommendation	Suitable but remarkable from hygienic point of view				
		Suitable but remarkable from technical point of view	20-40 Units Pt-Co-Scale	weak	weak	weak
		Suitable with hesitation	> 40 Units Pt-Co-Scale	distinct or strong	distinct or strong	distinct or strong
		Unsuitable				
WHO INTERNATIONAL STANDARDS	Recommendation	Maximum Permissible Level	50 Units Pt-Co Scale	25 mg/l SiO ₂	Unobjectionable ¹⁾	Unobjectionable ¹⁾
		Highest Desirable Level	5 Units Pt-Co Scale	5 mg/l SiO ₂		

APPENDIX TO THE DRINKING WATER QUALITY STANDARDS

1. Concentrations, if not stated otherwise are given in milligrammes per liter.

2. Footnotes :

1) More detailed information in the WHO International Standards for Drinking Water.

2) Given as "Tentative Limits".

3) More levels are given for different temperatures.

COUNTRY	Temperature	Dissolved oxygen	pH range	Dry Residue	Hardness	C.O.D	KMnO ₄ - Demand
BELG			> 6.5	1500 mg/l at 105°C			
BULG	6-16°C		6.5-8.5	1000 mg/l at 105°C	9 meq/l	2.6 mg O ₂ /l	
FRAN				2000 mg/l at 105°C	desirable 6 meq/l		
NETH	5-15°C				5 meq/l		20 mg/l
		Minimum 2mg/l to 4 mg/l in the distribution network. Desi- rable are 6 mg/l					10 mg/l
SPAIN			6.5-9.2	1000 mg/l at 110°C			12 mg/l
			7.0-8.5	750 mg/l at 110°C			12 mg/l
SWED			<7.0 or >9.5		Total Hardness Ca > 100mg/l		20-40 mg/l
							> 40 mg/l
WHO INTERN STAND			6.5-9.2	1500 mg/l at 103°C	10 meq/l		
			7.0-8.5	500 mg/l at 103°C	2 meq/l		

Country	NH ₄	NO ₂	NO ₃	PO ₄	SO ₄	Fe	Mn.
BELG			76		250	0.3	0.1
BULG	not allowed	not allowed	30	0.5	250	0.2	0.1
FRAN					desirable 250	Total Fe and Mn 0.3 : 0.2 Fe - 0.1 Mn	
NETH		0.1	100				
	0.2					0.1	0.05
	0.05					0.05	Conc. below analytical sensitivity
SPAIN			30		400	Total Fe and Mn content 0.3	
			30		200	Total Fe and Mn content 0.2	
SWED	> 0.5	> 0.02	> 30				
					100 - 200	0.2 - 0.4	
					> 200	> 0.4	> 0.1
WHO					400	1.0	0.5
INTERN STAND					200	0.1	0.05

COUNTRY.	Ca	Mg	Cl	Zn	Cu	Al	F
BELG		150	1000	5.0	1.0		1.5
BULG	150	50	organic 30 mineral 250	3.0	0.2		0.7 - 1.0
FRAN		desirable 125	desirable 250	3.0	1.0		1.0
NETH			250	The solvent ability has to result in <15mg/l after 16 hours	The solvent ability has to result in <3 mg/l after 16 hours		1.2
			100 - 150				
SPAIN	200	100	350	1.5	1.5	Al ³⁺ from treatment is tolerated	1.5
	100	60	250				
SWED	> 100						> 1.5
			100 - 300	1.0	0.05	> 0.15	
			> 300				
WHO	200	150	600	15.0	1.5		1.3 (3) at 15°C
INTERN STAND	75	if 250 mg/l sulfate, 30 are allowed if not, 150	200	5.0	0.05		0.8 (3) at 15°C

COUNTRY	Ba	Pb	As	Cr 6 ⁺	Se	Cd	Ag
BELG		0.05	0.05	0.05	0.01	0.01	
BULG	1.0	0.1	0.05	0.05	0.05	0.05	
FRAN		0.1	0.05	Conc. below analytical sensitivity	0.05		
NETH		0.1	0.2	0.05	0.05		
		The solvent ability has to result in 0.3 mg/l after 16 hours					
SPAIN		0.1	0.2	0.05	0.05		
SWED							
		0.1	0.2	0.05	0.05	0.05	0.05
WHO		0.1 ²⁾	0.05 ²⁾		0.01 ²⁾	0.01 ²⁾	
INTERN							
STAND							

COUNTRY	Hg	CN	U	Agressivity against CaCO ₃	Phenols	Mineral oils	Residual chlorine after 30 minutes
BELG		0,01			0,001		
BULG		0,01	0,6		0,001		0,3 - 0,4
FRAN		Conc. below analytical sensitivity			not allowed		
NETH		0,01					
				NOT ALLOWED			
SPAIN		0,01			0,001		
SWED							
					0,001		
WHD	0,001 ²⁾	0,05 ²⁾			0,002	0,3	
INTER STAND					0,001	0,01	

COUNTRY	Detergents	Phosphorus-chlorine organic Compounds	90 Sr	226 Ra	Radioactivity from unidentified isotopes	Yearly average beta activity after subtraction of K^{40}	Gross alpha activity 3 - months average
BELG	0.5as ABS				no data available		
BULG		Not allowed	1×10^{-10} C/l	3×10^{-12} C/l	1×10^{-11} C/l		
FRAN					no data available		
NETH.						1×10^{-11} C/l	
SPAIN					no data available		
SWED	0.5						
WHO INTERM STAND	1.0 anionic detergents 0.2						3×10^{-12} C/l

COUNTRY	Gross beta activity 3. months average	
BELG		
BULG		
FRAN		
NETH		
SPAIN		
SWED		
WHO INTERN STAND	3×10^{-11} C/L	

Sommaire

Lors de la séance organisée, lors du Congrès de New-York 1972 de l'Association internationale des distributions d'eau, par la Commission spéciale de pollution et de protection des ressources en eau, il a été décidé :

- (a) de faire une enquête sur la situation concernant la pollution de l'eau et la protection contre la pollution dans les différents pays;
- (b) de discuter avec ces différents pays des critères de qualité pour les eaux de surface, du point de vue notamment de l'industrie des distributions d'eau;
- (c) de voir s'il est possible d'aboutir à des recommandations pratiques acceptables.

En conséquence, une enquête a été faite auprès des pays représentés à la Commission sur les lois existantes imposant des normes de qualité des eaux potables, sur le contrôle de la pollution des eaux de surface, sur les critères de qualité pour les eaux de surface et sur le rôle que les services publics de distribution d'eau ont joué ou jouent dans la préparation des normes de qualité et dans la surveillance de la pollution des eaux. Quatorze pays ont répondu au questionnaire dont douze pays Européens, le Nigeria et l'Afrique du Sud.

Un rapport provisoire a été rédigé en résumant toutes les réponses reçues, dont les conclusions sont les suivantes :

Eaux potables

La situation légale des normes de qualité pour l'eau potable dans les pays étudiés est le résultat de deux approches fondamentalement différentes.

Dans le premier cas, la loi donne une base d'action en stipulant que l'eau potable doit être convenable du point de vue sanitaire et saine à boire. Cette sorte de loi est quelquefois complétée par des recommandations qui se réfèrent à certaines formes de normes pour l'eau potable (Grande-Bretagne, Autriche, France).

Dans le deuxième cas, la loi donne directement des "niveaux maximaux permisibles" des corps contenus dans l'eau potable (Belgique, Bulgarie, Allemagne, Pays-Bas, Espagne).

Ces lois sont parfois complétées par des recommandations sur la prise d'échantillons, les méthodes analytiques, etc. . .

La tendance est vers la stipulation de critères, en tenant compte des critères, en tenant compte des critères recommandés par l'O.M.S.

Lorsqu'il y a des normes de qualité dans un pays, elles sont toujours appliquées à l'ensemble du pays.

Les groupements de distribution d'eau de tous les pays pensent que leurs normes de qualité de l'eau potable devraient être complétées par l'addition de "niveaux maximaux permisibles" pour de nouveaux paramètres tels que les virus, pesticides et micropolluants organiques et minéraux.

Les groupements de distributions d'eau n'ont leur propres "objectifs de qualité" que dans quelques cas, pour améliorer une situation légale qu'ils n'estiment pas satisfaisante (Allemagne, Pays-Bas) ou lorsqu'il n'y a pas de normes légales du tout (Irlande).

En outre, les distributions d'eau de certains pays considèrent de leur devoir de livrer de l'eau dont la qualité soit beaucoup meilleure que celle qui est obligatoire en vertu de "niveaux maximaux admissibles".

Cette tendance rencontre celle de l'administration responsable à introduire maintenant des "niveaux les plus élevés souhaitables".

Eaux de surface

La surveillance de la qualité des eaux de surface existe dans presque tous les pays étudiés, bien que la situation légale à cet égard varie beaucoup d'un pays à l'autre et soit généralement considérée comme inadéquate pour combattre victorieusement la pollution sans cesse croissante. La surveillance de la qualité est généralement effectuée par des organismes gouvernementaux qui souffrent trop souvent de manque de personnel qualifié et de difficultés de coordination. Les services d'eau ne sont en général impliqués dans la surveillance des eaux de surface que dans la mesure où leurs prises d'eau sont concernées.

Les groupements de services d'eau tous les pays insistent sur le fait qu'il est absolument nécessaire que les services d'eau participent à la surveillance et à la gestion des eaux qu'elles utilisent comme source d'eau brute.

Les limitations au rejet d'eaux usées dans les eaux de surface sont dans presque tous les pays basées sur des lois nationales qui, complétées par des lois régionales, donnent une base d'action légale.

En gros, on observe trois façons d'opérer :

- (a) les décisions sur les limitations de déversement résultent d'autorisations accordées par les administrations de bassin (Grande-Bretagne), par des commissions (Autriche) ou des tribunaux de l'eau (Danemark).
- (b) il y a des limites fixées à la teneur en certaines substances dans les eaux de surface que l'on ne doit pas dépasser lors du rejet d'effluents.
- (c) il y a des critères de qualité d'eau de surface, établis en fonction d'un point de vue comme la qualité nécessaire de l'eau brute pour les distributions d'eau utilisant des procédés de purification courants.

Comme la tendance générale est de ne pas faire de différence entre les limites de "classes" ou "catégories" d'eau et les "critères de qualité d'eau de surface", on peut retenir les définitions suivantes :

Les *limites* ci-dessus sont imposées pour éviter une nouvelle dégradation de la qualité de l'eau de surface dans un cours d'eau. N'ayant en vue aucun aspect particulier de qualité, ces limites sont fixées pour maintenir ou pour rétablir à court terme le statu quo de la pollution. Si ces limites sont fixées à différents niveaux, elles forment les frontières des "classes" ou mieux "catégories" d'eau.

Par contraste, les *critères de qualité de l'eau de surface* sont des normes prévues en considération d'un point de vue particulier, comme par ex. la possibilité d'avoir une eau convenant pour la récréation ou la pêche. Ces critères de qualité de l'eau de surface deviennent un outil valable pour la gestion des ressources en eau, contrairement aux limites qui restent restreintes à leur rôle de limitation de rejets.

Les critères très complets de qualité pour les eaux suédoises et les critères de mémorandum de l'I.A.W.R. peuvent être donnés comme exemples de critères de qualité d'eau de surface réels. Tous les pays qui n'ont pas de critères de qualité d'eau de surface soulignent la nécessité de leur introduction et l'on considère

généralement qu'il est nécessaire que les groupements de distributions d'eau aient une influence sur leur rédaction.

Il n'y a pas accord unanime sur le fait que les critères de qualité d'eau de surface doivent être les mêmes internationalement, par pays ou par bassin fluvial.

Une proposition pour des critères de qualité d'eau de surface généralement acceptables et applicables internationalement doit prendre en compte les problèmes suivants :

- (a) les impuretés qui pour le moment ne peuvent pas être réduites par les traitements doivent nécessairement n'être présentes dans les eaux brutes destinées à la production d'eau potable qu'à des teneurs qui n'entraînent pas d'effets nuisibles. La relation de ce problème avec celui des normes de qualité de l'eau potable est évidente.
- (b) ayant décidé des critères finals de qualité de l'eau, il faut introduire une marge de sécurité qui est une fonction composite de la situation hydrologique et industrielle d'un bassin fluvial et des procédés de traitement utilisés.
- (c) il faut que la loi prévoie que les critères de qualité de l'eau de surface soient utilisés pour défendre la qualité de l'eau et non—appliqués suivant le principe de la dilution—comme un argument pour restreindre le puisage de l'eau

par les services d'eau, ceux-ci étant responsables de la qualité de l'eau potable qu'ils livrent.

Comme base pour les discussions futures, il pourrait être utile que des critères internationaux de qualité d'eau de surface destinées aux distributions d'eau publiques soient établis sous cette forme :

- comme *normes* pour les substances qui actuellement ne sont pas ou sont très peu affectées par le traitement de l'eau. La fixation de ces niveaux doit être coordonnée avec les normes de qualité de l'eau potable.
- comme *critères* pour le reste des paramètres de qualité: ces critères doivent essentiellement permettre l'établissement d'une politique de qualité et de ressources en eau, qui doit tenir compte de la faisabilité et du coût des traitements plus ou moins élaborés.

Par commodité, nous sommes amenés à classer ces traitements par exemple en :

- traitements simples (filtration par les rives ou filtration rapide sur sable, désinfection, etc. . .)
- traitements classiques (filtration lente sur sable ou coagulation — décantation — filtration rapide, désinfection, etc. . .)
- traitements avancés (stockage de longue durée, chloration au break-point, traitement classique, charbon actif, ozone, enlèvement de l'azote, etc.)

Special commission on the pollution and protection of water sources

Subject 2

Multiple usage Reservoirs: Protection of the water quality as a potable water source

by James M. Symons

Chief, Standards Attainment Branch, Water Supply Research Laboratory, National Environmental Research Center, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.

Introduction

Suppliers of drinking water often own and/or manage large, attractive woodland areas, lakes, and reservoirs. As leisure time and interest in outdoor activities have increased during recent years, so has the desire of the public to use these areas for recreational purposes. The question now is whether the provision of safe drinking water and the use of drinking water reservoirs and watersheds for recreation are compatible.

Human use of reservoirs and watersheds undeniably results in the addition of contaminants beyond the background level; but the question is open as to how far beyond background levels and whether or not this addition will result in decreased finished water quality or significantly higher costs or both. Also, there is no question that permitting the recreational use of water supply facilities will cause additional managerial problems for the purveyor; but again, the debate is whether or not these additional problems are sufficient to ban the recreational use. This paper summarizes the attitude of several countries on this question. Multipurpose reservoirs that are not exclusively owned or managed by a water purveyor are not discussed. Distribution reservoirs holding treated water are also omitted.

United States

Through the years, numerous articles discussing the pros and cons of using domestic water supplies for water-based recreation have appeared in the literature. Many of these are concerned with the definition of adequate alternatives, the magnitude of increased cost, real versus potential hazards, the deliberate pollution of a resource and confidence in treated and disinfected drinking water. Two articles are used as a basis for summarizing the arguments on each side.

Arguments for Recreational Use

In 1956, Dambach (1) enumerated six points endorsing recreational use of water supply reservoirs:

1. Water area for recreational use is in short supply and great demand, particularly in some densely populated States.

2. Creation of water areas exclusively for recreational purposes is extremely costly and, except to a limited degree, is beyond the financial ability of most agencies concerned with this problem.

3. Use of reservoirs for both recreation and water supply appears feasible under appropriate regulations. Such multiple use contributes substantially to lowered costs of government services related to these uses.

4. As a general rule, the cost of recreational use of water supply reservoirs is borne by the benefiting public. Often, the recreationist and the water user is the same person. The method of meeting these costs should be designed to distribute the burden fairly, in keeping with applicable legislation.

5. Agencies in charge of water supplies should not reject the possibility of recreational use of waters because of lack of interest, prejudice, or inadequate funds or authority. They should rather invite the shouldering of this responsibility by agencies equipped for that purpose.

6. A surprisingly large proportion of water supply managers appear to be exponents of a philosophy that says "you can enjoy your water and drink it too". A highly significant proportion of available recreational water is provided as a byproduct of water supply storage, but thousands of acres of water are not being put to their fullest use.

Arguments Against Recreational Use

In a discussion of the Dambach paper, Riehl (2) summarized 11 arguments against the use of public water supplies for water-based recreation:

1. The pollution load will be greater. Even the smallest cause of pollution cannot be ignored, and every attempt should be made to reduce, instead of increase, the load.

2. Because the water will be more difficult to treat, costs for chemicals to assure proper taste and odour control will increase.

3. The public is entitled to, and should have, a reservoir that is not littered or repulsive to the eye. Even with constant policing, recreational use makes this impracticable.

4. The additional costs of policing the grounds and maintaining the recreational facilities (shelters, rest-rooms, and so forth) are considerable. If the utility assumes the cost, the consumer pays. If the recreational group assumes part of the cost, the utility compromises control of the reservoir.

5. Public use creates fire hazards for the shore plantings, which are so important in minimizing silting of the reservoir.

6. Public use is incompatible with heavy evergreen planting along the border area. An evergreen needle cushion affords better sheet erosion control, retards runoff of ice and snow, helps sustain stream flow, rehabilitates springs, and reduces transpiration loss.

7. The utility may be subject to large claims for accidents occurring on the grounds and must either carry broad insurance or chance expensive lawsuits.

8. Demands contrary to the best interest of the water supply will be made by various groups who wish to increase the recreational values. Such demands may include limitations on shore line planting, restrictions on algicide use, and maintenance of a constant water level.

9. Because of the increased number of potential offenders on the grounds, limited recreational use is more difficult to enforce than no recreational use at all.

10. Recreational privileges may bring a demand for cottage sites, trailer parking, and overnight camping. Such uses should not be tolerated because of the much greater pollution load they would impose.

11. Public access to the water supply may increase the risk of pollution or contamination by sabotage.

Comparative Studies

Reservoirs

The preceding arguments are somewhat philosophical and in many cases are based on a priori judgments. A search of the literature uncovered six completed studies made in various locations that attempted to determine the impact of water-based recreation on water quality of reservoirs.

Californian Department of Public Health Study

In 1959, the California State legislature appropriated funds for the Department of Public Health to study the effects of recreation on the quality of water in domestic water supply reservoirs (3). The 12 reservoirs selected for the study represented domestic water supply reservoirs closed to all recreational activity, domestic water supply reservoirs open to controlled recreational activities, and multipurpose reservoirs open to controlled recreational activities. Recreational activities at the domestic water supply reservoir open to controlled public use included fishing from the shore and from boats, pleasure boating, picnicking, and some overnight camping.

Field observations and reports from other persons disclosed conditions and practices that were both offensive and potentially hazardous. Among the undesirable factors were evidence of promiscuous defecation along the shore lines of every reservoir where recreational uses were permitted; bait, fish entrails, and other litter associated with fishing along the shore lines; various degrees of body contact with the water (wading while fishing or boat launching, falling into the water through accident or horseplay, and clandestine swimming).

General conclusions reached in this study included the following:

1. Under the observed conditions of limited patronage, restricted uses, and supervision provided, no serious degradation of water quality attributable to recreational activities was revealed.

2. At two of the reservoirs, laboratory analysis showed more bacteria in the water where there was more recreational use; but the increases in bacterial concentrations were generally not large. Tables 1 and 2 show selected data from these two reservoirs and illustrate the type of data on which this conclusion was based.

3. Objectionable practices will occur and trash and fecal matter may be deposited or washed into the reservoir wherever recreational activities are permitted.

4. As an additional safeguard against unusual circumstances or the failure of recreational control measures, treatment facilities for domestic water taken from these reservoirs must be designed to protect against the worst potential hazards.

Forrest Lake, Mo., Study

A study of Forrest Lake in Missouri was published in 1964 (4) and has been quoted widely in the debate over water-based recreation in water supplies. From June 1958 to May 1960, a lake survey was conducted to assess the possible effect of the recreational use of the watershed on the bacteriological quality of the lake's waters. Eight sampling stations were established to permit a comparison of areas within the lake where the maximum and minimum intensities of bacterial contamination were anticipated.

The principal conclusions drawn from this study were:

1. The high recreational use of the lake and watershed was not reflected by the bacterial counts at the intake tower.

2. The pollution of Forrest Lake would need to increase considerably before there would be additional costs for filtration and treatment of the waters for the municipal water supply.

Springfield, Mass., Study

In 1965, the effects of suspending fishing privileges on the water quality of two water supply reservoirs in Springfield, Massachusetts were published (5).

In October 1959, following a complaint by officials of the town of Ludlow, Massachusetts, that the deposition of rubbish and human wastes along the reservoir's shore was creating unsanitary conditions, the Springfield Board of Water Commissioners reviewed their policy of permitting bank fishing at Ludlow Reservoir. The Massachusetts State Department of Public Health also examined this problem and recommended more stringent enforcement of the rules and regulations governing reservoir use. Figure 1 shows the percentage of positive coliform portions taken from samples collected from taps in the town of Ludlow before and after the fishing ban. The percentage of positive portions decreased after the fishing ban was imposed.

TABLE 1

**RESULTS OF BACTERIOLOGICAL STUDIES AT STATIONS WITH
VARYING INTENSITIES OF RECREATIONAL USE:
CACHUMA RESERVOIR, FIRST STUDY, MAY 20—JUNE 7, 1960***

Sampling Location	Total Coliform (MPN/100 ml)			Fecal Coliform (MPN/100 ml)			Fecal Streptococci (MPN/100 ml)					
	Number of samples	Min.	Max.	Median	Number of samples	Min.	Max.	Median	Number of samples	Min.	Max.	Median
Low use area:												
Dam intake	16	<4.5	700	47	14	<2.1	2.1	<2.1	16	<2.1	4.8	<2.1
Dam surface	19	7.4	2,100	64	17	<2.1	12	<2.1	19	<2.1	240	2.1
Near toilet	20	4.8	>700	68	17	<2.1	4.8	<2.1	21	<2.1	>700	2.1
Near park intake	29	4.8	>24,000	500	18	<2.1	23	6	29	<2.1	>700	240
Tower intake surface	19	15	>24,000	620	17	<2.1	1,300	<2.1	19	<2.1	>700	15
High use area:												
Shore fishing	23	20	>24,000	620	13	<2.1	62	23	23	<2.1	>7,000	64
Shore fishing	27	2.1	>24,000	240	16	<2.1	7,000	14	27	<2.1	>700	32
Boat refueling, launching and docks	29	4.8	>2,400	500	16	<2.1	62	<2.1	29	<2.1	700	15
" "	31	4.8	7,000	230	18	<2.1	62	<2.1	31	<2.1	240	4.8
" "	27	32	2,400	620	16	<2.1	64	6	27	<2.1	240	15
Shore fishing	19	15	7,000	620	18	<2.1	230	6	19	<2.1	>700	130
Near toilet	18	20	>24,000	620	17	<2.1	230	6	18	<2.1	>700	152

*Data are for the entire study period.

TABLE 2

**RESULTS OF BACTERIOLOGICAL STUDIES AT STATIONS WITH
VARYING INTENSITIES OF RECREATIONAL USE:
FOLSOM RESERVOIR, FIRST STUDY, MAY 4—MAY 15, 1960***

Sampling Location	Total Coliform (MPN/100 ml)			Fecal Coliform (MPN/100 ml)			Fecal Streptococci (MPN/100 ml)					
	Number of samples	Min.	Max.	Median	Number of samples	Min.	Max.	Median	Number of samples	Min.	Max.	Median
Low use area:												
Intake	21	2.1	64	15	21	<2.1	2.1	<2.1	21	<2.1	2.1	<2.1
Boat refueling	11	8.6	>700	32	7	<2.1	32	2.1	9	<2.1	32	12
Boat refueling and docks	8	48	240	8.6	4	<2.1	32	6.7	5	<2.1	240	<2.1
" "	9	7.4	32	15	4	2.1	<8.6	2.1	4	<2.1	2.1	<2.1
" "	8	8.6	700	20	3	<2.1	32	<4.8	5	<2.1	2.1	<2.1
" "	10	12	700	20	6	<2.1	32	3.4	9	<2.1	12	2.1
High use area:												
Shore fishing	9	15	>700	64	5	2.1	64	32	7	2.1	64	15
Supervised swimming	12	12	700	185	6	<2.1	32	6.1	12	<2.1	700	4.5
" "	13	7.4	>700	210	10	<2.1	240	32	13	<2.1	700	2.1
" "	11	8.6	700	130	6	2.1	32	20.3	11	<2.1	700	4.8
Boat launching	8	32	700	240	4	4.8	64	12.4	5	<2.1	240	15
" "	8	15	>700	470	4	4.8	32	5.3	8	4.8	240	15
" "	9	2.1	700	130	4	4.8	64	18.4	9	<2.1	240	20
Fishing, swimming and picnicking	10	25	>700	700	5	2.1	32	32	10	4.8	240	20
" "	10	240	>700	>700	5	8.6	240	32	10	20	>700	470
" "	10	240	>700	700	10	2.1	240	64	7	7.4	>700	32

*Data are for the entire study period.

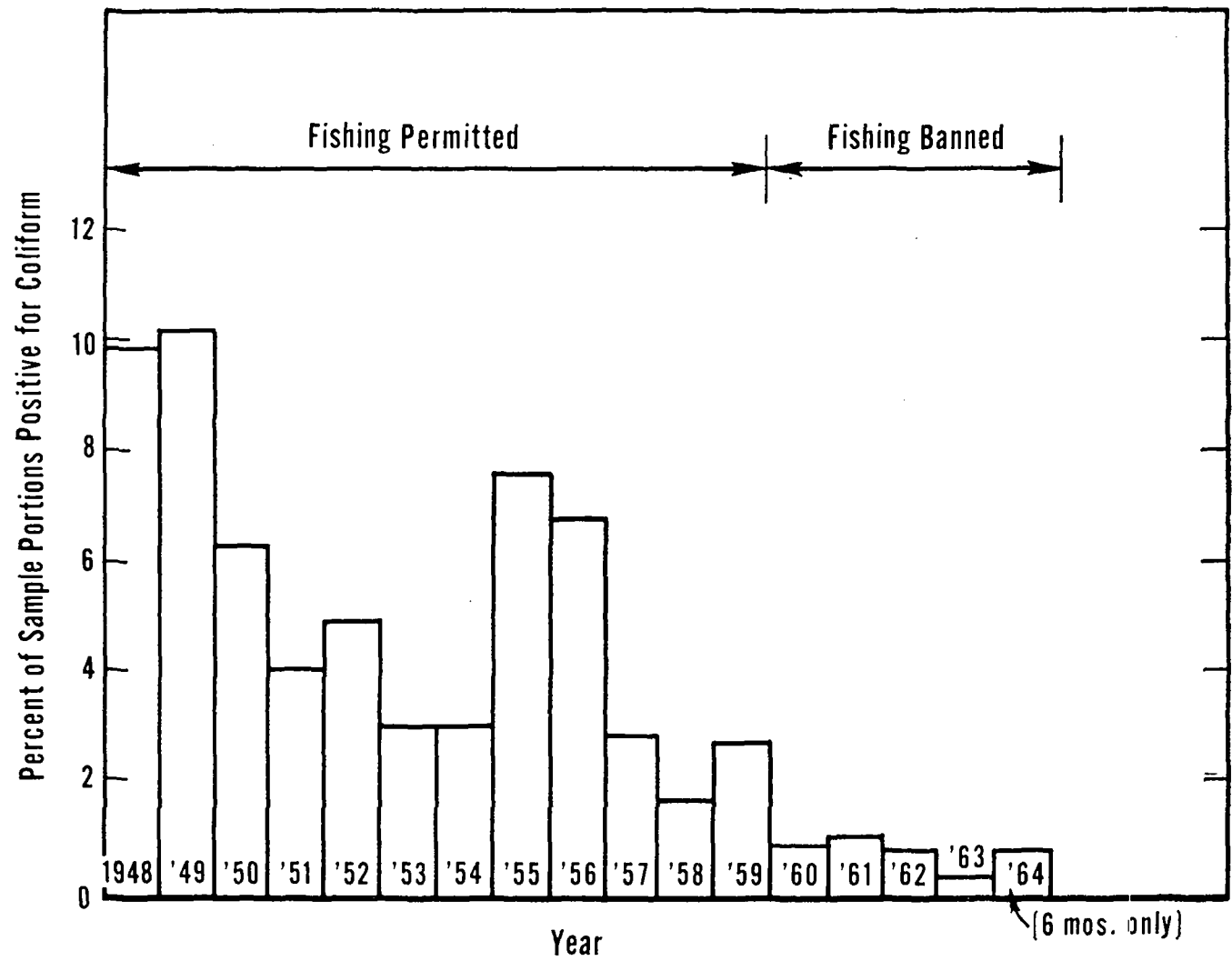


Figure 1. Coliform results of samples collected from taps in Ludlow, Mass., before and after a fishing ban.

Many of the same problems that occurred at Ludlow reservoir also occurred at other reservoirs in the Springfield supply system where bank fishing was permitted. The Cobble Mountain Reservoir, completed in 1932, was opened to bank fishing in 1950. Objectionable practices of fishermen forced closure of this reservoir to fishing on January 1, 1962. Figure 2 shows the percentage of positive coliform portions taken from samples of the raw water entering the slow sand filter plant supplied by Cobble Mountain Reservoir. The percentage of positive coliform portions increased after the reservoir was opened to fishing in 1950. Some decrease in this percentage followed the fishing ban of 1962.

From their experience with recreational activities at the Springfield reservoirs, the authors concluded: "It is our deep conviction and personal belief that water supply reservoirs should be used only for water supply purposes at all times".

Hartford, Connecticut Study

Another report published in 1965 described the experiences of the Water Bureau of the Hartford, Conn., Metropolitan District in the recreational use of its Compensating and West Branch Reservoirs (6). The report cites many problems associated with the recreational use of these reservoirs: litter control and removal, provision of sanitary facilities and repair and maintenance of the facilities necessitated by vandalism, damage to vegetation and fire danger associated with outdoor cooking, attempts to confine swimmers to the public bathing beaches, operation of a public boat livery, costs associated with the annual fish restocking program, uniformed and armed police force for crowd control, illegal parking on adjacent State highways, public resentment of rules and regulations enforced by the district, legal obligations associated with the reservoir's status as an "attractive nuisance" (including damage claims and lawsuits) and public criticism of fluctuations in reservoir water levels.

To substantiate the contention that allowing recreational use of a public water supply reservoir is a dangerous practice, comparative bacteriological data from two of the district's reservoirs are cited. One of these, Barkhamstead, is strictly a water supply reservoir; no recreational activities are allowed on it, and trespassing on adjacent district-owned land is prohibited. The other reservoir, Compensating, is used extensively for fishing, boating, and swimming.

Figure 3 shows the difference in the bacteriological quality of the waters of the two reservoirs. Barkhamstead Reservoir, with no recreation, shows a low and fairly uniform MPN throughout the year. Conversely, the Compensating Reservoir, with heavy recreational use, shows a large increase in MPN each spring. The increase reportedly coincides with the opening of the fishing season in mid-April. The author of the report concludes that if the district depended solely on simple chlorination for protection, use of this reservoir as a water supply would be very risky; some form of filtration would, however, provide the desired protection.

Geist Reservoir Study

Geist Reservoir stores raw water for one of the water treatment plants (coagulation, filtration, and disinfection) serving Indianapolis. Limited recreational use, principally fishing, boating, and picnicking, is permitted. Water skiing and swimming are prohibited. Objectives of the study (7) were to evaluate possible deterioration in water quality that results from use of a

watershed or reservoir for recreational purposes and to determine the effect of water pollution sources within the drainage basin on water quality.

At the inception of the study, the development of extensive shoreline residential housing was anticipated. Such development would have resulted in increased usage of the reservoir and the expansion of recreational facilities. Up to the date of the report (1966), this development had not proceeded on the time schedule originally planned.

The principal conclusions derived from the analysis of the physical, chemical, and biological data collected during the study were:

1. The fertile drainage area was supplying sufficient nutrients and growth stimulants to Geist Reservoir for aquatic vegetation development, and the effects of any nutrient increases resulting from currently proposed recreational use or adjacent land development would be undetectable.

2. The nutrients and growth stimulants supplied from the drainage area are contributed by agricultural runoff, municipal-industrial discharges, and forest and non-cropland runoff. A reduction of the agricultural, municipal and industrial wastes could improve the water quality of Geist Reservoir.

3. The future development of water contact sports, such as swimming, would be limited because of inadequate swimming beaches.

4. The natural die-off of bacteria that occurred in Geist reservoir indicates that, under existing conditions, the development of large bacterial populations within the reservoir is remote.

5. The deterioration of water quality from chemicals introduced from outboard motor exhausts and from gasoline and oil spills is remote because of the currently imposed restrictions and because of natural physical restrictions on this type of recreation.

6. Gross mineral analyses indicate an acceptable water quality for a public supply.

7. The small amount of recreation present on Geist Reservoir has a minimum effect on the present water quality.

More detailed summaries of these studies are contained in Carswell, J. K., Symons, J. M., and Robeck, G. G., "Research on Recreational Use of Watersheds and Reservoirs," *Jour. American Water Works Assn.*, 61, 297-304 (June 1969).

California Study

In 1972, Stone and Friedland (8) made a study of water quality in four California reservoirs: one used for water supply only, one used for esthetic recreational use only (viewing, hiking, etc.), one used for water supply and limited recreational use (no body contact), and one used for water supply and unlimited recreational use (including body contact). They also polled the 50 States to determine policies and experiences relating to recreational use of the domestic water supply reservoirs.

Stone and Friedland concluded that recreational use of a terminal reservoir can be compatible with providing safe, high-quality potable water for the domestic user under the following conditions: (1) good reservoir planning and management, and (2) complete or appropriate treatment of the water after recreational use and before distribution to the domestic water consumer. Other sources of pollution (including those of stormwater runoff, agricultural/livestock drainage sewage disposal, and lake algal growths) may contribute significantly more pollution to a reservoir's

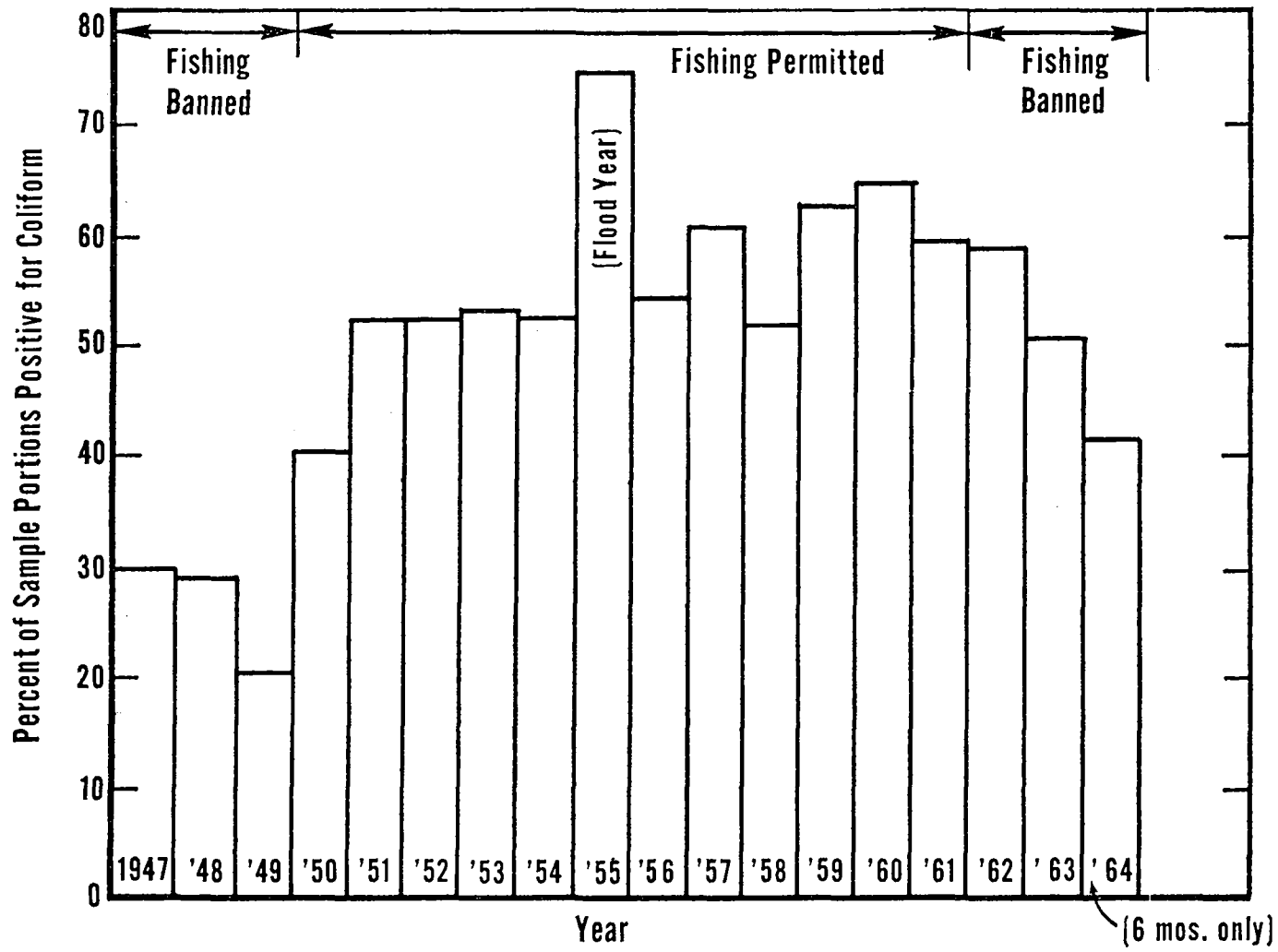


Figure 2. Coliform results of samples collected from the raw water at the filter plant supplied by Cobble Mountain Reservoir, (Springfield, Mass.)

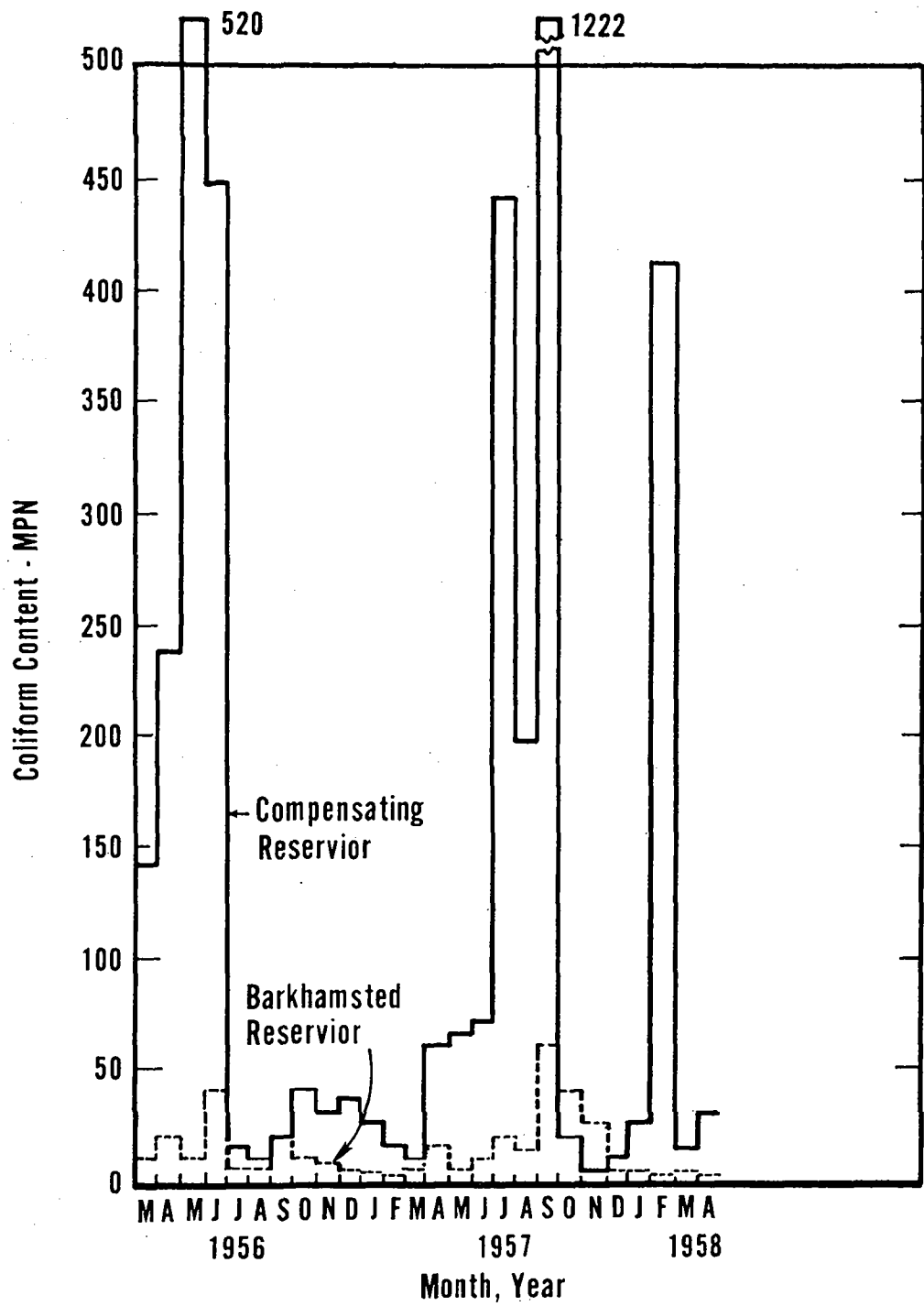


Figure 3. Bacteriological effect of recreational use of reservoirs.

water than recreational use. And sports that do not involve body contact (boating, fishing, camping, and picnicking) may contribute significantly more to water pollution than body-contact activities (swimming and waterskiing).

Reservoirs throughout the United States have successfully provided combined water supply and recreational reservoir usage without significant adverse health effects. However, more research is needed to identify and quantify the existing and potential pollution loading from specific activities that may be conducted in, on, or near the multiple-use, terminal water supply reservoir. Of the 48 States responding to the survey, 39 reportedly permitted some form of recreation at one or more of their domestic water supply reservoirs; of these, 15 allowed body-contact sports at one or more of their recreational reservoirs. A majority of the 39 States, 21, reported few or no problems because of recreational usage. The most common problems cited as associated with recreational use of water supply reservoirs related to litter, feces, and other wastes along the shore-line (including lack of provision for and financing of sanitary facilities and patrol). The other frequently cited difficulties concerned conflict of interest (especially between the fish and game and the water supply interests).

More than 75 per cent of the respondents judged duck hunting, fishing, and sailing to have little or no impact on reservoir water quality between 75 and 83 per cent judged the adverse effects of camping, water skiing, power boating, and swimming to be within the low-to-moderate range; and 53 per cent placed picnicking in the little-or-no-impact range.

Watersheds

Northwest Watershed Project

The Northwest Watershed Project (9), a field study to determine the influences of varying degrees of watershed recreation on water quality, was initiated in October 1965 in the States of Oregon and Washington by personnel of the Organizational predecessor of the Water Supply Research Laboratory, National Environmental Research Center, (NERC), Cincinnati, Ohio, U.S. Environmental Protection Agency.

Three watersheds were selected for study. The Cedar River Watershed supplies water (chlorination only) for Seattle, Washington; logging is permitted on it, but no recreational use; the Green River Watershed supplies water (chlorination only) for Tacoma, Washington; there is moderate multiple use of the watershed, with restricted access. The Clackamas River Watershed, in Oregon, has heavy multiple use with unrestricted access. The study's objectives were achieved through a comparison of the overall water quality of these three study watersheds. The results are summarized in Tables 3, 4, and 5.

Observations and conclusions based on the results of the Northwest Watershed Project are as follows:

1. By present techniques, no measurable influence could be determined on bacterial indicator population densities because of the increase in human use level among the Cedar River, the Green River, and the Clackamas River watersheds.

2. The animal population on all three watersheds was much higher than the human use level and generally similar among watersheds.

3. Enteric pathogens were recovered with a special flowthrough sampler from the most downstream station on all three watersheds.

4. Fecal coliforms, fecal streptococci, and enteric pathogens were recovered from some of the remote sampling stations with low human use levels.

5. Viruses were not isolated by culturing methods used on the samples taken with the flowthrough sampler.

6. The turbidity of the water flowing from these three watersheds, as measured by grab sample, was generally low.

7. Peak turbidities occurred during times of high streamflow, but the indicator organism densities were low at this time.

8. The chemical quality of the water flowing from all three watersheds was good and was similar among the watersheds, showing that the level of human use existing during this study had no measurable effect on chemical water quality by present techniques.

9. Watersheds with higher human use levels should be studied to determine at what level of human use an influence on indicator organism densities can be determined using present methods.

10. Because enteric pathogens were found, even from remote sampling stations, studies should be conducted to determine whether or not turbidity control of water before disinfection should be recommended for well-protected surface supplies.

11. Sampling and analytical methods should be developed so that quantitative enumeration of enteric pathogens and viruses can be obtained.

12. More sensitive indicator organism detection methods should be sought. They may help show the change in water quality caused by increases in human use levels similar to those experienced in this project. Once measured, the practical import of this level of contamination to water supply practice would then have to be considered.

Mystic and Hyalite Watershed, Montana Study

In 1971 Stuart, *et al.* (10) reported on some comparison studies made in the State of Montana. The following quotation is the abstract of their report.

"Bacteriological studies in 1968 and 1969 corroborated earlier findings that a municipal watershed which had been closed to public entry since 1917 yielded water with four to six times the coliform count found in an adjacent mountain watershed open to recreational activities. Similarly, chemical investigations showed higher concentrations of most ions in water from the closed area. Physiological differentiation of coliform and enterococcal bacteria revealed similar types of organisms in both animal droppings and stream water, with fecal coliforms accounting for as much as 70 per cent. of the coliform counts observed in the closed area in 1969. Opening of the closed drainage area for limited recreation and expanded logging operations in the spring of 1970 coincided with an unexpected decrease in bacterial contamination of that stream. It is postulated that these human activities drove from the watershed a large wild animal population which had contributed substantially to the previous bacterial pollution. It would seem that the practice of closing high-mountain watersheds to public entry is questionable if governmental standards for water quality are to be met, and it also seems that the standards themselves should be reexamined."

TABLE 3
ESTIMATED ANIMAL AND MAXIMUM HUMAN POPULATIONS

<i>Watershed</i>	<i>Max. total pop. (man-days)</i>	<i>Date of max. pop.</i>	<i>Est. total animal pop. (number)</i>	<i>Water-shed area (sq. km.)</i>	<i>Main stem river length (km.)</i>	<i>Human pop./area (man-days/sq. km.)</i>	<i>Animal pop./area (number/sq. km.)</i>	<i>Human pop./river length (man-days/km.)</i>	<i>Animal pop./river length (number/km.)</i>
Cedar	95	6/29/67	8,200	370	51	0.3	22	2	160
Green	295	9/5/66	10,700	600	49	0.5	18	6	220
Clackamas	3,400	7/4/67	27,300	1,580	125	2.2	17	27	220

TABLE 4
STATISTICAL SUMMARY OF ALL BACTERIOLOGICAL DATA AT THE MOST DOWNSTREAM SAMPLING STATION

<i>Item</i>	<i>Total coliform Density/100 ml (MPN)</i>			<i>Fecal coliform Density/100 ml (MPN)</i>			<i>Fecal streptococci Density/100 ml (MPN)</i>		
	<i>Cedar</i>	<i>Green</i>	<i>Clackamas</i>	<i>Cedar</i>	<i>Green</i>	<i>Clackamas</i>	<i>Cedar</i>	<i>Green</i>	<i>Clackamas</i>
Number of samples	84	87	81	84	86	80	84	84	80
Maximum	2,300	920	920	79	24	79	240	490	1,600
Minimum	1.1	0.45	0.68	0.45	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
Geometric mean	37	19	21	5.6	1.4	1.1	5.5	3.3	7.3
95 per cent. of the data falls between	4.0-340	1.5-235	2.4-188	0.9-34	0.2-10.1	0.1-8.4	0.5-61	0.3-40	0.4-130

TABLE 5
ISOLATION OF PATHOGENIC ENTEROBACTERIACEAE AND VIRUS FROM FLOWTHROUGH SAMPLER AT THE MOST DOWNSTREAM SAMPLING STATION

<i>Item</i>	<i>Pathogenic Enterobacteriaceae</i>			<i>Virus</i>		
	<i>Cedar</i>	<i>Green</i>	<i>Clackamas</i>	<i>Cedar</i>	<i>Green</i>	<i>Clackamas</i>
Number of samples examined	61	57	38	59	61	31
Number of samples positive	17	22	6	0	0	0
Per cent. Positive	28	39	16	0	0	0

Austin, Texas Study

Even the strongest proponents of recreational use of reservoirs and watersheds will admit that at some point the human use of the area, if allowed to increase indefinitely, will eventually cause an adverse effect on water quality. In 1973, Ruane and Fruh (11) documented a case in Austin, Texas, where increasing urbanization (high human use level) caused a deterioration in water quality in Town Lake, which lies completely within the city of Austin and receives most of the drainage of the city. Nearby Lake Austin receives very little urban drainage, but is one of the major recreational areas in this vicinity. Figure 4 shows the increasing yearly average general bacterial population in Town Lake caused by the urban development on its watershed; Lake Austin shows a low and steady general bacterial density in spite of heavy recreational use.

Policies

Federal Government

The U.S. Environmental Protection Agency does not have an official policy on the recreational use of water supply reservoirs and watersheds, except that finished drinking water produced by the Interstate Carrier Water Supplies, over which it has legal jurisdiction, must meet the 1962 U.S. Public Health Service Drinking Water Standards. This attitude is an extension of an earlier statement by Surgeon General Burney of the U.S. Public Health Service, appearing before the House of Representatives Committee on Appropriations in 1960 (12) who stated:

In community planning, requirements for recreational areas and their relationship to community living as a whole are matters of concern to health personnel. For example, the use of domestic water supply reservoirs for fishing and other recreational purposes is feasible if the public is willing to pay the price of necessary protection. Thus, the interplay of several elements of environmental health is demonstrated once again.

Taylor (13) echoed these sentiments when he wrote:

It (U.S. Department of Health, Education and Welfare, where the water supply program was organizationally located at that time) also recognized that water-based recreation is one of the most satisfying and healthful forms of recreation. Such water-based recreation, however, must not pose a threat to health, or the benefits to be obtained will be offset by the hazard.

American Water Works Association (AWWA)

The AWWA recently revised their policy statement on the recreational use of domestic water supply reservoirs. Previously the policy stated that recreation should be prohibited on equalizing (distribution) and terminal (where the intake is located) reservoirs and on class A upstream reservoirs. A class A upstream reservoir is defined as "water derived from an uninhabited or sparsely inhabited area, at or near the point of rainfall or snowmelt collected in a storage reservoir, clean and clear enough to be distributed to the consumers with disinfection only (14)".

The revised statement is as follows:

AWWA supports the principle that water of the highest quality should be used as a source of supply for public water systems. Since each water

utility is responsible for its product, determination of type and extent of recreational use of impounding reservoirs shall be vested in the water utility (15).

About three years ago, the Resources Division of the AWWA formed a committee to draft a policy statement on the recreational use of drinking water watersheds. The statement has not yet been accepted by the Trustees of the Resources Division, but as drafted, it recognizes the benefits of recreational use. The final wording of this statement is uncertain, however.

The final AWWA policy statement that is concerned with recreation is one entitled "Improvement of the Quality of Municipal Water Supply Sources." The preamble of this statement contains the following:

A primary concern of AWWA is protection and improvement of the quality of those water resources which now or may in the future serve as sources of municipal and industrial supply. It is recognized that there are other important, although lower priority, related uses which must be fully considered, including recreation, fish and wildlife resources, and other uses. (To date unpublished).

Federal Republic of Germany

For the following report the author is indebted to Dr. Heinz Bernhardt of the Wahnachtalsperrenverband for his personal communication. The Federal Health Council has published their official comment on this subject, which follows (16). There have been no amendments to this recommendation as yet. German drinking water sources are not open for recreational use.

Can we support the view that drinking water reservoirs should be open for public recreation and if so, what limitations should have to be made?

As in nearly all the countries in the world, the Federal Republic has to face the continually growing need for drinking water and the fact that ground-water reserves are decreasing. Public drinking water supply thus remains one of the most significant hygienic problems to be solved. For this reason, the storage of water in drinking water reservoirs must be put under particular protection.

Drinking water reservoirs are to be defined as those reservoirs which were constructed or enlarged for the purpose of drinking water supplies and are run as such and from which water is taken and used as drinking water after appropriate processing.

The Federal Health Council is of the opinion that all possible steps should be taken to limit eutrophication. If drinking water reservoirs were used for recreational purposes, the additional eutrophic factors and negative chemical-physical influences would not play such a major part as the normal negative influences to which reservoirs are usually exposed. However, the protective measures that are necessary in the catchment area should not be endangered.

As a result of recreation, there is a greater possibility of bacterial pathogens and viruses entering the water. This would mean an additional negative influence on the completely hygienic supply of drinking water. For this reason it appears that we cannot support the view that drinking water reservoirs should be open for public recreation.

Because of varying reservoir depths, some types of sports must be prohibited because of the danger of accidents.

Thus, the Federal Health Council recommends the following for drinking water reservoirs of the above-mentioned description:

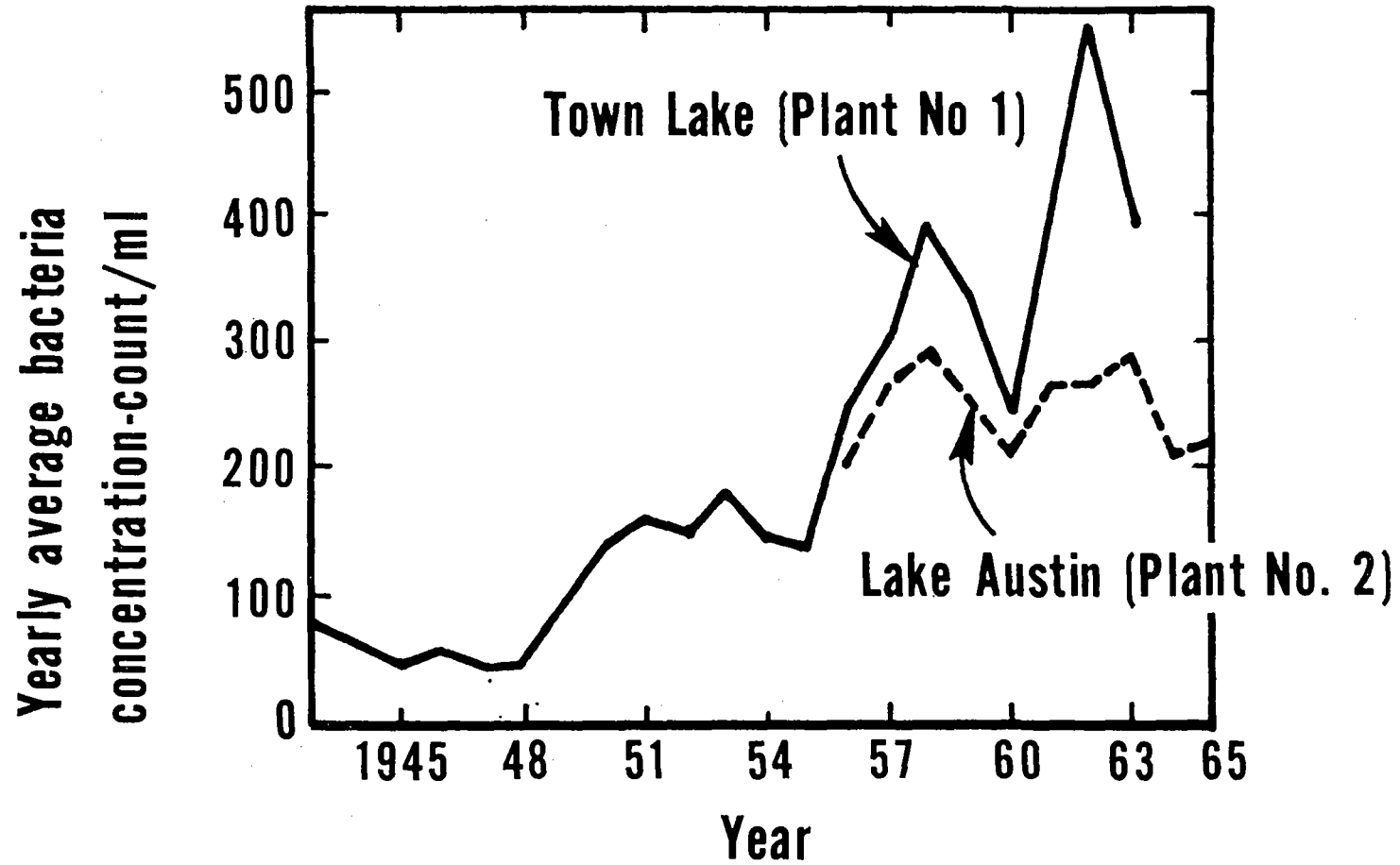


Figure 4. Increase in bacteria concentrations in Town Lake and Lake Austin, 1945-65.

1. Swimming in drinking water reservoirs cannot be permitted.
2. Water sports and boating cannot be allowed.
3. Camping and resting on the greater embankment zone is not allowed. Protective zones must be marked.
4. Angling and hunting may be permitted to a limited extent on the condition that the persons in question acknowledge the regulations on hygiene and contagious diseases and respect the reservoir owner's instructions.
5. Hiking can be permitted in a recreational area around the reservoir outside the greater embankment zone. The special protective measures in the catchment area must be observed.

Further, Dr. Bernhardt reports, the Deutsche Verein von Gas- und Wasserfachmannern (DVGW) has produced a new, revised paper that deals with special protection zones around drinking water reservoirs. This paper describes regulations concerning special protection zones graded as I, II, and III around drinking water reservoirs. A drinking water reservoir usually has a strip about 100 m wide on its embankments, which is defined as protection zone I, and should be owned by the water authorities themselves.

Practically everything is prohibited in this zone, which should be woodland. A considerable number of regulations are to be observed for zone II, which is adjacent to zone I and runs parallel to the main reservoir tributaries. It should be 100 m wide on both sides of the tributaries. Protection zone III is furthest away from the reservoir; here regulations are not quite as strict.

Finally, Dr. Bernhardt reported that at present, no definite conclusions have been drawn about the influence that recreation has on the water quality in drinking water reservoirs, because there is little means of comparison. The Federal Health Office has been working for years on a paper about the influence of water sports and camping on a shallow drinking water reservoir in North Rhine Westfalia, but this paper has not been published yet. The main difficulty with this type of examination is that it is impossible to separate the effect of general catchment waste from actual recreation waste. A reservoir that has a catchment area that is completely unpopulated and is only woodland is not open for recreation; thus this type of comparison is not possible either.

The Netherlands

For the following report, the author is indebted to ir. Pieter Knoppert of the N.V. Waterwinningsbedrijf Brabantse Biesbosch for his personal communication. There are no data comparing open and closed drinking water reservoirs in the Netherlands. There are only about seven drinking water reservoirs and all are closed to recreation.

Nevertheless there has been discussion on this topic in the Dutch Commission on Reservoir Limnology. A translation follows:

During the planning and design phase, as well as during the operational phase of a storage reservoir, the question may arise whether the proper use of the reservoir as a part of the drinking water purification process can be combined with other purposes — specifically recreation. It should be pointed out that the production of good quality water at low cost is the main use of the reservoir. No matter what form of recreation is considered, it will always result in extra problems for management and in additional maintenance

and repair work, which will increase costs. Thus the management of a storage reservoir will reject recreational uses as contradictory to its primary purpose.

In case of a strong demand for recreational facilities, the management of the water works (a public utility) should nevertheless scrutinize the possible forms of recreation. Many factors have to be considered in this evaluation. The water quality is of paramount importance, and recreation on a storage reservoir with water of a high quality will be considered improper as opposed to recreation on a reservoir with water of a poor or bad quality.

Other factors that relate to the recreational usefulness of a reservoir are the accessibility, the depth, the type of shore, possible changes of the surface level, and technical equipment (aerators, etc.).

The ecology of a storage reservoir and its surroundings is quite sensitive to disturbances and it is even more vulnerable when the water is pure and oligotrophic. Thus it is impossible to harmonize optimum self-purification activity in a reservoir with intensive forms of human contact such as camping and motor boat traffic. In spite of their differences, the same conclusion applies to activities such as bathing and swimming. The growing demand for recreation will result in an ever-increasing quantitative and qualitative impact on the reservoir. Forms of recreation that were permissible initially cannot be maintained any more and will — particularly in a densely populated country such as Holland — ultimately lead to forbidding public access to the reservoir and its near surroundings. Otherwise, the water quality would deteriorate too much, or the recreation-management costs would increase proportionately. Finally, the behaviour and discipline of the people will decide at what time this ultimate measure has to be taken.

Switzerland

For this comment, the author is indebted to Professor Dr. Werner Stumm of the Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz for his personal communication:

Being "on top of Europe," we have a relatively high abundance of water resources and no areas or lakes are specifically set aside as drinking water watersheds. We have dammed upper rivers for hydroelectric power generation, but we do not have reservoirs exclusively used for drinking water. In all our lakes, natural and artificial, recreational activities (swimming, boating and fishing) take place. In some lakes, there are some minor restrictions concerning use of motor boats and special regulations concerning fishing.

Spain

For this report, the author is indebted to Dr. Juan Antonio Viguera for his personal communication. The following is a brief summary of Spanish legislation promulgated to protect water quality in reservoirs used, among other purposes, for supplying potable water.

Decree of the Ministry of Public Works, September 10, 1966

The fundamental points of this Decree are:

1. That reservoirs shall be classified according to their various possibilities for secondary recreational use and that activities will be allowed according to the characteristics of the reservoirs, that can be compatible with their principal uses. Furthermore, until such reservoirs are zoned, all tourism promotion projects in the areas bounding the reservoirs, and any building, instal-

lation, or activity in the zone included between the maximum waterworks line of the reservoir and the curve line at a distance of 500 m, will require the prior approval of the Ministry of Public Works.

2. That maximum protection shall be provided in reservoirs used for public water supply, with the possible creation of adequate safeguards for insuring this use, and the establishment of a protective perimeter around such reservoirs, the dimensions of which shall be studied in each case. Inside such perimeters, buildings, dwellings, or the construction of industries will be prohibited or limited if necessary, even obligatory expropriation of property will be possible to safeguard the quality of the water. Finally, the Ministry of Public Works shall dictate the regulations and grant the authorizations for the recreational use of the reservoirs.

Order of the Ministry of Public Works, July 28, 1968

As a consequence of the earlier order the Ministry of Public Works issued a Ministerial Order on July 28, 1968 approving the classification of reservoirs according to their secondary and recreational uses.

This Order classified secondary-recreational usage of reservoirs into four groups:

- (a) Hunting and fishing
- (b) Bathing and swimming
- (c) Pleasure rowing and sailing
- (d) Pleasure motorboating

Each group is assigned a number in the classification of reservoirs, according to the following criteria:

1. Reservoirs whose secondary usage is restricted as a result of the need, among others, to prevent contamination of water used for public water supply.

2. Reservoirs that are without restrictions, but whose natural conditions are not wholly favourable to any of the indicated purposes.

3. Reservoirs that require no restrictions as a result of their primary purpose or unfavourable natural conditions.

The July Order includes a classification of reservoirs existing in Spain.

Finally, as in the September Decree, the regulating portion of this Order established the necessity of regulating the zones bounding the reservoirs as to their use for recreational purposes that do not compromise the essential purposes for which the reservoirs were originally planned and constructed.

United Kingdom

The author is indebted to Dr. John E. Ridley of the Thames Water Authority, London, and Mr. A. C. Jordan, Information Officer, the Water Research Centre, Medmenham Laboratory for the following material. At the previous meeting of the International Water Supply Association, Saxton (17), reported on the situation in the United Kingdom. He noted that many water purveyors now permit the recreational use of their reservoirs and watersheds. This policy is endorsed by the British Waterworks Association. He also stated that government encouragement of the use of reservoirs and watersheds was first made evident in a circular issued in September 1966. This was followed in August 1967 by a Memorandum that in general endorsed the views in the 1963 Institution of Water Engineers (IWE) report on the subject (18). He reported that the current (1972) government policy was to make maximum use of the recreational opportunities that reservoirs can offer and at the same time to recognize that the provision of a

safe and wholesome water supply must continue to be the primary purpose of water purveyors.

The Institution of Water Engineers report of 1963 mentioned by Saxton was expanded and updated in 1972 under the title "Recreation on Reservoirs and Rivers." (19). This report is best summarized by the following quotes from the Introduction and Conclusions:

The Institution's 1963 Report on the Recreational Use of Waterworks attracted widespread interest and has been out of print for some time. In the period which has elapsed since the publication of that Report the needs of the community at large for the facilities for recreation and enjoyment which reservoirs and gathering grounds can provide have continued to grow and to become ever more pressing.

Some water undertakers, particularly those with direct-supply reservoirs, have without adverse effect on the water supplied by them made substantial progress in allowing public access to their works for a variety of recreational activities. These developments have been accompanied by a series of legislative measures which have facilitated the task of both water undertakers and river authorities in meeting the growing demand for recreational and other facilities.

Against this background the Institution has decided to issue a new and revised edition of the earlier Report. The scope of the Report has been extended to take account of regulating reservoirs and rivers as well as direct supply and compensation-water reservoirs, and the title has accordingly been amended to reflect the wider view.

The Institution reaffirms the principle enunciated in the 1963 Report that "the prime duty of water undertakers is to provide an adequate quantity of safe and suitable water." Both water undertakers and river authorities have certain powers to permit and provide facilities for recreation on reservoirs owned by them. It is also their responsibility to ensure that any such facilities are compatible both with each other and with the particular duties of the water undertaker or river authority. The exercise of these responsibilities may be influenced by the requirements of water quality which will vary according to the type of reservoir. River authorities also have certain powers to permit and provide recreational facilities on other inland waters and they must ensure that such facilities are compatible with their general duties concerning water quality in inland waters.

The following conclusions are submitted in the hope that, read in conjunction with the text of the Report, they will be of assistance to those whose duty it may be to advise on the recreational use of water resources and the appropriate measures for their protection:

1. The prime duty of water undertakers is to provide an adequate quantity of safe and suitable water.

2. The demand for the recreational use of reservoirs has increased substantially during the last decade and there seems little doubt that the pressure for such use will become even greater and more varied in the future.

3. Water undertakers and river authorities, in addition to their statutory responsibilities, owe a duty to the community to allow the best possible recreational use to be made of the works owned by them, subject only to the proper functioning of those works for the purposes for which they are provided.

4. The provision of recreational facilities by a water undertaker or river authority is normally permissive rather than mandatory and statutory bodies are able to act only within the limits defined in enabling legislation. Such bodies contemplating recreational use of the waters under their control will wish to have available to them proper advice on both the legal aspects and the technical effects of such use.

5. The experience gained with the recreational use of newer direct-supply reservoirs is a pointer to the considerable potential of other direct-supply reservoirs which, subject to appropriate safeguards, can play a major part in meeting the demand for recreation.

6. Variations in local conditions preclude the application of a uniform code of practice for recreation.

7. The use of many existing reservoirs and waterworks land for recreational purposes (apart from small reservoirs and those where the treatment is not sufficiently comprehensive to permit recreational use) may safely be permitted if reasonable controls are provided.

8. In the development of recreation both for proposed and existing reservoirs there is a clear advantage in early discussion and liaison with officers representing the various interests involved. Such discussions may frequently indicate that compatibility of the various recreational demands is the most important factor in determining those activities which may be permitted.

9. In areas where sources are in abundance, those which are not used for public water supply should be developed for recreation in preference to those which are so used.

10. The final decision as to which recreational activities shall be permitted must rest with the reservoir owner who will wish to take account of the potentialities of the particular site, together with the existing availability of, and the demand for, facilities in the region. Such considerations call for full consultation with the planning authority.

11. Where access roads, permanent accommodation, slipways, jetties, or other structures are required it will usually be preferable for the reservoir owner to provide these facilities and, so far as it is considered appropriate, to recover the cost from the recreational bodies or users concerned.

12. The provision of adequate car parking facilities is of great and growing importance and the means by which these are financed will require careful consideration.

13. Suitable areas should, where required, be allocated to picnickers and appropriate facilities provided for their needs. Such areas can be developed by the reservoir owner or by the local authority (for whom grant aid could be available) as may be appropriate.

14. Fully adequate sanitary accommodation and satisfactory means of sewage disposal should be provided and properly maintained. The siting of such accommodation will require careful planning, if it is to cater for all the recreations permitted.

15. The discharge of treated sewage from recreational facilities may be acceptable in regulating reservoirs, but not in direct supply reservoirs.

16. Effective supervision of all recreational activity is essential; competitive events attracting large numbers of spectators may require special arrangements.

17. The establishment of clubs for some of the activities will, in many instances, contribute to the proper administration of the recreational uses. The rules of the clubs should be subject to the approval of the water undertaker or river authority.

18. Water undertakers and river authorities will wish to be satisfied that the risks arising from the presence of members of the public on their premises are reduced as much as possible and that they are adequately insured.

In the *Proceedings* of the IWE Winter General Meeting in December 1970 (20) G. Little reported on the recreational use of reservoirs in Scotland. He expressed a view held by many that because in Scotland, an abundance of alternate recreational areas exist, there is no reason to use any water supply reservoirs for other than their original purpose. While the acceptability of a given alternative recreational area can be debated, most will agree that water supply reservoirs or water-sheds should be used for recreation only if no acceptable alternative exists.

In the United Kingdom, many water purveyors publicize the recreational features of their facilities. An excerpt from two advertisements illustrates this:

Derwent Reservoir, Sunderland and South Shields Water Company

Everyone knows what a reservoir is for, so we won't labour the point, except perhaps to remind ourselves that this water is going to arrive at somebody's tap, probably sooner than we think. There's not one of us that doesn't enjoy "messing about" near water, or in it, on it, or even under it, and we are all drawn to a lovely stretch of water like the Derwent Reservoir. In years gone by reservoir-keepers were touchy about folk pottering round their precious water. Barbed wire and barricades were the order of the day, but times change and although we must still be careful not to foul the water, people can now enjoy reservoirs much more than before.

Thames Water Authority—Metropolitan Division, London

For many years coarse fishing has been allowed in some 30 reservoirs, and bird watching permits have been available for access to reservoirs in various parts of the Metropolitan Water Board's (MWB) area.

Sporting activities have been allowed on the surface of a number of covered (distribution) reservoirs and land adjacent to reservoirs or works (the total area involved being about 500 acres). The sports concerned include golf, football, cricket, tennis, archery, rifle shooting, etc.

By 1970, proposals for an extension of recreational facilities had been accepted:

1. Sailing was to be permitted in the following reservoirs:

<i>Stand-by Reservoirs</i>	<i>Acres</i>
King George's Chingford (N. and S.) ...	420
Island Barn, Molesey	121
Staines (N. and S.)	424
Banbury (Walthamstow group)	91
Datchet	475
<i>Terminal Reservoir</i>	
Queen Mary, Littleton, (Western part) ...	435
Total acres	1,966

2. Fishing proposals included the adoption of a policy of re-stocking coarse fisheries after several years of high fish mortality — and experiments with a view to establishing a trout fishery.

3. In expanding the facilities generally, there was a full realization of the part the Board's reservoirs play in wild life conservation. The Nature Conservancy, in their report on wildfowl conservation on MWB reservoirs (August 1968) stated that MWB reservoirs were important in providing the last remaining areas in the London Region where wild fowl could roost and feed free from disturbance. Nine of them were considered by the Nature Conservancy to be among the 71 most important sites for wild fowl in England and Wales. It is understood that they are of considerable international significance because of location on the main migratory routes. The MWB has taken these facts very much into account in developing other recreational aspects.

Sweden

The author did not contact anyone in Sweden directly, but Dr. Ridley of the Metropolitan Water Division, London, U.K., kindly sent me a booklet describing the Lake Vättern Rater Conservancy, Jönköping, Sweden. Seventeen lakeside communities take water from the lake for drinking water. The booklet notes that fishing, bathing, outdoor activities, and the building of summer homes all take place on or near the lake. Therefore, recreational use of water supply reservoirs must not be completely forbidden in Sweden.

France

On the situation in France, Mr. Gomella reported to the author by personal communication that the

question is being studied and that the tendency would be to adopt policies closest to those that are being studied in other European organizations.

Summary

Of the eight countries surveyed, only two do not permit any recreational use of drinking water reservoirs and watersheds, and they are considering the pressures to relax their policies. While the debate over the wisdom of permitting recreation in and/or near drinking water reservoirs continues, most water supply people agree on the following:

1. The prime responsibility is the provision of safe, esthetically pleasing drinking water;
2. Permitting recreational use of water supply facilities creates additional management problems;
3. Most people enjoy water-based recreation;
4. Water supply facilities should not be used for recreation if adequate alternative areas are available;
5. If the water is treated by filtration before disinfection, as it should be, the pollution load caused by recreational use should not result in a deterioration of finished water quality.
6. Pollution should be controlled as much as possible in drinking water reservoirs;
7. Distribution reservoirs must be closed to the public;
8. A water purveyor should be a party to any decision to permit recreational use of his facility.

Finally, in spite of the reluctance of some, many examples exist where recreation and water supply are compatible activities.

REFERENCES

1. Dambach, C. A., Recreational Use of Impounding Reservoirs. *Jour. AWWA*, 48:517 (May 1956).
2. Riehl, M. L., Discussion—Recreational Use of Impounding Reservoirs. *Jour. AWWA*, 48:521 (May 1956).
3. Recreation on Domestic Water Supply Reservoirs —A Study of Recreational Use and Water Quality of Reservoirs, 1959-1961. California Department of Public Health, Bureau of Sanitary Engineer, Berkeley, California (1961).
4. Rosebery, D. A., Relationship of Recreational Use to Bacterial Densities of Forrest Lake. *Jour. AWWA*, 56:43 (Jan. 1964).
5. Karalekas, P. C. and Lynch, J. P., Recreational Activities of Springfield, Mass., Water Reservoirs Past and Present. *Jour. NEWWA*, 79:18 (1965).
6. Minkus, A. J., Recreational Use of Reservoirs. *Jour. NEWWA*, 79:32 (1965).
7. Indiana Water Quality — Recreational Project — Geist Reservoir — Indianapolis, Indiana. U.S. Dept. of Health, Education and Welfare, Federal Water Pollution Control Administration (1966).
8. Stone, R., and Friedland, H., Socioeconomics of Multiple Uses. *Jour. AWWA*, 64, 6, 351-353 (June 1972).
9. Lee, R. D., Symons, J. M., and Robeck, G. G., Watershed Human-Use Level and Water Quality. *Jour. AWWA*, 62, 7, 412-422 (July 1970).
10. Stuart, D. G., Bissonnette, G. K., Goodrich, T. D., and Walter, W. G., Effects of Multiple Use on Water Quality of High-Mountain Watersheds: Bacteriological Investigation of Mountain Streams, *Applied Microbiology*, 22, 6, 1048-1054 (December 1971).
11. Ruane, R. J., and Fruh, E. G., Effects of Watershed Development on Water Quality. *Jour. AWWA*, 65, 5, 358-363 (May 1973).
12. Burney, L. E., quoted by R. H. Stroud in *Man-Made Lakes*, R. H. Lowe McConnell (ed.), *Symposia of the Institute of Biology No. 15*, Symposium Sponsored by the Royal Society, London, Academic Press, New York (1966), P.194.
13. Taylor, F. B., Joint Discussion: Recreational Use of Watersheds. *Jour. AWWA*, 58, 1260-1274 (October 1966).
14. Recreational Use of Domestic Water Supply Reservoirs: AWWA Statement of Policy, *Willing Water*, (April 1965).
15. On the Recreational Use of Domestic Water-Supply Reservoirs, AWWA Policy Statement, *Jour. AWWA*, 63, 8, 540 (Aug. 1971).
16. Federal Health Council's Comment on Recreation Around Drinking Water Sources, *Bundesgesundheitsblatt*, No. 8, April 25, 1969.
17. Saxton, K. J. H., Recreational Use of Waterworks Gathering Grounds and Reservoirs in Great Britain, In: Proceedings of the International Water Supply Association's Ninth Congress, September 11-14, 1972, New York, New York, pp. M1-M8.
18. Draft Report of the Council on the Recreational Use of Waterworks, *Jour. Inst. Water Engr.*, 17, 71 (1963). Final report separate publication.
19. Recreation on Reservoirs and Rivers, The Institution of Water Engineers, London, U.K. (1972), 16pp.
20. The Recreational Use of Water, *Jour. Inst. of Water Engr.*, 25, 87 (1971).

Résumé

Le rapport reprend les arguments courants pour ou contre l'usage pour les loisirs des réservoirs d'alimentation en eau potable, présente le résumé de six études faites pour essayer de déterminer l'impact des loisirs basés sur l'eau sur la qualité de l'eau de réservoirs et passe en revue trois projets dans lesquels sont comparées les qualités de l'eau s'écoulant de bassins versants ouverts ou interdits aux activités de loisir.

En outre, il présente les politiques du Gouvernement fédéral des Etats-Unis et de l'American Water Works Association en ce qui concerne l'utilisation pour les loisirs des réservoirs d'eau potable et des bassins versants. Ce travail contient enfin des rapports au sujet de l'utilisation pour les loisirs des réservoirs et bassins versants en Allemagne fédérale, Pays-Bas, Suisse, Espagne, Grande-Bretagne, Suède et France.

Des huit pays étudiés, deux seulement n'autorisent aucune activité de loisir sur les réservoirs et bassins versants, et ils étudient les pressions faites pour relâcher cette politique. Le débat sur le bien-fondé d'autoriser les activités de loisir dans ou près des réservoirs d'eau potable continue, mais la plupart des spécialistes de la distribution d'eau sont d'accord que:

1. la responsabilité primaire est la fourniture d'une eau potable saine, esthétiquement agréable;
2. autoriser les activités de loisir basées sur l'eau crée des problèmes de gestion supplémentaires;
3. la plupart des gens aiment les loisirs basés sur l'eau;
4. les ouvrages des distributions d'eau ne doivent pas être utilisés pour les loisirs si d'autres surfaces d'eau adéquates sont disponibles;
5. si l'eau est traitée par filtration avant désinfection, comme elle doit l'être, la pollution créée par l'utilisation pour loisirs ne doit pas amener une détérioration de la qualité de l'eau traitée;
6. la pollution doit être autant que possible évitée dans les réservoirs d'eau potable;
7. les réservoirs de distribution doivent être interdits au public;
8. le fournisseur d'eau doit être partie à toutes les décisions visant à permettre l'utilisation pour les loisirs de son ouvrage.

Finalement, malgré les réticences de certains, beaucoup d'exemples existent où les loisirs et l'alimentation en eau sont des activités compatibles.

Subject 3

Protection zones for groundwater catchments.

By Friedrich Nöring

Antagonism of water treatment to water protection.

Water treatment does not remove the need for water protection. It is an almost impossible task to treat water for all known and unknown kinds or concentrations of polluting substances. Unexpected pollution may occur suddenly and without warning. The effect of existing water treatment processes is not complete and homoeopathic quantities of substances remain. The potential harm to the health of mankind of many substances in combination with others or their long term effect on the species is not known with adequate certainty.

Historical Background

In Germany, the Federal Council in 1906 recommended the provision of protection zones around public water works. In the same year a regulation for domestic wells prescribed a distance of 10 m, which in exceptional cases could be reduced to 5 m, from sources of pollution.

The need for protection has increased with the growth of population and industrial activity since 1945. The local government authority of Düsseldorf in 1949 issued directions about the provision of protection zones for public water supplies. The German Water Works Association ("Deutscher Verein von Gas- und Wasserfachmännern"), following these earlier directives, published the first edition of its own recommendations in 1953—"Richtlinien für die Errichtung von Schutzgebieten für Trinkwassergewinnungsanlagen (Trinkwasserschutzgebiete), I. Teil, Schutzgebiete für Grund- und Quellwassergewinnungsanlagen". Since 1957 the provision of protection zones has been required by law. An improved second edition was published in 1961, and since 1969 these have been in the course of revision. It is anticipated that the third edition will be ready by the end of 1974.

The recommendations found application to thousands of public water supplies in the states of Western Germany and in Western Berlin.

The recommendations are restricted to the scientific, hygienic and technical aspects only of the provision of protection zones. They are not concerned with the legal aspects. All dangers are enumerated even if they are already controlled by existing legislation. Protection against abstraction of ground water is not included in the recommendations although the qualitative protection in a whole intake area allows for the provision of quantitative protection.

Endangering of ground water sources by pollution and other accidents

Dangers for ground water quality exist in

- (a) Poisonous substances such as compounds of arsenic, lead, cadmium, chromium, cyanide, fluoride or mercury;
- (b) chemical substances used for plant protection, control of plant growth and pest control;

- (c) radio-active substances;
- (d) pathogenic agents such as bacteria, virus, eggs of intestinal worms, carcinogenic substances;
- (e) sewage, waste products;
- (f) detergents, fats, de-icing salts, particles removed by abrasion of road surfaces and of tyres, refuse;
- (g) petrol, mineral oil, fuel, gasoline, petrochemicals, tar, liquid gas;
- (h) acids, alkaline solutions, salts;
- (i) colours, odours, flavours;
- (k) substances of microbiological metabolism and decomposition;
- (l) fertilizers, manures;
- (m) aggressive carbonic acid from processes of decomposition;
- (n) changes of temperature as a result of disposal of cooling water or subsurface refrigeration by cold-storage depots.

Continuous or occasional infiltration of polluting substances in small quantities may have harmful consequences in certain concentrations or in combination with other substances.

Sources of danger

Sources of danger can exist in offices, factories, utilities and other operations, in particular:

- (a) industries connected with the emission of radioactive or other polluting substances (sewage, cooling water, wastes, gas, dust);
- (b) production, transportation, utilization, storage and deposition of contaminating substances;
- (c) transportation, utilization, storage and deposition of refuse and waste;
- (d) production, transportation, storage, deposition, treatment, manufacture and other utilization of radioactive substances;
- (e) damage to soil and overlying strata, exposing of ground water surface, excavations, boreholes, blasting, especially subterranean blasting;
- (f) mining, exploitation of natural gas and oil deposits, exploitation of rocks and unconsolidated deposits, exploration of mineral deposits;
- (g) housing estates, farm buildings, burial grounds;
- (h) isolated properties, hospitals, sanatoria, hotels, restaurants;
- (i) collection, treatment, sprinkling, infiltration of sewage, foul water drains, cess pits, subterranean irrigation with sewage, discharging of sewage or other liquid or solid in the soil or underground and in surface water courses;
- (k) traffic arrangements, parking places, road traffic, rail traffic, pedestrian traffic;

- (l) pipelines carrying polluting substances;
- (m) surface watercourses, construction and excavation in river beds;
- (n) aerodromes, landing grounds, air corridors, places for emergency jettisoning;
- (o) military establishments, exercise areas, training grounds;
- (p) parking and washing of motor vehicles;
- (q) erosion and leaching of soil, organic manure, liquid manure, dung water, sludge from sewage plants, moulded refuse, artificial manure;
- (r) blowing away, washing away and leaching of chemical substances used for plant protection, control of plant growth and pest control;
- (s) intensive pasturage, concentrations of cattle, stock-farming in large quantities;
- (t) silos and stacks of silage, horticulture, allotments;
- (u) shipping, aquatic sports, bathing establishments, camping;
- (v) shafts, galleries, drains, sewers, wells, excavations, bomb-craters, also such ones which are filled up, those which are scarcely or not recognizable or have fallen in;
- (w) building plots and site installations;
- (x) inundations by flood, thaw, heavy rain, irrigation;
- (c) agriculture, condition of the soil;
- (d) thickness and composition of the aquifer;
- (e) depth (distance from land surface) and variation of ground water surface;
- (f) length of the pathways of infiltration and flow of water from the infiltration point to the water catchment (with increasing abstraction of water the gradient of ground water surface and the flow velocity also increase);
- (g) climate and season.

The essential part of purification occurs in the active upper zone of the soil, the rest in the lower parts of soil, sub-soil and underground strata. The effect of excessive flows of polluted water through these strata is to damage their purifying properties.

Ground water which moves in large fissures, in karstic rocks and gravels or in gravels lacking fine material is in general not purified sufficiently. Corresponding to the large velocity of flow in these cases the retention period is insufficient (less than about 50 days).

The protected area and its sub-division

The protected area must include the whole intake area and the catchment abstraction point. The determination of intake areas has to be made on the basis of maximum abstraction at times of lowest ground water table.

It is not feasible to follow set procedures because each case will differ from the others. For this reason preliminary studies by specialists are necessary before proceeding to detailed arrangements.

Information on the following subjects which must be taken into consideration, is of great importance:

Subterranean processes of purification and amelioration

Pollution and deterioration of ground water quality can be reduced or abolished by processes of purification in the active soil and in the underground strata. The following processes work together:—

- (a) physical processes, for example retention in the pores, dilution, adsorption to soil particles;
- (b) mixed physical and chemical processes, for example absorption in soil particles, ion exchange;
- (c) chemical processes, for example oxidation, reduction;
- (d) biological and biochemical processes, for example incorporation by plant roots, microbiological decomposition.

An essential process exists in the decay of bacteria which are introduced into the ground water normally within about 50 days.

The processes depend on the following circumstances which differ locally and which occur in various combinations:—

- (a) kind, degree, quantity, duration and frequency of the pollution or another accident;
- (b) thickness and composition of the strata above the ground water surface;

- (a) limits, morphology and utilization of the intake area;
- (b) soil texture, soil types;
- (c) geological structure;
- (d) hydrological conditions;
- (e) meteorological and climatic conditions;
- (f) type, construction, condition and operation scheme of the catchment system;
- (g) quantity of abstraction (including future proposals);
- (h) physical, chemical, biological and bacteriological quality of surface watercourses and ground water, in the long and short terms;
- (i) existing and proposed utilization of the intake area especially building areas, vegetation, agriculture (forests, meadows, fields), excavations, traffic, limits of administrative areas;
- (k) mining rights, installations and projects;
- (l) reserves, national parks.

In the case of river bed infiltration or artificial ground water recharge the surface watercourses are to be taken into special consideration.

In general the danger for the water abstracted at the catchment abstraction point decreases with the distance from the endangering source. It is sufficient to divide the area into 3 or 4 zones, namely:

Zone III —the outer, distant zone, which in the case of a distance to the boundary of the intake area of more than 2 km is subdivided into

Zone III B—the peripheral zone and

Zone III A—the inner part of the outer zone.

Zone II —the middle zone,

Zone I —the surrounding of the catchment abstraction point.

All sources of deterioration are subjected to the system of 3 or 4 zones. The method is very rigorous, although practical application has produced no severe difficulties and in fact has justified a certain amount of simplification.

Zone III shall protect against persistent contamination such as that caused by scarcely or non-decomposable chemical and radioactive pollutions. If Zone III is not subdivided in Zone III B and III A the restrictions of Zone III A are intended for the whole Zone III.

Zone III B shall not include the following items:

- (a) disposal wells for sewage and radioactive substances;
- (b) industries connected with emissions of radioactive or water contaminating substances such as oil refineries, metallurgical forges, chemical factories, if sewage and wastes are not piped completely out of the intake area or are treated sufficiently, nuclear reactors;
- (c) deposition above or below ground, dumping of radioactive or water contaminating substances such as poisons, leachable persistent chemical substances, oil, tar, phenol, chemical substances used for plant protection, control of plant growth and pest control, residues of oil-well drillings;
- (d) pipelines for water contaminating substances.

Zone III A shall not include the following items:

- (a) all items enumerated under zone III B;
- (b) industries connected with treating, manufacturing or other utilization of radioactive substances;
- (c) stock-farming in large quantities;
- (d) sprinkling, infiltration of sewage, cess pits, subterranean irrigation with sewage;
- (e) continuous localities, if sewage is not taken completely out of zone III A;
- (f) storage of radioactive and water endangering substances, with the exception of fuel for domestic and agricultural use, provided that all precautionary measures concerning construction, transportation, filling up and operation are observed;
- (g) transfer and distribution of fuel and all other water endangering or radioactive substances;
- (h) aerodromes, landing grounds, air corridors, places for emergency jettisoning;
- (i) military establishments, exercise areas, training grounds;

(k) dumps and deposits of waste, refuse, wrecks and scrap-metal from motor-cars;

(l) sewage treatment installations;

(m) emptying of night soil vehicles;

(n) infiltration or well-disposal of cooling-water;

(o) excavations which reduce the thickness of covering strata especially if the ground water is exposed either permanently or during periods of high water table or if the remaining strata have a small purifying effect and if it is not possible to establish precautionary measures of a sufficient and durable type;

(p) installation of new burial grounds;

(q) shunting yards.

Zone II shall protect against pollution and other accidents connected with human activities and installations which are potentially injurious to water with regard to the vicinity of the catchment abstraction point.

The outer boundary-line shall coincide with that line from which the groundwater needs 50 days to travel to the abstraction point.

The demarkation of zone II would not appear to be necessary if the exploited aquifer from the 50 day line to the abstraction point is covered by an impermeable strata of sufficient thickness.

Zone II shall not include the following items:

- (a) all items enumerated under zone III;
- (b) buildings, especially dwelling houses, stables, silos for silage, workshops;
- (c) roads, railways, installations for traffic, transfer, parking places;
- (d) camping areas, sports-grounds;
- (e) utilization of water endangering or leachable substances for road construction or construction in river beds, for example tar, certain bituminous substances;
- (f) camping, aquatic sports, bathing establishments at surface watercourses, washing of motor vehicles, changing of motor oil;
- (g) burial grounds;
- (h) excavations for exploitation of gravel, sand, peat, clay, cuttings, quarries;
- (i) mining activities, if as a consequence the covering strata are ruptured, land subsidence occurs or open water is formed;
- (k) blasting;
- (l) intensive pasturage, concentrations of cattle;
- (m) organic manure if it is not distributed instantly or if the danger of its superficial transportation into zone I exists, over-manuring;
- (n) open storage and utilization of soil- or water-contaminating chemical substances for plant protection, control of plant growth and pest control or of artificial manure;
- (o) stacks of silage;
- (p) horticulture, allotments;
- (q) storage of fuels;
- (r) transportation of radioactive and water contaminating substances;

- (s) passage of sewage;
- (t) ditches and surface watercourses;
- (u) fish-ponds;
- (v) drainage pipes and channels.

Zone I shall protect the direct surroundings of the catchment abstraction points.

Zone I shall not contain the following items:

- (a) all items enumerated under zone III and zone II;

- (b) traffic of vehicles and pedestrians;
- (c) every kind of agriculture;
- (d) utilization of chemical substances for plant protection, control of plant growth and pest control;
- (e) organic manure.

The activities of the waterworks must at all times be carried out with the observance of extreme caution. The distance of the outer boundary shall be at least 10m from all catchment installations. Organic manuring in zone II shall be permitted.

Résumé

La clarification de l'eau ne rend pas inutile la protection contre les pollutions dans les bassins-versants de l'eau souterraine. Des pollutions peuvent apparaître d'une façon imprévue et soudaine. Aussi, après clarification, l'eau peut contenir des quantités homéopathiques de substances nuisibles à la santé.

Dans la République Fédérale d'Allemagne, après des ébauches remontant à 1906, l'Association allemande des spécialistes du gaz et de l'eau (Deutscher Verein von Gas- und Wasserfachmännern) a publié en 1953 la première édition des directives pour l'aménagement des zones de protection des eaux souterraines utilisées pour l'alimentation publique en eau. Les dispositions légales correspondantes ont été promulguées en 1957. Après révision, une deuxième édition des directives parut en 1959. Une troisième édition est en préparation et paraîtra peut-être en 1974.

Les zones de protection sont subdivisées en 3 ou 4 zones.

La limite périphérique de la zone de protection est formée par la limite de la surface d'alimentation de la couche aquifère exploitée, de même que la limite extérieure de la zone III ou en cas de subdivision de la zone III B:

Dans la zone III, seules les substances résistantes aux processus d'épuration naturelle dans le sol sont dangereuses, par exemple le chlorure de sodium venant des haldes des mines de potassium.

En cas de subdivision de la zone III en zone III B et III A la limite entre ces sous-zones est fixée à 2 km du captage. Cette distance est choisie un peu arbitrairement.

La zone II est la zone de la protection contre les pollutions bactériologiques. La limite extérieure est celle où l'eau dans la couche aquifère demande 50 jours pour cheminer jusqu'au captage. La zone I comprend les environs immédiats du captage.

International standing committee on distribution problems

Subject 1

Demand for water in towns in the years 1969-1990 actual situation. Tendency of changes. Prognoses

by Henryk Janczewski, Dr. Eng.

Chairman of the Committee for the Environment Formation and Protection of the Head Technical Association, Poland.

Introduction

The last twenty five years of the 20th century will see further dynamic development in industry and progressive urbanization in most countries of the world.

According to demographic prognoses the world population will double by the year 2000. Simultaneously the standard of living and social conditions in many countries will rise considerably and the quantity of water required will increase accordingly and that, in turn, will necessitate additional plant and pipelines.

Determination of the potential change in water demand in towns in the near future and determination of approximate indices of increase of this demand depend upon the investment in water supply facilities.

Water charges have a great influence on demand. Where charges are low actual water consumption is high; on the other hand, where charges are high and consumers use water meters, consumption is lower.

Many other factors influence water consumption; for instance, degree of civilization, technical development, efficiency of conservation in plant and pipelines, national income, climatic conditions, etc. Likewise waste and leakage in pipelines and domestic facilities should be taken into consideration when estimating water demand and estimating demand is thus complicated, due mainly to lack of information, because few countries have done adequate research on this problem.

On the basis of a representative method, relying on towns of similar size, character and climatic conditions, etc. and with similar water supply problems, it is possible to estimate (within a limited range) specific water consumptions.

1. The international investigation into potential water demand in towns and municipal agglomerations

Aiming at extending research into water demand in towns and municipal agglomerations, questionnaires were sent early in 1970 to over one hundred municipal authorities in the world, especially in Europe, concerning average and maximum water consumption in litres per capita per day (l.c.d.) during 1969 and estimated demand in litres per capita per day for the years 1975, 1980, 1985 and 1990.

The questionnaire was returned by 133 authorities from 29 countries on 5 continents (Table 1).

Table 1

Continent	Number of countries	Number of towns
Africa	1	1
North America	2	23
South America	1	1
Asia	2	4
Europe	23	104
Total	29	133

A list of towns, their size, water consumption in 1969, future demand for water in l.c.d. for the years 1975, 1980, 1985, 1990 and the ratio of increase in demand for these years to average demand per capita per day in 1969, is shown in Table 2.

Table 2

Continent Country Town	Population of town on 31.12.69	Water consumption from municipal water supply in 1969 l.c.d.		Expected water consumption in 1975, 1980, 1985, 1990 and ratio of increase of expected daily demand in these years to average daily consumption in 1969 daily consumption 1975-1990—l/c* ratio of increase to average demand in 1969—%			
		Average	Maximum	1975	1980	1985	1990
AFRICA							
Republic of South Africa							
Cape Town	639,030	270	366	302/11.9	350/26.6	400/48.1	455/68.5
NORTH AMERICA							
Canada							
Calgary	385,436	673	1,201	691/2.7	710/5.5	728/8.2	746/10.8
Edmonton	425,000	369	698	383/3.8	395/7.0	406/10.0	418/13.3

*litres per capita
(4.5461 litres=1 gallon)

Table 2 (continued)

Continent Country Town	Population of town on 31.12.69	Water consumption from municipal water supply in 1969 l.c.d.		Expected water consumption in 1975, 1980, 1985, 1990 and ratio of increase of expected daily demand in these years to average daily consumption in 1969 daily consumption 1975-1990—l/c* ratio of increase to average demand in 1969—%			
		Average	Maximum	1975	1980	1985	1990
NORTH AMERICA (continued)							
Canada (continued)							
Hamilton	293,397	930	1,235	1,716/84.5	2,100/125.8	—	—
London Ontario	211,756	420	745	441/5.0	462/10.0	483/15.0	504/20.0
Montreal	1,460,000	647	914	—	1,436/121.9	—	1,767/173.1
Ottawa	383,097	362	687	415/14.6	500/38.1	530/46.4	530/46.4
Toronto (munic, agglom.)	2,050,000	596	1,014	655/9.9	671/12.6	687/15.3	703/18.0
Vancouver	1,000,000	578	1,888	—	—	—	—
U.S.A.							
Boston	616,323	836	947	941/12.6	1,039/24.3	1,155/33.4	1,250/49.5
Cincinnati	500,000	534	745	553/1.8	564/3.9	576/6.1	587/8.1
Cleveland	810,585	700	1,100	740/5.7	790/12.9	810/15.7	830/18.6
Dallas	905,000	341	454	492/44.3	568/66.6	568/66.6	568/66.6
Detroit	1,568,000	636	952	651/2.4	666/4.7	681/7.1	700/10.1
Philadelphia	2,027,000	711	930	672/-5.5	689/-3.1	704/-1.0	719/1.1
Grand Rapids (Mich.)	210,000	584	1,373	610/4.5	610/4.5	620/6.2	620/6.2
Houston	1,214,000	497	708	515/3.6	538/8.2	556/11.9	592/19.1
Indianapolis	680,000	500	700	523/4.6	538/7.6	544/8.8	549/9.8
Kansas City	170,000	686	895	1,400/104.1	1,457/112.4	1,506/119.6	1,582/130.6
Los Angeles	2,965,000	620	984	643/3.7	625/0.8	617/-0.5	606/-2.3
Minneapolis	456,000	379	935	397/4.7	416/9.8	437/15.3	457/20.6
Pittsburgh	600,000	500	602	—	—	—	—
Portland, Oregon	380,000	456	958	—	—	—	—
St. Louis	688,000	1,077	1,349	1,115/3.5	1,150/6.8	—	—
SOUTH AMERICA							
Brazil							
Rio de Janeiro	4,500,000	300	600	300/0	300/0	300/0	330/10.0
ASIA							
Japan							
Tokyo	8,983,627	471	557	670/42.5	772/63.9	850/80.5	920/96.3
Yokohama	2,167,376	297	371	447/50.5	497/67.3	550/86.2	616/107.4
Turkey							
Ankara	1,000,000	180	220	200/11.1	20/22.2	280/44.4	300/66.7
Izmir	578,303	115	130	250/117.4	250/117.4	250/117.4	250/117.4
EUROPE							
Austria							
Graz	253,000	210	238	220/4.8	228/8.6	236/12.4	240/14.3
Salzburg	121,000	290	410	328/13.1	366/26.2	404/39.3	442/52.4
Vienna	1,645,700	317	415	355/12.0	390/23.0	420/32.5	450/42.0
Belgium							
Antwerp	234,099	173	207	182/5.2	191/10.4	200/15.6	210/21.4
Brussels	1,276,909	141	156	155/9.9	170/20.6	185/31.2	200/41.8
Ghent	151,000	100	300	125/25.0	150/50.0	175/75.0	200/100.0
Liège	148,599	254	266	300/18.1	340/33.9	380/49.6	420/65.4
Bulgaria							
Sofia	848,000	530	660	—	—	—	—
Czechoslovakia							
Ostrava	273,316	387	420	425/9.8	450/16.3	500/29.1	550/42.1
Plzen	140,400	374	443	392/4.8	410/9.6	428/14.4	445/19.0
Praha	1,160,000	224	243	420/87.5	525/134.4	650/190.2	730/225.9
Denmark							
Aarhus	110,000	347	450	375/8.1	395/13.8	410/18.2	425/22.5
Copenhagen	643,262	271	314	174/-35.8	195/-28.0	214/-21.0	234/-13.7
France							
Bordeaux	270,996	330	475	366/10.9	396/20.0	426/29.1	456/38.2
Brest	160,000	150	200	300/100.0	300/100.0	400/166.7	450/200.0
Dijon	150,791	300	410	350/16.7	400/33.3	450/50.0	500/66.7
Grenoble	165,902	410	470	420/2.4	450/9.8	480/17.1	500/22.0
Limoges	133,368	253	347	350/50.2	400/71.7	450/106.0	500/114.6
Le Havre	201,000	390	450	420/7.7	450/15.4	485/24.4	520/33.3
Nancy	127,826	370	400	400/8.1	420/13.5	440/18.9	460/24.3
Nantes	260,000	250	400	280/12.0	320/28.0	360/44.0	400/76.0
Paris	2,580,920	320	400	380/52.0	380/52.0	440/76.0	440/76.0
Reims	158,634	235	298	260/10.6	300/27.7	330/40.4	350/49.0
Strasbourg	254,038	300	385	315/5.0	330/10.0	340/13.3	350/16.7
Greece							
Athens	2,100,000	160	208	180/12.5	195/21.9	220/37.5	250/56.3
Ireland							
Dublin	605,000	245	260	272/11.0	296/20.8	—	318/30.0
Yugoslavia							
Belgrade	810,000	330	420	—	—	—	450/36.4
Spain							
Barcelona	1,760,000	235	295	—	320/36.2	335/42.6	350/48.9
Madrid	3,103,795	330	430	422/27.3	478/44.8	541/63.9	612/85.5
Seville	622,145	300	420	339/13.0	384/28.0	425/41.7	489/63.0
Toledo	400,000	594	884	648/9.1	663/11.6	670/12.8	678/14.1
Valencia	600,000	200	250	250/25.0	300/50.0	350/75.0	400/100.0
Valladolid	220,294	274	317	300/9.5	325/18.6	350/27.7	375/36.7

*litres per capita
(4.5461 litres=1 gallon)

Table 2 (continued)

Continent Country Town	Population of town on 31.12.69	Water consumption from municipal water supply in 1969 l.c.d.		Expected water consumption in 1975, 1980, 1985, 1990 and ratio of increase of expected daily demand in these years to average daily consumption in 1969 daily consumption 1975-1990-1/c* ratio of increase to average demand in 1969-%			
		Average	Maximum	1975	1980	1985	1990
EUROPE (continued)							
The Netherlands							
Amsterdam	831,444	197	265	254/28.9	290/47.2	320/62.4	350/77.7
Breda	116,848	83	128	88/6.0	95/14.5	106/27.7	120/44.6
Eindhoven	188,600	170	276	250/47.1	310/82.4	350/105.9	380/123.5
Enschede	132,200	121	181	192/58.7	203/67.8	214/76.9	225/86.0
The Hague	550,550	120	166	145/20.8	165/37.5	185/54.2	210/75.0
Haarlem	172,230	117	173	140/19.7	162/38.5	188/60.7	218/86.3
Hilversum	99,792	205	440	220/7.3	230/12.2	240/17.1	250/22.0
Tilburg	152,589	204	296	270/32.4	327/60.3	355/74.0	377/84.8
Utrecht	278,950	190	260	205/7.9	220/15.8	230/21.1	240/26.3
Principality of Monaco							
Monaco	23,035	565	781	—	—	—	—
German Federal Republic							
Augsburg	214,433	200	280	280/40.0	300/50.0	320/60.0	340/70.0
Bremen	607,000	150	200	160/6.7	170/13.3	175/16.7	180/20.0
Darmstadt	140,251	105	118	110/4.8	140/33.3	180/71.4	200/90.5
Hamburg	1,820,000	204	292	230/12.7	245/20.1	260/27.5	275/34.8
Hannover	525,580	216	313	250/15.7	265/22.7	280/29.6	295/36.6
Mannheim	330,077	230	399	236/2.6	244/6.1	253/10.0	265/15.2
Munich	1,327,449	273	394	389/42.5	400/46.5	408/49.5	412/50.9
Nuremberg	476,000	220	370	420/90.9	445/102.3	470/113.6	500/127.3
Stuttgart	625,888	224	339	240/7.1	255/13.8	270/20.5	285/27.2
Würzburg	121,538	246	494	275/11.8	300/22.0	320/30.1	345/40.2
West Berlin							
Berlin West	2,134,218	224	412	—	—	—	—
Norway							
Oslo	488,500	606	761	660/8.9	700/15.5	740/22.1	780/28.7
Poland							
Bialystok	159,000	228	264	248/8.8	—	—	—
Bielsko-Biala	170,797	390	490	480/23.1	530/35.9	550/41.0	570/46.2
Bytom	193,750	190	229	249/31.1	255/34.2	258/35.8	260/36.8
Chorzow	151,321	415	—	430/3.6	462/11.3	500/20.5	523/26.0
Gdansk	366,900	223	270	320/43.5	370/65.9	430/92.8	500/124.2
Gliwice	168,596	191	202	200/4.7	210/10.0	220/15.2	225/17.8
Katowice	297,196	191	—	209/9.4	226/18.3	237/24.1	245/28.3
Cracow	575,000	267	288	310/16.1	335/25.5	345/29.2	—
Lublin	241,722	209	—	220/5.3	—	—	—
Lodz	753,000	204	225	295/44.6	342/67.6	389/90.7	436/113.7
Poznan	462,118	229	300	312/36.2	330/44.1	351/53.3	368/60.7
Radom	156,000	199	214	326/63.8	384/93.0	445/123.6	500/151.3
Ruda Slaska	141,658	113	124	172/52.2	181/60.2	190/68.1	199/76.1
Sosnowiec	145,821	170	195	215/90.3	220/94.7	230/103.5	245/116.8
Szczecin	337,033	263	299	360/36.9	375/42.6	400/52.1	525/99.9
Torun	130,000	220	240	444/101.8	—	452/105.5	—
Walbrzych	126,052	240	266	330/37.5	360/50.0	394/64.2	420/75.0
Warsaw	1,288,400	305	366	347/13.8	396/29.8	424/39.0	—
Wroclaw	517,409	231	272	318/37.7	336/45.5	347/50.2	360/55.8
Zabrze	199,870	150	—	235/56.7	249/66.0	265/76.7	282/88.0
Portugal							
Lisbon	840,000	200	280	330/66.0	380/90.0	450/125.0	500/150.0
Oporto	350,000	75	95	130/73.3	170/126.7	210/180.0	250/233.3
Switzerland							
Basel	214,000	481	800	900/87.1	950/97.5	975/102.7	1,000/107.9
Bern	169,000	481	580	700/45.5	700/45.5	700/45.5	700/45.5
Lausanne	138,812	466	723	500/7.3	520/11.6	540/15.9	560/20.2
Zürich	427,600	420	600	460/9.5	480/14.3	500/19.0	520/23.8
Sweden							
Göteborg	440,000	409	513	420/2.7	460/12.3	500/22.2	540/32.0
Malmö	258,311	339	480	400/18.0	475/40.0	500/47.5	540/59.3
Stockholm	755,000	450	610	465/3.3	500/11.1	525/16.7	550/22.2
Hungary							
Budapest	2,006,000	334	443	396/18.6	449/34.4	472/41.3	578/73.1
Miskolc	165,870	270	390	420/55.6	450/66.7	450/66.7	500/86.2
Great Britain							
Birmingham	1,268,000	267	306	330/23.6	390/46.1	450/68.5	500/87.3
Glasgow	976,540	420	456	440/4.8	460/9.5	478/13.8	496/18.1
Leeds	508,000	254	304	268/5.5	291/14.6	314/23.6	336/32.3
London	6,061,300	286	355	282/—1.4	286/0	—	314/9.8
Manchester	541,500	347	378	394/13.5	435/25.4	482/38.9	522/50.4
Southampton	210,000	276	336	300/8.7	320/15.9	340/23.2	360/30.4
Italy							
Bologna	84,942	280	335	310/10.7	330/17.9	350/25.0	370/32.1
Genoa	842,000	390	430	450/15.4	460/17.9	470/20.5	480/23.1
Modena	141,000	185	230	250/35.1	270/45.9	290/56.8	310/67.6
Naples	1,276,824	250	290	430/72.0	470/80.0	515/106.0	545/118.0
Padua	229,460	330	408	434/31.5	494/49.7	565/71.2	651/97.3
Palermo	457,000	280	320	295/5.4	310/10.7	325/16.1	340/21.4
Ravenna	70,000	140	140	300/111.3	350/150.0	350/150.0	400/185.0
Rome	2,432,332	437	530	490/12.1	510/16.7	515/17.8	520/19.0

*litres per capita
(4.5461 litres = 1 gallon)

Table 2 (continued)

Continent Country Town	Population of town on 31.12.69	Water consumption from municipal water supply in 1969 l.c.d.		Expected water consumption in 1975, 1980, 1985, 1990 and ratio of increase of expected daily demand in these years to average daily consumption in 1969 daily consumption 1975-1990-1/c* ratio of increase to average demand in 1969-%			
		Average	Maximum	1975	1980	1985	1990
U.S.S.R.							
Leningrad	2,997,000	524	610	660/26.0	795/51.7	925/76.5	—
Minsk	570,000	268	—	400/49.3	460/71.7	480/79.1	500/86.6
Tallinn	298,000	254	376	290/14.2	321/26.4	350/37.8	375/47.6
Vilnius	236,000	216	231	388/79.6	450/108.3	—	—

*litres per capita
(4.5461 litres = 1 gallon)

2. Size of towns and water demand

The first aim in research on water consumption is to determine the type of town to investigate.

Constantly growing urbanization and increase in population in settlements and municipal agglomerations change the meaning of such definitions as "large" town, "medium" town, "small" town, etc. Very small towns and villages, having no industries, etc., have been omitted from this study. Towns graded as "medium-sized", "large" and "very large", with populations of, say, 50,000 up to two and more million, have been chosen as the most representative in the study of water supply for the years 1970-1990. The study of water supply is connected with the size of a town, therefore the 133 towns investigated have been divided in relation to their size into ten groups, as shown in Table 3.

Table 3

Size of towns (population in thousands)	Number of towns
to 100	4
100—200	34
200—300	21
300—400	8
400—500	9
500—700	19
700—1,000	12
1,000—1,500	8
1,500—2,000	4
over 2,000	4
Total	133

The towns investigated with their comparative sizes are sufficient to apply the representative method, from which general conclusions may be derived on water demands for world towns up to 1990.

3. Average and maximum daily water consumption in towns in 1969

Average and maximum daily water consumption in 1/c in 1969 has been derived from the analysis of towns investigated. Generally speaking the daily consumption has been based on the quantity of water used by public utilities, light industry and for domestic purposes.

The questionnaire did not include the water requirements of heavy industry having its own supply systems.

The analysis shows that the lower limit of average daily consumption in 1969 fluctuated for different sizes of towns from 200 to 230 litres daily per capita (44 to 50

gallons). In one large group of 34 towns, with populations from 100,000 to 200,000, it was 150 litres (33 gallons) and in some towns (Breda, Darmstadt, Ghent, Oporto) even less. This comparatively low consumption can be attributed to many factors.

A great influence in lowering consumption is the proper use of water in the distribution system, the maintenance of pipe networks and inside installations and minimising waste in general. The decisive limiting factors in water consumption are the charges levied for water and the installation of individual water meters, for instance in Brussels, Antwerp, The Hague, etc.

The upper limit of average daily consumption per capita in the towns with populations up to 100,000 was 280 litres (61 gallons). In the one larger group of 63 towns, with populations from 100,000 to 400,000, it varied from 400 to 450 litres (88 to 99 gallons) and in towns with populations over 400,000 it varied from 500 to 620 litres (110 to 136 gallons) (Table 4).

Some towns have been omitted, especially American and Canadian towns with consumptions of over 620 l.c.d. (136 gallons). These towns have specific properties of great daily consumption, for example Hamilton in Canada—930 l.c.d. (204 gallons), Montreal—914 l.c.d. (201 gallons), Boston—836 l.c.d. (184 gallons), St. Louis—1,077 l.c.d. (237 gallons) and others, the developed metallurgical and chemical plants in these towns having influenced the high consumption.

The interesting problem will be the investigation of the maximum daily consumption per person in relation to the size of a town. For towns with populations up to 300,000 the lower limit of maximum daily consumption varies from 170 to 200 l/c (37 to 44 gallons). Although some towns in this group of 59 towns have a lower limit of maximum daily consumption of less than 170 l/c (37 gallons) (Ghent—100 l.c.d. (22 gallons), Brest—150 l.c.d. (33 gallons), Darmstadt—105 l.c.d. (23 gallons), Zabrze—150 l.c.d.), it seems logical to accept an amount of 170 to 200 litres (37 to 44 gallons) as the lower limit of the demand.

For the remaining groups, totalling 73 towns with populations from 300,000 to over 2,000,000, the lower limit of maximum daily consumption varies between 200 and 350 litres (44 and 77 gallons).

It should be noted that the rate for maximum daily consumption, in litres per person, of 350 litres (77 gallons) and over covers towns with populations of over 2,000,000.

The lower limit of maximum daily consumption for this group of towns, omitting towns with specific conditions of water supply [Oporto—95 l.c.d. (21 gallons), Izmir—130 l.c.d. (28 gallons), Madrid—330 l.c.d. (72 gallons), Hannover—313 l.c.d. (69 gallons), Stuttgart—339 l.c.d. (75 gallons), Bologna—335 l.c.d. (74 gallons), Palermo—320 l.c.d. (70 gallons)], may be accepted as approximately 200 to 300 l.c.d. (44 to 66 gallons).

Table 4

Average and maximum daily consumption of water in towns according to their size (as at 31st December, 1969)

Size of towns (population in thousands)	Number of towns	Water consumption (l.c.d.)		Increase of maximum water demand in relation to average demand
		Average	Maximum	
to 100	4	200—280	200—330	% 0—17
100— 200	34	150—400	170—500	13—25
200— 300	21	200—420	200—500	0—16
300— 400	8	230—450	270—700	12—17
400— 500	9	220—600	300—760	36—26
500— 600	19	200—600	250—900	25—50
700—1000	12	200—580	220—660	10—13
1,000—1,500	8	200—500	240—700	20—40
1,500—2,000	4	200—640	290—800	45—20
over—2,000	14	200—620	350—900	75—45
Total	133			

Table 4 shows the upper limit of maximum daily consumption per capita for towns with populations up to 100,000 as approximately 330 litres (72 gallons).

The maximum daily consumption for the Principality of Monaco (781 litres—172 gallons) and the town of Hilversum in Holland (440 litres—97 gallons) has been omitted as untypical. In the group of 55 towns with populations from 100,000 to 300,000 the upper limit of maximum daily consumption per capita may be accepted as being as high as 500 litres (110 gallons).

Some American, Canadian and Swiss towns (Hamilton—1,235 l.c.d. (272 gallons), London Ont.—745 l.c.d. (164 gallons), Kansas City—895 l.c.d. (197 gallons), Bern—580 l.c.d. (127 gallons), Lausanne—723 l.c.d. (159 gallons) have also been omitted as untypical.

The next group of towns investigated have populations from 300,000 to 500,000 and have upper limits of maximum daily consumption ranging from 700 to 760 l.c.d. (154 to 167 gallons).

The second large group of 73 towns have populations from 300,000 to 2,000,000 and over, and have upper limits of maximum daily consumption varying from 700 to 900 litres and over (154 to 198 gallons).

It should be noted that the maximum daily consumption per capita for several Canadian and American towns with populations over 300,000 exceeds 900 litres (198 gallons), e.g. Calgary—1,204 l.c.d. (265 gallons), Montreal—914 l.c.d. (201 gallons), Toronto—1,014 l.c.d. (223 gallons), Vancouver—1,888 l.c.d. (415 gallons), Boston—947 l.c.d. (208 gallons), Cincinnati—745 l.c.d. (164 gallons), Cleveland—1,100 l.c.d. (242 gallons), Detroit—952 l.c.d. (209 gallons), Philadelphia—930 l.c.d. (204 gallons), Los Angeles—984 l.c.d. (216 gallons), Minneapolis—935 l.c.d. (206 gallons), Portland—958 l.c.d. (211 gallons), St. Louis—688 l.c.d. (151 gallons). As there are comparatively few of these towns they have been omitted when examining the average upper limit of maximum daily consumption.

The group of European towns with populations over 300,000 having large maximum daily consumption per capita comprises: Basel—800 litres (176 gallons), Bern—580 litres (127 gallons), Lausanne—723 litres (159 gallons), Zurich—600 litres (132 gallons), Leningrad—610 litres (134 gallons). The analysis of these towns shows that the upper limit of maximum daily consumption does not exceed 500 l/c (110 gallons).

It will be an interesting problem to estimate the rate of increase of maximum daily consumption to average daily consumption in relation to the size of towns.

The lower limit of increase of maximum daily consumption may be accepted as 15 to 20 per cent. in relation to average daily consumption for towns with populations up to 1,500,000, 45 per cent. for towns with populations from 1,500,000 to 2,000,000 and 75 per cent. for towns with populations over 2,000,000.

The upper limit of increase of maximum daily consumption per capita to average daily consumption varies from 17 to 25 per cent. for towns with populations up to 500,000 and 20 to 45 per cent. for towns with populations over 500,000. The 67 medium-sized towns analysed with populations up to 400,000 show a rate of increase of maximum daily consumption per capita to average daily consumption varying from 15 to 25 per cent.

On the basis of the interpretation of water consumption in relation to size of towns and water consumption in individual countries, it is possible to estimate the approximate increase of maximum daily consumption per capita in larger towns in relation to average daily consumption. It will be interesting to perform an analysis for each individual country (to determine more precisely the average and maximum water consumption for each inhabitant), basing such research on water balances, social and economic conditions, national income, investment possibilities, and on climatic conditions, especially for countries of small area.

Table 5

Average and maximum daily water consumption in investigated towns as at 31st December, 1969.

Country	Number of towns	Daily water consumption in towns (l.c.d.)	
		Average	Maximum
Republic of South Africa	1	270	336
Canada	8	370—670	700—1,000
United States of America	15	500—800	700—1,100
Brazil	1	300	600
Japan	2	300—470	370—560
Turkey	2	115—180	130—220
Austria	3	210—320	300—410
Belgium	4	160—200	160—270
Bulgaria	1	530	660
Czechoslovakia	3	230—380	250—440
Denmark	2	270—350	310—450
France	11	250—350	400—470
Greece	1	160	210
Ireland	1	245	260
Yugoslavia	1	330	420
Spain	6	240—330	300—430
The Netherlands	9	120—200	170—300
Monaco	1	565	780
German Federal Republic	10	220—240	300—400
Berlin West	1	225	410
Norway	1	606	760
Poland	20	200—230	240—300
Portugal	2	75—200	100—280
Switzerland	4	420—480	580—720
Sweden	3	340—450	510—610
Hungary	2	270—330	390—440
Great Britain	6	270—380	300—450
Italy	8	280—390	300—430
The Union of Soviet Socialist Republics	4	260—520	380—610
TOTAL	133		

In determining a mean of average and maximum daily consumption per capita in towns of particular countries the extremes of very low or very high daily consumption have been omitted because these conditions are specific, requiring a separate analysis.

Moreover the average and maximum daily consumption per capita in particular countries have been rounded to ten litres (2 gallons).

On the basis of the above-mentioned criteria, a statement of average and maximum consumption in litres per person in 29 countries on different continents has been prepared (Table 5).

Table 5 shows that Belgium had one of the lowest average daily consumptions per inhabitant in 1969 in Europe, the towns showing consumptions varying from 160 to 200 l.c.d. (35 to 44 gallons).

The reasons for these values are discussed in another part of the paper. Almost the same values of average daily consumption occur in towns in the German Federal Republic, Poland and West Berlin, where the consumptions vary from approximately 220 to 240 litres (48 to 53 gallons), from 200 to 230 litres (44 to 50 gallons) and 225 litres (49 gallons) respectively. Low average daily consumption, viz. from 75 to 200 litres per person (16 to 44 gallons), is noted in Portugal.

A separate group of towns in Europe with average daily consumptions ranging from 210 to 330 litres per person (46 to 72 gallons) includes towns in Austria—210 to 330 l.c.d. (46 to 72 gallons), Ireland—245 l.c.d. (54 gallons), Yugoslavia—330 l.c.d. (72 gallons) and Hungary—270 to 330 l.c.d. (59 to 72 gallons). Average daily

consumptions in towns in Denmark, France, Great Britain and Italy vary from 270 to 350 l.c.d. (59 to 77 gallons), 250 to 350 l.c.d. (55 to 77 gallons), 270 to 380 l.c.d. (59 to 83 gallons) and 280 to 390 l.c.d. (61 to 86 gallons) per person, respectively. High values of the average daily consumption in Europe may be noted in Norway—606 l.c.d. (133 gallons), Switzerland—420 to 480 l.c.d. (92 to 105 gallons) and Sweden—350 to 450 l.c.d. (77 to 99 gallons).

Towns in Canada, having average daily consumptions per capita of 270 to 670 litres (59 to 147 gallons), and those in the U.S.A., where the average daily consumption varies from 500 to 800 litres (110 to 176 gallons), may be considered as exceptional. The average daily consumption in the towns in Japan is also high and varies from 300 to 470 l.c.d. (66 to 103 gallons).

Particular note may be taken of the average consumption in European towns where the upper limit of average daily consumption in many countries does not exceed 400 l/c (88 gallons), the exception being certain towns in Sweden and Switzerland and Leningrad, where the average daily consumption is 520 litres per person (114 gallons).

Interesting results may be obtained from the analysis of maximum daily consumption for towns in Europe, Africa, North America, South America and Asia.

Maximum daily consumption depends considerably upon reserves in water intakes, treatment stations, pumping stations, reservoirs and storage in the distribution system, hence the given values of maximum daily consumption often do not illustrate a true state of meeting

maximum demands of consumers and values for each town should be compared with its own reserves in water facilities.

The lowest average maximum daily consumption per inhabitant has been observed in towns in Belgium and Holland where values vary from 160 to 270 litres (35 to 59 gallons) and 170 to 300 litres (37 to 66 gallons), respectively, and shows the upper limit of consumption to be 50 per cent. higher than average daily consumption.

In towns in Poland the maximum daily water consumption varies from 240 to 300 l/c (53 to 66 gallons) which is very nearly equal to the average consumption (300 to 450 l.c.d.—66 to 99 gallons) noted in some European countries. For instance, in Austria the maximum daily consumption varies from 300 to 410 litres (66 to 90 gallons), in Denmark from 300 to 450 litres (66 to 99 gallons), Spain from 300 to 430 litres (66 to 94 gallons), the German Federal Republic from 300 to 400 litres (66 to 88 gallons), Berlin West 400 litres (88 gallons), Yugoslavia 410 litres (90 gallons) and in Great Britain from 300 to 450 litres (66 to 99 gallons). Almost the same values of maximum consumption ranging from 400 to 470 l.c.d. (88 to 103 gallons) are noted in towns in France (400 to 470 l.c.d.—88 to 103 gallons) and in Hungary (390 to 440 l.c.d.—86 to 97 gallons). A significantly high value of maximum daily consumption per capita in relation to average consumption occurs in the Japanese towns of Tokyo (557 litres—122 gallons) and Yokohama (371 litres—82 gallons); even higher are Sofia (660 litres—145 gallons), Oslo (760 litres—167 gallons) and Leningrad (610 litres—134 gallons). The small towns in U.S.S.R. have a maximum daily consumption varying from 300 to 400 litres per person (66 to 88 gallons).

Exceptionally high values of maximum daily consumption occur in Canadian and other North American towns, where the average consumption for many towns ranges from 700 to 1,200 l.c.d. (154 to 263 gallons). These very high values are the result not only of the demand but also of reserves in water intakes, treatment stations, pumping stations, reservoirs and distribution networks.

It should be emphasized that the above-mentioned data are only approximate and the determination of average and maximum consumption for any urban agglomeration should be estimated on a basis of proper research and tests, taking into account all elements that might influence the quantity of water needed.

4. Expected demand for water in the towns in 1975, 1980, 1985 and 1990

The questionnaires sent to authorities in European and other continental towns contained questions on water demand for the years 1975, 1980, 1985 and 1990, and information was requested on average water demand per capita per day for periods of five years. Replies were received from 133 towns and the expected average daily water demand in the year 1990 was given for 118 towns.

It would seem that not all town authorities can estimate future water demand accurately. However, answers received from the 118 towns (i.e. 89.4 per cent.) testify that most towns do carry out research on future demand. The daily demand for water given in prognoses by individual towns for the years 1975, 1980, 1985 and 1990 are shown in Table 2.

In order to show more clearly the trend in the increase in demand, the material is presented in Table 6, where the percentage ratios of increase of water demand in separate towns to average daily demand per capita in

the year 1969 is shown, and the increase of water demand for the years 1969 to 1990 for particular countries is analysed. The actual comparison of increase of water demand over the years 1975, 1980, 1985 and 1990 has not been undertaken deliberately as in most towns the increases over the five year period develop approximately proportionately.

It is considered, therefore, that the most decisive factor will be the comparison of percentage ratio, given in Table 6, of increase of water demand in the year 1990 to the average daily water consumption per capita in 1969. Investigating water demand in Canada and the United States, it should be stated that in many towns the demand in 1990 in relation to demand in 1969 will increase by about 20 per cent., varying only in a few towns, e.g. Montreal, with an increase of 173.1 per cent., Ottawa—46.4 per cent., Boston—49.5 per cent., Dallas—66.6 per cent., and Kansas City—130.6 per cent.

A relatively small ratio of increase in water demand in many Canadian and American towns by 1990, i.e. over the period of 20 years, is due to the already high average daily consumption, viz. 500 to 800 l/c (110 to 176 gallons). By 1990 most towns in these countries will require an average daily consumption of from 600 to 1,000 l.c.d. (132 to 220 gallons). On a basis of present water consumption as well as of future estimates, it is considered that these figures will be the highest in the world.

It is noteworthy that in Philadelphia a decrease of 2.3 per cent. is expected by 1990 as compared with 1969. In Cape Town, South Africa, an increase of 68.9 per cent. in mean daily demand is expected by 1990 and in Rio de Janeiro, South America, an increase of only 10 per cent. Taking into consideration the relatively small water consumption in these countries and their climatic conditions, it is suggested that the information given may not be based on sufficiently accurate data.

Considerable increases in water demand by 1990 are expected in Asiatic towns, viz. Tokyo—96.3 per cent., Yokohama—107.4 per cent. and Izmir—117.4 per cent.

In European towns the estimated water demand in 1990 related to average consumption in 1969 will differ. In the Scandinavian towns in Denmark, Norway and Sweden the water demand in 1990 compared with the consumption in 1969 will increase by from 13.7 to 32.0 per cent., indicating no expected important extension of water works. Only in Malmö, Sweden, will the water demand in 1990 be expected to increase by 59.3 per cent. due to expansion of shipyards and in the textile industry.

The indices of increase of water demand in towns in Belgium and the Netherlands are unusual as the average water consumption per capita at present is relatively low, a little over 100 litres (22 gallons), and by 1990 it is expected that the demand will rise from 41.6 per cent. to 86.0 per cent. and even higher, such as in Ghent—100.0 per cent., Eindhoven—123.5 per cent., which will mean that by 1990 the increase alone will very nearly equal the total demand in towns in Middle Europe.

Towns in Ireland and Great Britain estimate an increase in water demand in 1990 which will vary by from 9.8 to 50.4 per cent. Only in Birmingham will the demand increase by 87.3 per cent. due to industrial development.

Twenty-one German Federal Republic and Polish towns situated in the European lowland estimate an increased demand by 1990 of 30 to 90 per cent. In a few towns the water demand will be higher due to the inadequacy of present water facilities and also due to industrial expansion, i.e. Nuremberg—127 per cent., Gdansk—124.2 per cent., Lodz—113.7 per cent., Radom—151.3 per cent., Sosnowiec—116.8 per cent.

From the analysis it may be stated that in 20 towns in France, Greece, Yugoslavia and Italy the average water demand in 1990 will vary from 24.3 to 76.0 per cent. in relation to average daily consumption in 1969, the exception being the towns with a much higher demand, i.e. Brest—increase 200 per cent., Limoges—114.6 per cent., Madrid—85.5 per cent., Valencia—100.0 per cent., Naples—118.0 per cent., Padua—97.3 per cent., Ravenna—185.0 per cent.

From the above-mentioned facts it appears that water facilities in the South European towns will have to be extensively developed in the 20 years under consideration. Certain towns in Portugal, especially Lisbon and Oporto, with inadequate water facilities, will have to develop their plant considerably because of the expected increase in demand, for instance Lisbon—150.0 per cent. and Oporto—233.3 per cent. In Austria the increased demand in the year 1990 is expected to be as high as 50 per cent. and in Switzerland from 20.2 to 45.5 per cent., Basel being the exception with an estimated increase in 1990 of 107.9 per cent.

In Czechoslovakia the town of Praha will have to overcome many difficulties as, after development of water intakes on the Zeliwka river, the increased demand in 1990 is expected to be 225.9 per cent. In towns in Czechoslovakia the average estimated increase in consumption in relation to present consumption will vary from 19.0 to 42.1 per cent.

In the U.S.S.R. the expected increase of water demand in 1990 in relation to consumption in 1969 will vary from 47.6 to 86.6 per cent.

The picture given of the increase in water demand in 1990 would not be complete without comparing the scale of water demand with the size of towns. Table 2 shows limits of increase of water demand in towns in 1990 in relation to average daily demand per capita in 1969 according to population. The limits are as follows:— from 0 to 25 per cent., 25 to 50 per cent., 50 to 75 per cent., 75 to 100 per cent. and over 100 per cent. On the basis of these criteria Table 6 has been prepared.

Table 6
Rate of increase of water demand in 1990 compared with average daily demand in 1969 per capita in relation to the size of towns

Size of towns (population in thousands)	Number of towns	Limits of ratios of water demand increase in 1990 to average demand in 1969 (%)				
		0 to 25	25 to 50	50 to 75	75 to 100	over 100
to 100	3	1	1	—	—	1
100– 200	32	6	7	5	8	6
200– 300	17	5	7	2	2	1
300– 400	8	3	2	1	—	2
400– 500	9	5	3	1	—	—
500– 700	16	3	5	5	2	1
700–1,000	10	4	1	2	1	2
1,000–1,500	7	1	1	1	1	3
1,500–2,000	4	1	3	—	—	—
over 2,000	12	6	—	2	3	1
TOTAL	118	35	30	19	17	17
%	100	29.7	25.4	16.1	14.4	14.4

As has been shown in Table 6, the towns of medium size, i.e. with populations of up to 300,000 representing 44 per cent. of the investigated towns, will be used in estimating increases in water demand. From the total of the 118 investigated, 65 towns (55.1 per cent.) will have an increase in demand in 1990 ranging from 0 to 50 per cent., 36 towns (30.5 per cent.)—51 to 100 per cent., and 17 towns (14.4 per cent.)—over 100 per cent.

Summary and conclusions

The foregoing analyses show that, over the 20 years under review, almost every country will have to provide

financial and material means for additional water facilities in the way of waterworks, contractors and skilled personnel. In addition, adequate financial means should be reserved for the study and organizing of competent scientific research centres and pilot stations.

Table 6 shows the current problem of water supply and the rate of increase in demand for the years 1969 to 1990. The Table also reveals the need to give the problem top priority. Moreover, it should be emphasized that the problem of adequate water supply of good quality to all inhabitants in all countries is one of the most important in the world, protecting the hygiene of the environment and the health of the people.

Résumé

A la suite des informations rassemblées par questionnaire en 1970, des données nombreuses ont été rassemblées sur la consommation moyenne et maximale par tête et par jour en 1969 et sur la consommation estimée pour les années 1975 à 1990 à intervalles de 5 ans. Les chiffres, reproduits en tableaux, ont été fournis par 133 villes de 29 pays et 5 continents, Europe, Amérique du Nord et du Sud, Afrique et Asie.

Les diverses villes sont réparties en 10 groupes selon la taille de leur population.

Les chiffres de consommation moyenne et maximale

en 1969 sont examinés plus en détail en 10 groupes, accompagnés de commentaires spécifiques sur les villes ayant des consommations habituellement forte ou faible. Un autre tableau de comparaison également accompagné de commentaires détaillés donne les consommations moyenne et maximale en 1969 par pays.

Des considérations détaillées sont enfin données sur la demande en eau projetée pour 1990, menant à la conclusion que presque tous les pas étudiés devront trouver des ressources financières, physiques et humaines pour fournir le supplément d'eau nécessaire dans les 20 années à venir.

Subject 2

Economic and practical guide lines for designing and operating water distribution systems

by Mr. Mauri Pasanen. M.Sc.

President of Finnconsult, Consulting Engineers, Finland.

Introduction

There are several principal factors to be taken into consideration in designing water distribution systems. The most common case is where there is an existing system which is old, undersized and partially worn out which will not meet the water demand in the immediate future. The availability of water in the existing water sources can be assumed to be satisfactory. This case is handled as case No. 1 below.

Very often the situation has to be faced where existing water sources in use are inadequate or contaminated so that measures planned for pollution control appear to be uneconomical or quite impossible. A new water supply source has to be found, therefore, and brought into use, and this may cause considerable alterations to the existing water distribution system. This is case No. 2.

There are plenty of communities where public water supply systems have to be designed from the beginning, especially in developing countries, and this constitutes case No. 3.

A. Case No. 1

In every case the first task for design work is preparing population and water consumption forecasts for the area to be served by piped water. This is usually a very complicated procedure where birth and death rates, migration, economic development, location of new industry etc. should be taken into consideration. Efficient team work among different specialists is required for this important basic study for realistic design work. It must be kept in mind that these estimates are very seldom completely accurate; therefore, the designer of a water supply system has to make the designs as flexible as possible, reducing unnecessary investment and operating costs, also ensuring, that however, possible future bottle necks can be corrected at minimum cost.

When an existing water distribution system has to be redesigned, the first task is to examine carefully different parts of the system, their age, condition, efficiency etc. Pressure gauging, leakage control and occasional and continuous water shortage areas are also essential factors to be taken into consideration.

After this examination the actual water flow situation in the distribution network can be investigated using electronic computers. Of course, it must be ascertained that the water metering system is up-to-date so that water consumption in different areas of the reticulation system can be determined. In this way it is possible to find out the existing bottle necks in the water distribution system and immediate steps can be taken to remove the worst deficiencies. At the same time estimates for using the existing distribution system without further major corrections can be made.

After the necessary initial corrections to the existing distribution system the actual design work for the future demand can be started. The main problem in this work is to minimize the investment and operation costs as a whole.

The age and operation costs of different parts of a water distribution system vary considerably. For example, it may be assumed that the economical age of pumps, booster pumps and mechanical devices of a water treatment plant vary between 10 and 15 years, whereas the age of water pipes is usually 30 to 40 years. A water supply system is usually designed for 30 years with flexible enlargement after this period. The implementation of the project is always divided into two or three phases whichever can be calculated more economically. Nevertheless, it is inevitable that a newly enlarged water supply system will have an over-capacity during the first years of operation.

The expenditure on the water distribution system constitutes the greatest part of the capital investment of a water supply system. The most economical balance of construction and operating costs between all the essential parts, such as pipelines, storage reservoirs, pumps and booster pumps, is therefore the most important concern in the design work.

In a normal community the pipelines alone form the major investment cost of the water distribution system. Water consumption in different parts of the whole water consumption area, the elevation of these parts, and the location of the water source are the most important components affecting the length and size of the pipelines. There are, however, some other factors, such as location and size of water storage reservoirs and arrangement of pumping systems, which can influence the total investment and operating costs of a water distribution system considerably.

When minimizing the total investment and operating costs a study has always to be made of several alternative solutions. As an example, one approach to the problem is presented below.

Pumping costs, pipe sizes and water storage capacity are closely related to each other. Water storage capacity can be estimated in three categories:—

1. Storage requirement for balancing of water consumption fluctuations.
2. Storage capacity for normal or accidental breakdown in water supply.
3. Storage capacity for fire fighting.

If there are sufficient statistical data of water demand fluctuations available when designing a water distribution system, as is usually the case with existing water supply systems, the storage capacity for the balancing requirement can be easily calculated. In Fig. 1

a practical graphical method is shown for that purpose. On the basis of hourly water demand fluctuations (shown by a pillar diagram on the bottom of the drawing) a cumulative curve for consumed water during a day with maximum water consumption is drawn for evaluation of different alternatives. If an even continuous pumping of 24 hours per day is assumed, a straight line from hour 0 (a.m.) to hour 24 (12 p.m.) can be drawn for presenting the cumulative curve for the pumped water. It can then be seen that at hour 7 (a.m.) a storage capacity is needed of 14.2% (a) of the total water consumption of the day for excess water which is not yet consumed. At hour 18 (6 p.m.) the consumed water meets the pumped water and at hour 22 (10 p.m.) there is about a 5% (b) deficiency in the reservoir compared with the total consumption of water. Thus it can be seen clearly that the water storage requirement for balancing the water demand fluctuation in this case is $V_s = a + b = 14.2\% + 5\% = 19.2\%$ of the total water consumption during the day with the maximum water demand.

In this way different pumping situations which have an effect on the balancing of water demand fluctuation capacity of the storage reservoir can be studied. Fig. 1 shows that if an even continuous pumping is started at hour 6 (a.m.) and finished at hour 22 (10 p.m.) the respective storage requirement is 16.2% of the total daily water consumption.

The storage capacity for normal or accidental breakdown in water supply is more or less constant and its volume usually depends on the total water consumption only. It should be at least 10% of the maximum daily design consumption value for a day.

The water storage capacity for fire fighting depends on local legislation and the normal practice in each country. It would be worthwhile studying this problem and international recommendations for different situations might be beneficial for all countries.

In Scandinavian countries elevated water reservoirs (water towers) are normally used for balancing water consumption fluctuations. Their locations and elevations are essential factors when minimizing pipe sizes and construction and operating costs. When two or more elevated reservoirs are required for one distribution network the solutions are especially difficult. Usually booster pumps then come into the picture and different pressure zones are often the best and most economical solution. In this case several alternatives have to be studied. Fortunately, by using electronic computers these studies are nowadays relatively simple.

Sometimes low level water storage reservoirs in a distribution system combined with an elevated reservoir are most economical; for example, when the capacity of an old elevated reservoir no longer is able to meet the demand for water consumption. Fig 2 shows schematically an actual solution to this kind of problem.

Because the balancing capacity of the old elevated reservoir appeared too small, four alternative solutions were studied: —

1. Enlargement of the balancing capacity of the elevated reservoir.
2. Installation of booster pumps between the pumping station of the water treatment plant and the elevated reservoir.
3. Expansion of the pumping capacity of the existing pumping station.
4. Construction of a low level water reservoir relatively close to the elevated water reservoir with high lift pumps.

The first solution was found to be the most expensive and its implementation too time consuming.

The second alternative was technically uncertain because the water storage capacity of the elevated reservoir was very small when considering not only the balancing capacity but also the capacity for fire fighting and safety factors. In addition, the distribution pipes feeding the elevated reservoir were old and subject to bursting during heavy fire fighting. Even economically, this solution was not competitive because of heavy friction losses in old undersized pipes.

The third solution was technically impossible because the old undersized pipes would not have stood the increased pressure.

The fourth solution was selected as the most economical and technically feasible. The high lift pumps connected with the low level reservoir are close to the elevated reservoir so that the friction losses are reasonable even if pumping is increased by a considerable amount for a short period. The capacity of the low level reservoir is big enough for the pumps in the pumping station of the water treatment plant to work continuously during a whole day if required. The high lift pumps connected with the low level reservoir are equipped with electric motors and with auxiliary fuel engines. All of the pumps in the system are always working to their full capacity when in operation.

B. Case No. 2

If the existing water supply source becomes inadequate due to increasing water demand, the overall situation is not necessarily poor if there is another supply source available within a reasonable distance, and the quality of its water is satisfactory. On the contrary, it may even be possible to design the distribution system even more rationally and economically than in the case where the existing water intake would be enlarged, and water pumped from the same direction as previously into the distribution network. In this respect it must be remembered that nowadays it is possible to design automatically operated water treatment plants and remotely controlled pumping stations, without increasing operating personnel.

Far worse or more difficult is the situation where the water supply source is badly contaminated and the existing water intake must be abandoned. Even in this case only a few additional steps need be necessary if the new water intake is close enough to the existing water treatment plant for the water to be treated and pumped onwards as previously. Unfortunately, the problem is not usually so simple.

If the existing water intake and treatment plant are to be abandoned and a new water supply source is far removed, and possibly in a different direction from the old one, a careful study of the overall situation is necessary. In this case it is advisable to examine the water supply problems of all of the neighbouring communities at the same time. After the overall picture is clear and the water needs of all the communities are examined, the normal design work can be started.

It is always somewhat complicated to redesign a water distribution system economically when a new water main enters the system from a different direction. Because the water mains are usually large and expensive, the most direct route would be the most economical if other factors are not involved. In any case the large mains, especially where household connections are not allowed, should be as short as possible. If the community in question is growing fast, some ring main arrangement around the fringe areas may be a good solution. Existing water storage reservoirs should be taken into consideration too. It is almost impossible to give any detailed

guide lines for designing distribution networks in this case. It is most important that as many solution models as possible be studied and tested with the help of electronic computers. The studies and designing costs will be repaid many times over by the reduction in investment and operating costs.

C. Case No. 3

Perhaps the most interesting and challenging task for the consulting engineer is participating in the water supply system design work for a community which has no existing public systems at all. The most difficult part of this work is usually to find out the basic data such as population and water consumption forecasts, the most economical and safe water source etc.

A new water supply system is designed for a period of at least 30 years. This choice of period is governed mainly by the age of the major parts of a supply system such as pipelines and installations (storage reservoirs, water treatment plants, pumping stations) which is about 30 to 40 years. Some elements can be expanded when required, but even this possibility has to be taken into consideration during the initial designing work.

As was mentioned previously in this paper, a new water supply system always has an over-capacity during its first years of operation. This means excessive investment costs compared with the production and water revenues. All measures for reducing the investment costs should be taken into consideration, therefore, keeping designs flexible so that the supply system can be enlarged step by step. Overall investment and operating costs should be minimized in the long run.

The first step in the design work is to make a feasibility study. This means draft designs, financial calculations of investment and operating costs as well as water revenues calculated on a commercial basis. Phasing of the implementation of different elements of the supply system should be taken into consideration and all possible alternatives should be studied. A very carefully prepared feasibility study gives good guide lines for the final design work.

The most economical and technically feasible phasing of the implementation of a water supply project is one of the basic tasks in the design work. Construction works such as treatment plants, pumping stations and water storage reservoirs can usually be designed so that they can be enlarged at least partially when required, usually within 10 to 15 year intervals. Sometimes it is feasible to construct pumping stations and high elevated reservoirs during the final design period because their

expansion may be costly and difficult. Pumps and some of the other mechanical equipment can be added to or changed when required.

As mentioned previously, the age of water pipes is about 30 to 40 years if the material is properly selected and the water is not corrosive; therefore, the distribution network is normally designed for a period of about 30 years. Double parallel pipes must be avoided as much as possible because they are uneconomical. For example, a 16-in (400-mm) diameter water pipe is able to conduct about six times as much water as a pipe of 8-in. (200-mm) diameter with the same friction losses, velocities of water in both cases remaining between permissible limits. The relationship between the prices is approximately 2,4:1. When taking into account the costs of excavation of pipe trenches and laying of pipes it is quite understandable that two parallel pipes are much more expensive than one pipe.

Because the water distribution network is the most expensive element of the water supply system in a normal community, every effort should be made to reduce its initial construction costs without affecting the total implementation and operating costs of the entire water supply system. Very often it is possible to design the distribution networks so that the major parts of the main pipes can be constructed at a later stage. Initially the smaller pipes are usually of sufficient capacity to function as main pipes.

Conclusions

It is quite impossible to present detailed guide lines for designing and operating water distribution systems in a short paper like this. All the elements of a water supply system function together both technically and economically. They should be studied separately and together as a whole. It must be kept in mind that every water supply system has its own special features. An attempt to prepare common detailed rules for designing and operating water supply systems generally is a useless task. The technical development levels, labour costs, interest rates, production and manufacturing of different materials etc. vary in every country, and the best solutions have to be found case by case.

There is, however, one common guide line for all cases: all basic data affecting the design work and operating of a water supply system have to be collected and carefully analyzed before the actual design is started and as many models as possible of different solutions have to be studied taking both technical and financial aspects into consideration. Modern electronic computers are excellent assets in this work.

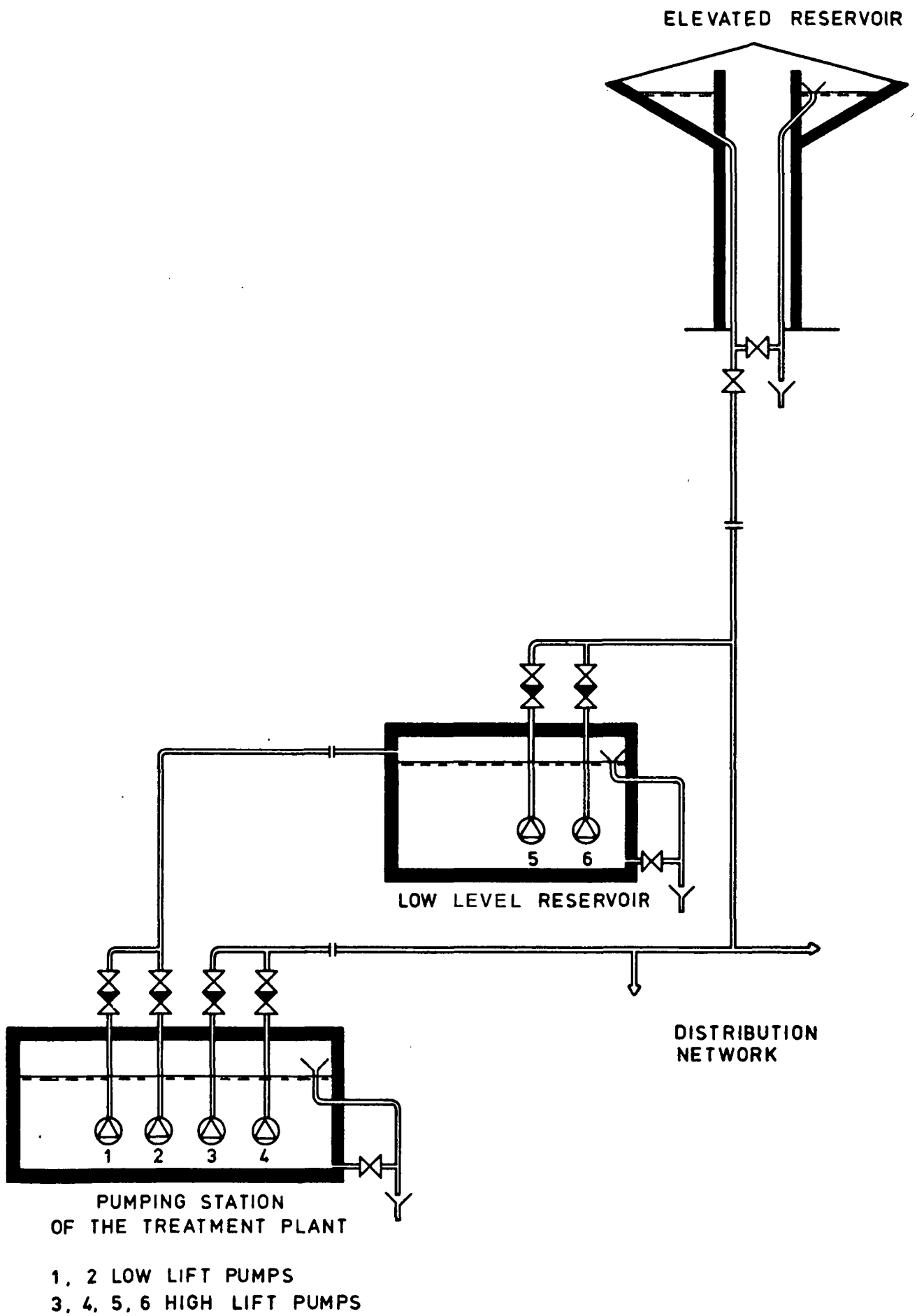
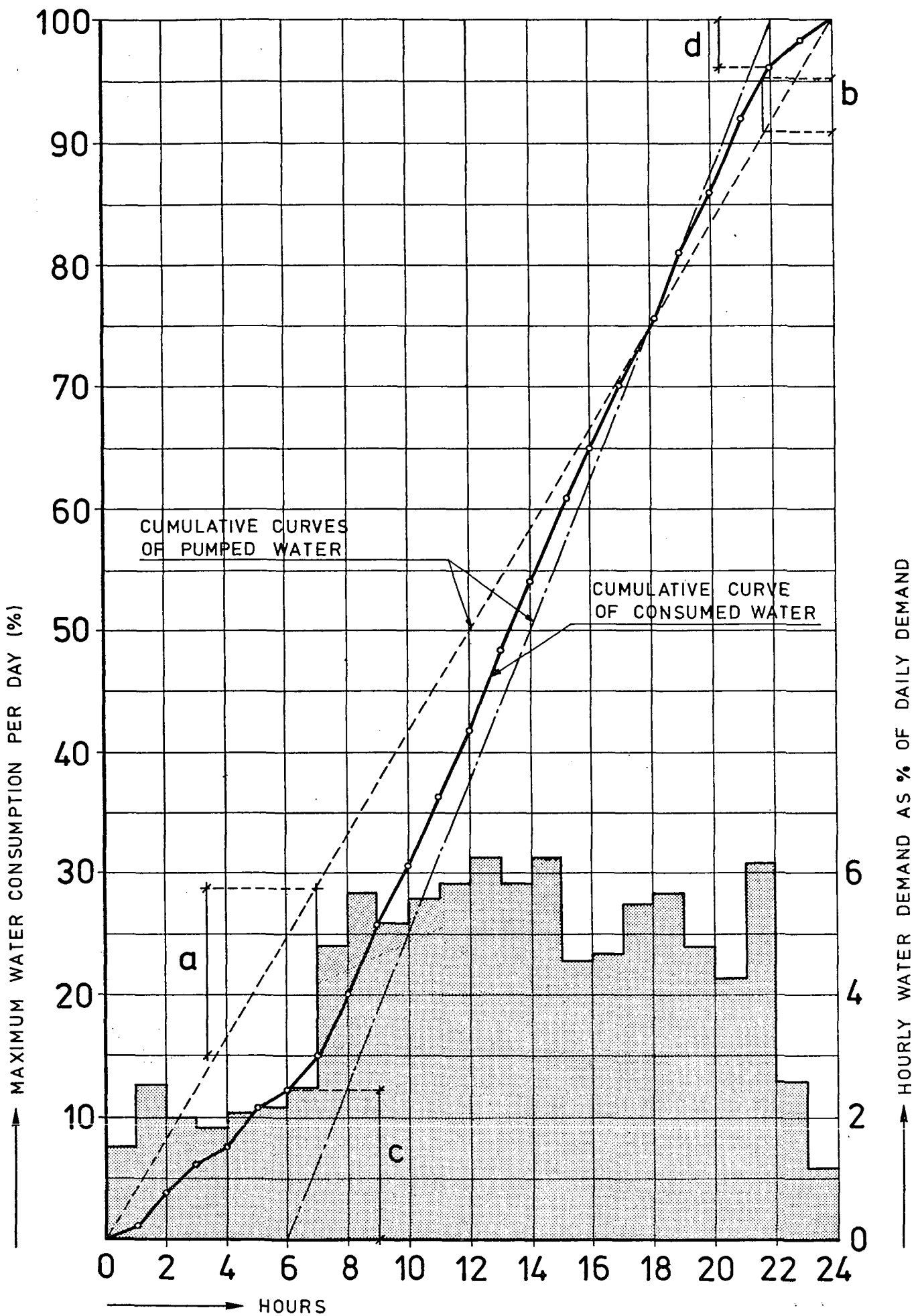


FIG. 2 COMBINED LOW AND HIGH LEVEL RESERVOIR SYSTEM



STORAGE REQUIREMENT FOR WATER DEMAND FLUCTUATION
 $V_1 = a + b = 14,2\% + 5,0\% = 19,2\%$; $V_2 = c + d = 12,4\% + 3,8\% = 16,2\%$

FIG.1 WATER DEMAND FLUCTUATION AND STORAGE REQUIREMENT IN A COMMUNITY IN FINLAND

Résumé

Le sujet est traité par examen détaillé de trois cas d'étude.

- (1) La situation la plus courante est celle d'un réseau de distribution existant qui est vieux et dont la capacité est insuffisante pour les besoins futurs, alors que les ressources en eau sont suffisantes. Avant de réétudier le réseau, il faut examiner la population future et la consommation ainsi que le réseau existant et le débit des conduites. Lors de l'étude, il faut tenir compte de la durée de vie des divers composants, et du fait que le réseau de distribution représente le plus grand investissement dans une distribution d'eau. Il est donc nécessaire de minimiser le total des investissements et des frais exploitation, de prévoir des capacités convenables pour suivre les fluctuations de la demande et les interruptions de fourniture, et de couvrir les besoins d'incendie.
- (2) Là où les ressources en eau existantes sont insuffisantes ou contaminées, il faut trouver de nouvelles ressources. La position de la nouvelle ressource par rapport au réseau de

distribution existant peut créer des difficultés dues à la position de la station de traitement existante et à l'adaptation de la nouvelle adduction au réseau de distribution.

- (3) Beaucoup de collectivités, spécialement dans les pays en développement, doivent concevoir des réseaux de distribution d'eau entièrement neufs. Le problème difficile est de rassembler les données d'études nécessaires sur les prévisions de consommation et les ressources potentielles. Le nouveau réseau sera conçu pour une vie d'environ 30 ans. Le réseau aura une sur-capacité pendant les premières années, mais il faut éviter les sur-investissements dans la période initiale et rendre le réseau assez souple pour permettre les extensions nécessaires

Dans tous les cas, il faut rassembler et analyser systématiquement autant de données que possible avant de passer à l'étude. Il faut examiner autant de solutions alternatives que possible, et les ordinateurs modernes sont une aide incomparable pour ce travail.

Subject 3

Early experiences in monitoring peak loads

by Dr.-Ing. H. Tessoroff,

Berlin Waterworks, Germany

At the meeting of the International Standing Committee on Distribution Problems at the International Water Supply Congress in New York in 1972 I gave a report on "Problems of Peak Demand and Remedial Measures". The treatment of this subject showed that waterworks in every country are extremely interested in the problems associated with it and that very little concrete data are available on the magnitude of peak loads and the factors which influence them.

Since an inquiry among the members of the International Standing Committee on Distribution Problems indicated a wish to discuss and go further into this subject of peak loads at this year's Congress also, and since in addition we have just started a comprehensive monitoring programme in the last year in Germany concerned with the gathering of information on peak loads, their causes and influencing factors, I think it appropriate that I should say a few words on the subject.

May I remind you that in New York I first tried to bring a certain order and system to the concepts associated with peak loads. I then dealt briefly with magnitude, duration and frequency of flow peaks, and I made some suggestions on how one might obtain from these flow peaks the basic time-elements important for the design of the conduits, and the associated load peaks.

The values of the flow peaks and load peaks cannot be predicted theoretically but can only be obtained by the statistical evaluation of a large number of field measurements. The flow hydrographs obtained from field measurements and the load-duration lines which can be deduced from them vary widely for different types of conduits and also depend on the type and structure of the supply area. In addition, the length of time chosen for the period of observation is also an influencing factor. For instance, the hourly peak factor increases with the observation period chosen. Thus in the hot period of summer 1973, in the area of the Berlin waterworks, when there were very high consumption values, the daily peak factor of the one-hour load was observed to be 1.49. That is the ratio of the maximum hourly flow to the median for the hourly flow on that day. If, however, one takes the whole of 1973 as the observation period, then the annual peak factor for the hourly load increases to 2.87. Here, the maximum hourly flow is related to the annual median for the hourly flow.

Because of the low load on pipe systems associated with these high peak values and the high capital outlay involved, it is of great importance to water supply undertakings to know with an adequate degree of

accuracy the magnitude and frequency of peak loads and the mathematical relationship of their dependence on the various parameters which exert an influence on them. But this kind of more accurate design data for various conduits can only be obtained by a comprehensive series of measurements. The statistical evaluation of the data collected is only possible with large quantities of data; only then can well founded conclusions be drawn regarding the influence of the various parameters on the magnitude and frequency distribution of the peak load values. Here, a whole range of influencing factors is important. The magnitude and the change of the load are dependent not only on the period of observation and the various consumer groups, but also on weather conditions, the proportion of open spaces, the population density, social composition, affluence, the extent of water consuming equipment, etc. Therefore tests must be made to see how qualitative relationships exist between the various influencing magnitudes and peak consumption, and whether quantitative relationships can also be established with an adequate degree of accuracy.

In order to clarify these questions, the Deutscher Verein von Gas- und Wasserfachmännern (Association of German Gas and Water Specialists) is at present conducting a monitoring and research programme, paid for by the Federal Ministry of the Interior, which is responsible for water supply, and by a large number of waterworks. As it is a question of compiling as many measurements as possible for statistical evidence the monitoring is being carried out on a decentralised basis in numerous places, distributed over the whole area of the Federal Republic of Germany, using the same instruments in each place, in accordance with standard procedures and principles. The evaluation and further processing of the results will however be carried out in one place, which, considering the great volume of the data, is only possible by using data processing installations.

The measurements started in 1973 and, in the first instance, were conducted on the connections to luxury buildings housing several families in select residential areas. Later in the monitoring programme it is planned to collect measurements from other consumption target areas and from different types of conduits, e.g. supply mains. The selection of similar measurement points should reduce as far as possible the number of influencing values. For each monitoring point an attempt was made with the aid of a questionnaire to collate as fully as possible all the factors influencing water consumption. These include the size of the building and the property, the number and the social status of the people living in it, the number and type of tapping points, etc. The period during which measurements

are taken from each monitoring point was to be from 2 to 6 weeks; after that the monitoring installation was to be used at another location in the same target group.

The monitoring process must be so chosen that one obtains the largest possible number of load hydrographs, which can be subsequently rationally evaluated according to various aspects. After basic deliberation and comparison of differing possibilities, a standard monitoring procedure was developed. The set of measuring instruments consists essentially of an annular piston water meter fitted with a direct current measuring generator. This direct current measuring generator is driven by the annular piston of the meter and produces a d.c. voltage proportional to the speed of rotation. The hydrograph is recorded by an electrical continuous line recorder with a speed of 120 mm/h, so that even brief peaks can be revealed. The influence of the supply pressure on the course of the hydrograph is checked by means of an additional manograph.

Ninety sets of these instruments were put into service during the course of 1973. In this monitoring period they produced nearly 500 strip charts, each chart covering a duration of 7 days. The taking of these measurements has shown that acceptable results are obtained only if exact instructions are given down to the last detail, especially since special demands are made on the quality of the strip charts during the subsequent centralised evaluation. These exact instructions must also cover the type of recording ink and the chart paper, as well as ensuring that the ink flows properly and that the unit is kept dry, and so on.

Before being further processed in an electronic data processing installation, the values given in the flow hydrographs must first of all be converted into a form that can be used in the data processing installation. An electronic chart scanner is used for this, which converts the analogue values on the strip chart into digital values. A cathode ray tube produces a finely focussed point of light which is directed over the chart paper, with the ability to adjust to the distance between the lines. The reflected stray light is picked up by photo-multipliers. When the light beam crosses the trace of the hydrograph, a dark signal is emitted which turns off an oscillator. Thus the distance of the curve from the zero-line is converted into an impulse figure. In this way, the instantaneous flow values of

the conduit are given out in the form of impulse groups, which are transposed on to perforated tape. On the one hand, so as not to obtain unnecessarily too much data, and in so doing, to make the evaluation expensive, and on the other hand, in order to collate peak values that occur for the shortest possible time, the length of the scanning step must be carefully selected. We decided to fix the scanning interval for the chart reading unit at 0.4mm, which puts the limit of accuracy of the flow interval at 15 seconds. The measured values are then transposed in normal telex code on to perforated tapes, and the data from the questionnaire relating to each measurement point are put on to punched cards, so that all the data necessary for further evaluation can be evaluated centrally in a data processing installation. This evaluation can extend to integration through the basic time interval, the determining of the duration lines, the defining of the peak values, peak factors, frequencies, etc.

The link in the whole measured value processing chain that reacts most sensitively as regards quality demands is, from our experience to date, the chart reading unit. Despite precise instructions and supervision in the recording of the strip chart, it is unavoidable that variations occur on the strip in the strength and continuity of the line. It will therefore be necessary to undertake a preliminary manual evaluation of the chart strip before it is fed into the chart reading unit. Moreover, care must be taken to see that the characteristics of the perforator built into the reading unit match those of the reading unit itself. The perforating speed must therefore be sufficiently high. The programming of the data evaluation on the computer also represents considerable expenditure. The programme must be worked out so that it is sufficiently extensible.

A great number of strip charts were recorded in 1973. The evaluation of these charts has however not yet taken place on account of some teething troubles, but should be carried out during the course of this year. Accordingly, I cannot yet say anything about the results of the monitoring programme. Nevertheless, we have devised a very comprehensive and flexible monitoring programme, and we are confident that in this way we shall be able to obtain statistically determined values for the improved optimal design of conduits, and that we shall discover the relationships of the various influencing factors.

Sujet 3

Premières expériences sur la mesure des pointes de charge

par H. Tessorf, Ing. Doct.,

Service des Eaux de Berlin, Allemagne

Lors de la réunion du Comité pour les problèmes de distribution au Congrès international des distributions d'eau de New-York en 1972, j'ai présenté un rapport sur "les problèmes des consommations de pointe et leurs remèdes." L'accueil fait à ce sujet a montré qu'il intéresse les services d'eau de tous les pays et que l'on a très peu de données concrètes sur la grandeur des pointes de charge et des facteurs qui les influencent.

Comme une enquête auprès des membres du Comité international permanent pour les problèmes de distribution d'eau a montré leur désir d'approfondir ce sujet en le traitant à nouveau, et comme nous avons mis en route l'an dernier en Allemagne un programme étendu de mesures relatives aux pointes de charge, à leurs causes et aux facteurs qui les influencent, je pense pouvoir dire quelques mots sur ce sujet.

Puis-je vous rappeler qu'à New-York, j'ai d'abord essayé d'amener un certain ordre dans concepts associés aux pointes de charge. J'ai ensuite brièvement traité de la grandeur, de la durée et de la fréquence des pointes de débit et j'ai fait quelques suggestions sur la façon dont on peut obtenir à partir de ces pointes de débit les éléments-temps de base importants pour l'étude des conduites, et les pointes de charge associées.

Les valeurs de pointes de débit et des pointes de charge ne peuvent pas être prédites théoriquement, mais ne peuvent s'obtenir que par étude statistique d'un grand nombre de mesures sur le terrain. Les hydrogrammes de débit résultant des mesures sur le terrain et les courbes de durée de charge qu'on peut en déduire varient beaucoup pour les différents types de conduites et dépendent aussi du type et de la structure de la région desservie. En outre, l'intervalle de temps choisi pour la période d'observation a aussi une influence. Par ex, le facteur de pointe horaire augmente avec la période d'observation choisie. Ainsi pendant la chaude période de l'été 1973, dans la région desservie par le service d'eau de Berlin, où il y avait des consommations très élevées, le facteur de pointe journalière sur une heure a été de 1,49. C'est le rapport du débit horaire maximal à la médiane du débit horaire pour cette journée. Si cependant on prend la totalité de 1973 comme période d'observation, le facteur de pointe annuel de la charge horaire s'élève à 2,87. C'est alors le débit horaire maximal par rapport à la médiane annuelle du débit horaire.

En raison de la faible charge du réseau associée à ces valeurs de pointe élevées et des fortes dépenses en capital qu'elles impliquent, il est très important pour les services d'eau de connaître avec un degré de préci-

sion convenable la grandeur et la fréquence des pointes de charge et la relation mathématique de leur dépendance avec les divers paramètres qui les influencent. Mais cette sorte de données de calcul plus précises pour diverses conduites ne peut être obtenue que par une série étendue de mesures. L'examen statistique des chiffres rassemblés n'est possible que si ces chiffres sont nombreux; ce n'est qu'à cette condition que l'on peut tirer des conclusions bien fondées au sujet de l'influence des divers paramètres sur la grandeur et la fréquence de distribution des pointes de charge. A ce sujet, une série complète de facteurs causatifs sont importants. La grandeur et la variation de la charge ne dépendent pas seulement de la période d'observation et des divers groupes de consommateurs, mais aussi des facteurs climatiques, de la proportion d'espaces libres, de la densité de population, de la composition sociale, de l'extension des appareils d'utilisation de l'eau, etc. . . . Il faut donc faire des essais pour voir quelles relations qualitatives existent entre les diverses grandeurs causatives et les consommations de pointe, et si l'on peut établir des relations quantitatives avec un degré satisfaisant de précision.

Pour éclaircir ces questions, l'Association allemande des spécialistes du gaz et des eaux (DVGW) a mis en route un programme de mesures et de recherches, payé par le Ministère de l'intérieur, qui est responsable des distributions d'eau, et par un grand nombre de services d'eau. Comme il faut compiler comme éléments statistiques autant de mesures que possible, les mesures sont effectuées en partant du même instrument, suivant des procédures et des principes normalisés. L'examen et la mise en oeuvre des résultats seront cependant centralisés car, en raison du grand nombre des chiffres, il faudra avoir recours à des ordinateurs.

Les mesures ont débuté en 1973 et, pour commencer, elles ont été réalisées sur les branchements d'immeubles collectifs de luxe dans des zones résidentielles choisies. Il est prévu plus tard de recueillir des mesures d'autres zones de consommation et d'autres types de conduites comme les conduites de distribution. La sélection de points de mesure similaires devrait réduire autant que possible le nombre de variables influençantes. Pour chaque point de mesure, on s'est efforcé, à l'aide d'un questionnaire, de collecter aussi pleinement que possible tous les facteurs influençant la consommation en eau. Ces facteurs comprennent la taille du bâtiment et de la propriété, le nombre et le statut social des habitants, le nombre et le type des points d'utilisation, etc. . . . La période de mesure pour chaque point a été de 2 à 6 semaines, après quoi l'appareil enregistreur était placé en un autre point de même groupe d'utilisateurs.

Les mesures doivent permettre d'obtenir le plus grand nombre possible d'hydrogrammes de charge, qui pourront être ensuite rationnellement étudiés selon leurs divers aspects. Après discussion de principe et comparaison des diverses possibilités, une procédure de mesure normalisée a été mise au point. L'instrument de mesure est formé essentiellement d'un compteur à piston annulaire relié à un générateur de mesure à courant continu. Ce générateur de mesure à courant continu est entraîné par le piston annulaire du compteur et produit un courant continu dont la tension est proportionnelle à la vitesse de rotation. L'hydrogramme est enregistré par un enregistreur électrique à ligne continue à 120 mm/h ce qui fait que même de brèves pointes sont décelées. L'influence de la pression d'alimentation sur le cours de l'hydrogramme est vérifiée par un manographe additionnel.

Quatre-vingt dix jeux d'instruments ont été mis en service dans le courant de 1973. Pendant cette période ils ont produit près de 500 graphiques couvrant chacun sept jours. La prise de ces mesures a montré que l'on n'obtenait de résultats acceptables que si l'on donnait des instructions exactes jusqu'au moindre détail, surtout du fait que la qualité des enregistrements doit être très sévère pour permettre leur dépouillement centralisé. Ces instructions précises doivent également couvrir le type d'encre et de papier utilisé, l'écoulement régulier de l'encre, la tenue au sec de l'unité, etc. . . .

Avant d'être traitées par ordinateurs, les valeurs enregistrées sur les hydrogrammes doivent d'abord être converties en une forme utilisable par ces ordinateurs. Un Scanner est utilisé à cette fin pour convertir les valeurs analogiques du diagramme en valeurs numériques. Un tube cathodique produit un point de lumière finement focalisé qui est envoyé sur l'enregistrement, où il peut s'ajuster à l'intervalle entre les lignes. La lumière réfléchie est reprise par un photomultiplicateur. Quand le rayon lumineux rencontre la trace de l'hydrogramme, l'interruption du signal actionne un oscillateur. La distance de la courbe à la ligne des ordonnées est ainsi convertie en une impulsion numérique. De cette façon, les valeurs instantanées du débit de la conduite sont reproduites sous forme de groupes

d'impulsions, transposées sur des rubans perforés. D'un côté, pour ne pas multiplier sans nécessité les chiffres recueillis, ce qui rend l'opération coûteuse, et de l'autre pour enregistrer les valeurs de pointe qui ont la durée la plus brève possible, il faut fixer avec soin la largeur du pas de balayage. Nous avons décidé de prendre comme pas de balayage 0,4 mm, ce qui donne comme limite de précision du débit un intervalle de 15 secondes. Les valeurs mesurées sont alors transposées en code télex normal sur rubans perforés et les données du questionnaire relatif à chaque point de mesure sont mis sur carte perforée de façon que tous les renseignements puissent être exploités par l'ordinateur central. Cette exploitation peut s'étendre à l'intégration à travers l'intervalle de temps de base, la détermination des courbes de durée, la définition des valeurs de pointe, des facteurs de pointe, des fréquences, etc. . . .

Le chaînon de toute la chaîne d'exploitation des valeurs mesurées qui est le plus sensible au point de vue qualité est, d'après notre expérience à ce jour, l'unité de lecture des courbes. Malgré les instructions précises et la surveillance de l'enregistrement du diagramme, il est inévitable qu'il se produise des variations d'épaisseur et de continuité de la courbe. Il sera donc nécessaire de procéder à un contrôle manuel du diagramme avant de l'introduire dans le lecteur. De plus, il faudra veiller à ce que les caractéristiques du perforateur introduit dans l'unité de lecture soient conformes à celles de l'unité de lecture elle-même. La vitesse de perforation doit être suffisamment élevée. La programmation pour le passage sur ordinateur représente aussi une dépense considérable. Le programme doit être étudié pour être suffisamment extensible.

Un grand nombre d'hydrogrammes ont été enregistrés en 1973. L'étude de ces enregistrements n'a pas encore eu lieu en raison de défauts de jeunesse, mais sera réalisée au cours de cette année. Cependant, nous avons mis au point un programme de mesures très complet et très souple et nous sommes sûrs de pouvoir, de cette façon, obtenir des renseignements statistiques pour améliorer le calcul des conduites, et de pouvoir découvrir les relations entre les divers facteurs en jeu.

Comité permanent international pour les compteurs d'eau et comptage

Introduction

Le Comité Permanent International pour les compteurs et le comptage a été constitué à la fin de l'année 1973, et les deux premières séances que j'ai eu le plaisir de présider ont été consacrées aux matières à présenter au congrès de Brighton au mois d'août 1974.

Parmi les matières d'intérêt actuel, que le court délai dont nous disposions permettait de préparer à temps, nous avons choisi les trois sujets suivants :

Sujet 1 Influence du comptage sur la consommation d'eau et les moyens d'améliorer son efficacité présenté par M. VERMERSCH, Chef de Service à la Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage

Sujet 2 Caractéristiques métrologiques et technologiques des compteurs d'eau froide présenté par M. A. W. ACHTEN, Ingénieur à la Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux.

Sujet 3 Procédés de relevé automatique des compteurs présenté par Chester A. Ring III, Vice-Président à la Elizabethtown Water Company.

Ces sujets concernent trois points de vue très différents, du plus fondamental au plus spécialisé.

Des travaux très importants sont en cours au niveau international en matière de compteurs d'eau : à l'International Organization for Standardization, ceux du sous-comité ISO TC 30— SC 7 (TC 30 :

“Mesure de débit des fluides dans les conduites fermées—SC 7” : sous-comité “Compteurs d'eau”) dont une première réunion a eu lieu en décembre dernier et qui entreprend sous tous ses aspects, la normalisation des compteurs d'eau froide et chaude; par ailleurs, ceux de l'Organisation Internationale de Métrologie Légale (OIML—FL6) qui possède déjà un projet assez avancé de document (Document 26) relatif aux compteurs d'eau.

Notons aussi, en matière de travaux internationaux, le projet de directive de la Communauté Economique Européenne, relative aux compteurs d'eau froide. Ces derniers travaux intéressent indirectement de nombreux pays puisque plusieurs des plus gros producteurs de compteurs sont établis dans la Communauté Européenne, et que par ailleurs celle-ci constitue également un marché important.

En ce qui concerne ces derniers travaux, il faut signaler que des réunions se sont tenues systématiquement entre fabricants de compteurs et distributeurs d'eau et que plusieurs audiences auprès de la Commission ont permis à ces deux parties de présenter leur point de vue. Cette directive, une fois votée, servira de base aux exigences légales des neuf pays membres.

A l'ISO, plusieurs distributeurs d'eau font partie des délégations participant aux travaux. De plus, à la demande de ceux-ci, un contact officiel sera établi avec l'A.I.D.E. qui pourra, si elle le désire, envoyer aux réunions des observateurs officiels.

Par contre, il faut regretter que l'OIML, dont les travaux en matière de compteurs d'eau sont cependant plus anciens que ceux de l'ISO, n'ait jusqu'à présent ni consulté, ni informé officiellement les distributeurs d'eau.

A. ACHTEN, *President.*

Influence du comptage sur la consommation d'eau et les moyens d'améliorer son efficacité

par R. Vermersch,

Chef de Service Société Lyonnaise des Eaux et de l'Eclairage, Paris, France.

A un moment où de nombreux organismes nationaux et internationaux proclament l'importance du problème de l'eau et l'urgence des mesures à prendre pour économiser celle-ci, le "Comité Compteurs d'Eau" de notre association a estimé souhaitable de réunir quelques informations sur le rôle que peut jouer le comptage dans cette lutte pour mieux utiliser les quantités d'eau disponibles.

Cette communication sur un sujet déjà traité de plusieurs côtés, a pour simple objectif, de rassembler en un seul document :

— quelques éléments et exemples dont certains récents, capables de fournir aux services intéressés une première base d'appréciation sur les possibilités du comptage en tant que moyen de réduire ou de moduler la consommation de leurs abonnés,

— quelques indications sur les dispositions susceptibles de faciliter l'installation des compteurs et d'en accroître l'efficacité,

— en annexe, un rappel de quelques études concernant les questions évoquées dans les divers paragraphes.

Nous précisons pour faciliter l'interprétation des différentes valeurs de consommation citées dans les chapitres ci-après :

- que les valeurs ont été exprimées en litres par jour et par habitant desservi,
- que nous n'avons pu éviter de distinguer dans les exemples, les valeurs de
 - consommations ne comportant que les usages domestiques ou ménagers que nous désignerons comme "DOMESTIQUES"
 - consommations comprenant tous les usages que nous désignerons comme "TOUS (domestiques, industriels, communaux, etc. . .) USAGES"

Chapitre 1—Éléments principaux dont dépend l'influence du comptage sur la consommation domestique

1.1 Prix de l'eau

Trop d'utilisateurs n'ayant pas encore pris conscience de ce que l'eau est un bien précieux, ne se préoccupent de leur consommation que si la facture à payer périodiquement n'est pas négligeable par rapport à leur budget et s'ils constatent un lien entre le montant de cette facture et la quantité d'eau utilisée par eux.

Une récente étude faite aux U.S.A. (revue WATER and WATER ENGINEERING d'Octobre

1973) constate par exemple que le passage du prix de l'eau de 25 à 65 cents pour 1000 US gals, entraîne en moyenne, une réduction de consommation de l'ordre de 30%; elle fait toutefois quelques réserves sur le maintien intégral de cette réduction dans le temps.

Nous n'avons pu malheureusement établir une comparaison valable du prix du m³ d'eau étant donné la diversité du mode de tarification et nous nous contenterons de citer quelques chiffres:

(Equivalence Octobre 1973)

	Francs Français	New pence
—DANEMARK (COPENHAGUE) 1,05 Kr + 15%	0,90	9
—PAYS-BAS 0,60 à 1 florin	1 à 1,67	10 à 16
—FRANCE eau froide (y compris taxes perçues en particulier pour financer les services d'assainissement et la lutte contre la pollution) eau chaude	2 à 2,50	20 à 25
	7 à 8,00	70 à 80

1.2 L'état des installations des utilisateurs

D'après différentes statistiques on admet généralement que l'eau gaspillée, c'est-à-dire débitée sans utilité pour l'abonné, se répartit en:

- débits de fuites évalués entre 5 et 50% de la consommation globale, cette variation du pourcentage étant liée à l'état des installations des abonnés et en particulier, de la robinetterie.
- prélèvements pouvant être évités évalués entre 5 et 15% de cette consommation.

Il est bien évident que dans les réseaux où les installations après compteur sont soumises à agrément avant mise en service et contrôlées périodiquement, les fuites chez les abonnés sont relativement faibles et l'influence de l'introduction du comptage est surtout sensible sur le débit gaspillé proprement dit, c'est-à-dire, les prélèvements d'eau inutiles faits par l'utilisateur. Certaines formes de gaspillage sont inattendues, telles que celles constatées en pays à climat froid où des utilisateurs ont remarqué que la meilleure façon d'éviter le gel dans les tuyaux était de laisser couler l'eau à un débit suffisant.

1.3 Importance des fuites sur les réseaux de distribution

L'économie d'eau réalisée grâce au comptage ne jouant que sur la part de la production effectivement amenée chez les consommateurs, la réduction obtenue grâce au comptage sera d'autant moins sensible à la production que les pertes en réseau, donc avant livraison aux consommateurs, seront plus grandes.

Or, dans certains réseaux déjà anciens et peu entretenus, l'importance des fuites sur réseaux, c'est-à-dire, avant l'arrivée chez l'abonné, atteint et peut même dépasser 50% du débit produit.

A ce sujet, les services ayant généralisé l'emploi du comptage sont surpris que l'on puisse évaluer les pertes en réseau avec une précision suffisante lorsqu'une grande partie de l'eau consommée n'est pas comptée à l'arrivée chez les utilisateurs.

1.4 Qualité des compteurs

L'influence du comptage sera d'autant plus grande que les compteurs seront plus sensibles et que grâce à la qualité de leur construction cette sensibilité sera conservée dans le temps.

La COMPAGNIE INTERCOMMUNALE BRUXELLOISE DES EAUX (BELGIQUE) signale par exemple que grâce à l'amélioration de la qualité des compteurs, le pourcentage des pertes a été réduit progressivement de 32% en 1954 à 13,5% en 1971; la C.I.B.E. entend par perte la différence entre le quantités d'eau fournies aux réseaux de distribution et la somme des consommations enregistrées chez tous les abonnés.

1.5 Circonstances locales

Telles que le climat (importance de l'arrosage en pays chauds), les habitudes des utilisateurs, leur esprit civique et le niveau de leurs revenus.

Chapitre 2—Eau a usage domestique—résultat de la généralisation du comptage

Les différents rapports parus sur ce sujet sont d'accord sur le fait que la généralisation du comptage domestique tend à réduire la consommation dans des proportions d'ailleurs très variables, en fonction des éléments appelés ci-dessus.

Nous citerons dans cette étude les résultats de quelques expériences d'une durée suffisante et de sources sûres en les considérant du seul aspect de la consommation de l'eau et donc en éliminant la discussion toujours ouverte sur l'intérêt purement financier du comptage au double point de vue de l'abonné et du distributeur.

2.1 Comparaison entre consommation sans comptage et avec comptage domestique

Il faut se rappeler en lisant ce paragraphe que cette comparaison est forcément imprécise du fait que dans l'un des 2 termes, l'eau ne peut être comptée.

	1969/1970		1970/1971		1971/1972	
	<i>Malvern</i>	<i>Worcester</i>	<i>Malvern</i>	<i>Worcester</i>	<i>Malvern</i>	<i>Worcester</i>
	<i>l.</i>	<i>l.</i>	<i>l.</i>	<i>l.</i>	<i>l.</i>	<i>l.</i>
Consommation domestique évaluée dans les 2 villes sur les mêmes bases, pertes réseau comprises.	145	187	170	186	176	188
Consommation d'eau domestique mesurée au compteur.	82	—	80	—	89	—

—Royaume Uni

Communication de M. J. H. PHILIPS publiée au "JOURNAL OF THE INSTITUTION OF WATER ENGINEERS" (Août 1972).

Comparaison de la consommation domestique individuelle journalière dans 2 villes similaires:

Ville de MALVERN où le comptage est généralisé depuis de nombreuses années Ville de WORCESTER sans comptage domestique

Du même journal "I.W.E." nous relevons en 1972 aussi une expérience aux Iles SALOMON, zone de consommation très importante, d'après laquelle le niveau de celle-ci a été réduit de près de 30% en un an grâce à l'installation de compteurs, période pendant laquelle du seul fait de l'accroissement du nombre d'habitants la consommation aurait dû augmenter normalement de 5 à 10%. Trois ans après l'installation des compteurs la remontée de consommation n'est pas supérieure à celle résultant de l'accroissement de la population.

—Danemark

Comparaison de la consommation journalière tous usages par habitant dans la ville de HJORRING.

— sans comptage: année 1955 = 273 l.

— avec comptage: année 1970 = 287 l.

— consommation supposée en 1970 sans comptage = 320 l.

En 15 ans, la consommation tous usages n'a augmenté que de 5%, alors qu'elle aurait crû de 17% environ sans compteur.

—Pays-Bas

Comparaison de la consommation individuelle journalière dans 2 villes similaires:

— LA HAYE équipée de compteurs depuis un bon nombre d'années

— ROTTERDAM sans comptage domestique

Année	Consommation domestique sans compteur	Consommation tous usages avec compteur
	ROTTERDAM	LA HAYE
	<i>l/j/hab.</i>	<i>l/j/hab.</i>
1961	100	95
1970	118	124
1972	114	129

La consommation à ROTTERDAM qui ne comprend que l'utilisation domestique est pratiquement équivalente à celle de LA HAYE qui comprend en même temps l'usage domestique et l'usage industriel.

La consommation *domestique* est évaluée à LA HAYE en 1972 à 82 l/j/hab.

On peut citer un autre exemple néerlandais de l'évolution de la consommation *tous usages* par personne et par jour dans la ville de LA HAYE avant et après comptage.

— avant comptage: env. 90 l/hab.

— après l'installation des compteurs en 1900:

en 1910 consommation de	80 l/hab.
1930	70 l/hab.
1960	90 l/hab.
1972	129 l/hab.

On constate que malgré l'amélioration du confort, la consommation par habitant était du même ordre en 1960 qu'à l'époque 1900.

Pour conclure cette énumération, nous citons une constatation faite aux U.S.A. (Journal "The American City") d'après lequel la généralisation du comptage à SALISBURY permet d'économiser de 20 à 25% de l'eau distribuée, ce qui, semble-t-il, est à peu près le maximum raisonnable d'économie sur lequel on puisse normalement compter.

2.2 Résultat de la mise en place d'un comptage par appartement dans des immeubles collectifs munis d'un compteur général

Ce sujet a été moins souvent traité sauf en FRANCE où le comptage individuel par appartement, bien qu'il ne soit imposé que dans quelques villes, est en service dans une forte proportion d'immeubles:

- eau froide env. 50% de l'ensemble des immeubles collectifs
- eau chaude env. 85% des immeubles collectifs munis de distribution d'eau chaude

Nous avons essayé de faire figurer dans le tableau annexe 2, des exemples représentant l'éventail des résultats de l'introduction de ce genre de comptage pour l'eau froide aussi bien que pour l'eau chaude.

Ce tableau appelle les remarques suivantes:

- les distributions collectives d'eau chaude sont une cause non négligeable de gaspillage puisque la consommation moyenne sans compteur atteint couramment 60 m³ par an et par logement.
- les réductions de consommation obtenues sont plus importantes en général dans les grands ensembles en location à caractère social (Habitations à Loyers Modérés) que dans les petits immeubles fréquemment en copropriété.
- pour faciliter l'interprétation des résultats nous ajouterons une précision:
bien qu'il existe une marque de qualité pour le matériel de robinetterie, les règlements ne sont pas encore assez précis pour imposer un contrôle systématique de la qualité des installations intérieures.

Le prix de l'eau en FRANCE, qui est un élément d'appréciation important, est indiqué au paragraphe 1.1.

Chapitre 3—Eau industrielle—modulation de la forme de la consommation

Il apparaît intéressant pour les gros consommateurs industriels de compléter le comptage global du cube utilisé par un ensemble de dispositifs permettant, soit de pénaliser l'industriel en cas de dépassement des débits prévus au contrat, soit au contraire, d'appliquer des tarifs réduits dans certaines conditions. En prévoyant contractuellement un mode de tarification adapté au but cherché, on peut ainsi éviter une forme de consommation risquant d'apporter des perturbations aux autres utilisateurs et d'entraîner des investissements inutiles pour faire face par exemple, aux débits des heures de pointe.

3.1 Définitions abrégées de quelques dispositifs—Coûts approximatifs

Pour capter l'information à transmettre aux dispositifs complémentaires décrits brièvement ci-après, il faut disposer à la sortie du dispositif de comptage classique (compteurs, débitmètres à organes déprimogènes ou électromagnétiques), d'un émetteur d'impulsions électriques dont la cadence d'impulsions est proportionnelle au débit.

1 er cas—Totalisation à double tarif en fonction de la période de la journée

On peut définir au cours d'une journée, plusieurs périodes, par exemple un tarif jour et un tarif nuit pouvant être complétés éventuellement par un tarif dit d'heures de pointe.

Le Service Intercommunal de la Région d'ANVERS (Intercommunale Vennootschap ANTWERPSE WATERWERKEN) pratique depuis 1955 un système dans lequel le prix de l'eau consommée pendant les heures creuses (la nuit en particulier) est sensiblement plus bas (3,96 FB le m³) que celui de l'eau consommée pendant la journée (9,25 FB le m³). Il nous a été signalé que la BRITISH WATER WORKS ASSOCIATION étudiait déjà un tarif "jour et nuit" en 1958.

L'équipement relativement simple comporte essentiellement un commutateur horaire à fonction journalière permettant d'envoyer des impulsions sur 2 dispositifs distincts d'enregistrement des débits.

Coût approximatif 2 000 F

2 ème cas—Mesure du débit maximum et pénalisation en fonction de l'importance des pointes

Pour mesurer ce débit maximum, on utilise, soit un indicateur de débit maximum, soit un enregistreur de débit, la période d'intégration étant fixée à l'avance dans les 2 cas (10 minutes par exemple).

Le système indicateur de pointe peut être complété par un dispositif déclenchant la fermeture d'une vanne de régulation si la pointe dépasse un niveau fixé à l'avance.

Coût approximatif de l'enregistreur de pointe avec alimentation autonome 15 000 F
Coût approximatif du dispositif d'asservissement de la vanne 5 000 F

Dans ce système qui va être appliqué à la zone industrielle de DUNKERQUE, le contrat avec l'industriel prévoit une pénalisation calculée en fonction de l'importance du dépassement par rapport au débit souscrit; dans le cas de l'enregistreur, le débit retenu pour le calcul de la pénalité de dépassement est la moyenne des trois plus fortes pointes enregistrées au cours du mois. (Renseignement fourni par la STE LYONNAISE DES EAUX & DE L'ECLAIRAGE FRANCE).

3^{ème} cas—Totalisation double tarif en fonction du débit

Le système de comptage permet d'enregistrer sur des horlogeries différentes:

- d'une part, les cubes livrés à un débit inférieur au débit maximum fixé par le contrat et donc vendus au tarif de base,
- d'autre part, les m³ consommés en dépassement de ce débit et facturés à un prix supérieur.

Le passage de l'une à l'autre horlogerie d'enregistrement est commandé par un appareil dit "compteur à dépassement" dont le principe est de comparer en permanence électroniquement le débit de référence et le débit instantané mesuré.

Le dispositif, mis en place, permet également grâce à l'enregistrement permanent du débit, de déterminer l'amplitude des pointes maximales constatées entre deux relevés.

Coût approximatif de l'ensemble ... 10 000 F

Grâce à ce système mis en service depuis un an environ sur le réseau industriel de la région de PORT JEROME (banlieue du HAVRE), les dispositions contractuelles de vente d'eau prévoient que le prix des cubes fournis à un débit supérieur au débit souscrit (toutefois avec une tolérance de 5%) est calculé à partir du prix de base contractuel à l'aide d'une formule tenant compte en même temps:

- du débit maximal atteint au cours de la période de facturation
- du nombre de m³ écoulés au-delà du débit souscrit (Renseignement fourni par la CIE GENERALE DES EAUX—FRANCE)

4^{ème} cas—C'est un composé des 1^{er} et 3^{ème} cas aboutissant à totaliser séparément:

- . les volumes consommés de jour sans dépassement du débit souscrit
- . les volumes consommés de nuit sans dépassement du débit souscrit
- . les volumes consommés de jour avec dépassement du débit souscrit
- . les volumes consommés de nuit avec dépassement du débit souscrit

Cette tarification est adoptée dans la zone industrielle de FOS (Port autonome de MARSEILLE—FRANCE).

Coût approximatif de l'ensemble ... 13 000 F

Les coûts approximatifs indiqués ci-dessus ne comprennent pas les frais d'installation, ni la valeur de l'organe mesureur de débit avec son émetteur d'impulsions dont nous citerons seulement 2 exemples:

- compteurs WOLTMANN · Ø 300 mm avec émetteur d'impulsions: 4 000 F
- ensemble de mesure à VENTURI Ø 500 mm avec émetteur d'impulsions: .. 11 000 F

3.2 Résultats obtenus

Dans l'immédiat, la seule expérience suffisamment ancienne pour en apprécier le résultat est celle du Service Intercommunal d'ANVERS: entre 1955 et 1971, la consommation annuelle a augmenté de 200% et la consommation horaire de pointe 154,6% seulement. (Communication du Congrès A.G.H.T.M. de MONTPELLIER en 1972).

Le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne industrielle a d'autre part été réduit de 1,6 en 1963 à 1,2 actuellement.

Pour la zone industrielle de PORT JEROME (cas n° 3), on peut seulement dire que le dispositif de comptage à dépassement marche de façon satisfaisante depuis un an après une période de mise au point, et que l'application des pénalités pour dépassement a été mise viguer le 1^{er} Janvier 1974.

Chapitre 4—Indications pour faciliter le développement du comptage

La Commission nous a demandé de compléter cette communication en rappelant un certain nombre de données à ce sujet.

4.1 Rappel des travaux de l'ISO

Depuis un peu plus d'un an, l'ISO a créé une commission pour l'étude des compteurs de liquides avec une sous-commission "compteurs d'information pour les distributeurs d'eau" car il tend à mieux définir et à unifier les dispositions essentielles relatives aux compteurs, c'est-à-dire:

- les caractéristiques métrologiques et technologiques qui font l'objet dans ce même Comité du rapport de M. A.W. ACHTEN.
- les dimensions des compteurs
la nomenclature prévoira vraisemblablement 2 ou 3 longueurs possibles pour chaque orifice normalisé de raccordement.
- les conditions d'installation
objet du paragraphe ci-après.

4.2 Règles à prévoir pour l'installation des compteurs

Nous ne ferons que citer, par analogie d'ailleurs avec le projet de normalisation AFNOR, les principaux points de divers règlements existant pour l'installation des compteurs, le détail des règles fixées dépendant essentiellement des circonstances locales.

- définition de l'emplacement réservé au compteur qui devra avoir des dimensions suffisantes pour la relève et le démontage du compteur et être situé dans un endroit d'accès facile en permanence, au moins en attendant les progrès de la télérelève.
- pour les gros compteurs, définition du massif support
- protection contre
 - . les coups de bélier ayant pour origine l'installation après compteur
 - . les chocs
 - . les vibrations
 - . et le gel s'il y a lieu

- définition des éléments de robinetterie encadrant le compteur
 - . robinet avant compteur
 - . robinet ou té de purge après compteur éventuellement avec possibilité de prélèvements d'eau pour contrôle du compteur ou analyse
 - . un clapet anti-retour interdisant les retours d'eau polluée ou d'eau chaude
- éventuellement shuntage électrique efficace des compteurs placés sur des branchements servant de mise à la terre d'une installation électrique (emploi déjà interdit en ALLEMAGNE, BELGIQUE et PAYS BAS)
- précautions à prendre lors de la pose du compteur sur un branchement neuf (purge des impuretés, purge de l'air, etc. . . .)

4.3 Choix du compteur

L'efficacité du comptage dépend essentiellement du choix des compteurs utilisés qui doit tenir compte.

- des caractéristiques métrologiques des appareils (sensibilité aux débits de fuites)
- du débit d'utilisation prévu (les compteurs surcalibrés comptent mal les débits de fuites)
- des caractéristiques de l'eau distribuée
- enfin, il faut se rappeler l'utilité de contrôler que les compteurs conservent leurs caractéristiques dans le temps et prévoir leur vérification. Les utilisateurs fixent en fonction de leurs essais une périodicité essentiellement variable de 3 ans à une quinzaine d'années.

4.4 Dispositions réglementaires pour prévoir la mise en place du comptage

La mise en place de compteurs sur des installations non prévues à cet effet étant très onéreuse, il est souhaitable de préparer l'utilisation éventuelle de compteurs en faisant imposer par les pouvoirs publics l'obligation de réserver dans toute construction neuve un emplacement pour le compteur.

En ce qui concerne le comptage individuel d'appartement en immeuble collectif, cette disposition peut être complétée par l'obligation de respecter un schéma d'installation tel que chaque logement soit alimenté par une seule arrivée d'eau froide.

Dans les cas le justifiant, ce comptage individuel d'appartement peut être imposé comme en ISRAEL, ou en BELGIQUE dans l'agglomération bruxelloise, ou dans certains villes françaises.

En conclusion, on constate que la généralisation et l'amélioration du comptage sont un des moyens de réduire le gaspillage de l'eau dans une proportion variable suivant de nombreux critères, mais en général d'une façon durable.

Nous ajouterons tout de même selon le souhait de quelques uns de nos correspondants que de telles opérations, même si elles amènent une réduction réelle de la consommation, ne leur paraissent vraiment justifiées que dans les réseaux où les ressources en eau sont insuffisantes, ou si la consommation par habitant dépasse des limites raisonnables. C'est l'avis par exemple du Service d'Eau de la Province d'ANVERS (BELGIQUE) qui nous signale, sans comptage, une consommation *domestique* moyenne de 170 l. par jour et par habitant avec des ressources en eau largement suffisantes.

Nous terminerons cette petite étude en remerciant tous les correspondants et en particulier les membres du Comité "Compteurs" de notre Association grâce auxquels nous avons pu citer un certain nombre d'exemples.

Annexe n° 1

Influence Du Comptage Sur La Consommation Rappel de Quelques Communications Des Précédents Congrès A.I.D.E.

BERLIN 1961	Le Mesurage De L'Eau Et Les Compteurs Prof. S. P. HUTTON (Royaume (Uni))	VIENNE 1969	Recherche Fuites M. CHALET (Belgique)
STOCKHOLM 1964	Lutte Contre La Contamination et le Gaspillage de l'Eau chez le Consommateur C. A. RISBRIDGER (Royaume Uni)	NEW YORK 1972	Problèmes De Demande De Pointe Et Remèdes Dr. H. TESSENDORFF (Allemagne) Lutte Contre Le Gaspillage De L'Eau M. RANDALL et S. G. BARRETT (Royaume Uni)

Annexe No. 2

Résultat de la mise en place de compteurs individuels d'appartements

Désignation de la Résidence	Nombre logements	Année pose compteur	Consommation en litres par jour et par habitant		Réduction après 5 ans	Origine des exemples
			Avant comptage	5 ans après comptage		
FRANCE						
		Eau chaude				
LILLE H.L.M. Belfort	350	1965	77	33	57%	{ Revue Cités et Techniques
COLMAR H.L.M. Zup Nord	493	1967	60	42	30%	
ROUBAIX H.L.M. Carpeaux	132	1964	61	27	54%	
		Eau froide				
NANTERRE Cité Travailleurs émigrés	250	1968	138	87	40%	PONT-A-MOUSSON
BREST H.L.M. Kerbermier	714	1965	73	52	27%	{ SCHLUMBERGER
NOISY H.L.M. Dombasle	179	1966	129	89	31%	
VILLENEUVE	8	1968	114	102	10%	{ SOCIETE LYONNAISE DES EAUX & DE L'ECLAIRAGE
Exemple de 3 petits immeubles en copropriété	8	1968	125	91	27%	
	8	1968	91	91	néant	

Summary

The purpose of this paper on a subject that has frequently been dealt with is to assemble:

- firstly, some statistical data on the results of the use of metering with a view to reducing or modifying consumption;
- secondly, some practical advice on meter installation and on means for increasing the effectiveness of meters.

The attached tables have been drafted as far as possible to make them readable in French and English. All the consumption figures in the examples are expressed in litres/day.

SECTION 1—Principle Factors Governing the Effect of Metering on Domestic Consumption

1.1 Price of Water

One way of persuading consumers to reduce their consumption is to increase this price; the example is quoted of the study carried out in the U.S.A. (journal WATER and WATER ENGINEERING of October 1973), according to which the increase in the price of water from 25 to 65 cents per 1,000 U.S. gallons has reduced water consumption by some 30%.

This paragraph quotes the net prices paid by consumers for water in various EUROPEAN countries.

1.2 The State of consumers' internal installations

The rate of consumers' leaks varies between 5 and 50%, depending on the state of the consumers' installations.

There is an extremely substantial reduction in overall consumption when consumers' internal installations are checked before connection, and even periodically after connection.

1.3 Rate of leaks in supply systems

If, as can happen, leaks in the supply system (i.e. before the water reaches consumers) reach as much as 50% of the volume produced, a reduction of for example 30% in water wasted by consumers will represent a reduction of only 15% as regards production.

1.4 Quality of meters

The effect of metering will be directly proportional to the sensitivity of the meters, and to the preservation of that sensitivity in time thanks to the quality of their construction.

1.5 Local circumstances

Such as the climate (extent of irrigation in hot countries), consumer habits, their public-spiritedness and standard of living.

SECTION 2—Water for Domestic Use—Result of Generalisation of Metering

The study quotes the results of some experiences.

2.1 Comparison of unmetered and metered domestic consumption

When reading this paragraph, it should be borne in mind that of necessity this comparison lacks precision, since in one of the two instances the water cannot be metered.

—UNITED KINGDOM

Comparison between domestic water consumption assessed on the same basis in the towns of MALVERN and WORCESTER, including supply-system losses.

The experience of the Solomon Islands, where metering is reducing consumption, is quoted.

—DENMARK

The introduction of metering in the town of HJORRING shows that consumption has increased by only 5% in 15 years, as opposed to the anticipated 17% without meters.

—THE NETHERLANDS

Comparison of consumption in the cities of THE HAGUE and ROTTERDAM: in ROTTERDAM, unmetered domestic consumption only; in THE HAGUE, consumption for all purposes (including industrial), but metered.

The trend of consumption in THE HAGUE since 1910 is also mentioned. Thanks to meters, this was about the same in 1960 as in the early 1900s.

In conclusion, the report quotes figures from SALISBURY, U.S.A., which show a 20-25% saving in consumption thanks to meters, which would seem to be a reasonable average trend.

2.2 Result of fitting individual meters in flats in blocks of flats which have a general meter

In some countries (e.g. ISRAEL), water is metered individually in each flat as well as by a main meter in blocks of flats.

An appended table quotes some results.

SECTION 3—Industrial Water—Modification of the Form of Consumption

In the case of major industrial consumers there would seem to be a case for supplementing the overall metering of consumption by a series of arrangements whereby the industrialist can be penalised if he exceeds the contractual flow rates, or on the other hand be charged reduced rates in certain circumstances. Contractual agreement of a suitable tariff system makes it possible to prevent a form of consumption which could disturb other consumers and involve futile investments to cope, for instance, with peak hour consumption.

3.1 Brief description of some appliances—Approximate costs

In order to measure the data for transmission to

the supplementary appliances briefly described below, the conventional metering devices (meters, differential pressure reduced or electromagnetic flowmeter) must be provided with an electric pulse transmitter with a pulse rate proportional to the flow.

Example No. 1—Two-part time-based tariff

The cost of the water differs according to the time of day, e.g. in accordance with a "night" and "day" tariff. Consumption during these periods is recorded on separate indicators by use of a time switch.

Approximate cost of appliance: 2,000 FF.

System used by the ANTWERP REGION Interurban Service (Intercommunale Vennootschap ANTWERPSE WATERWERKEN), which has also already been studied by the BRITISH WATERWORKS ASSOCIATION.

Example No. 2—Measurement of maximum flow and charging of penalties according to peak rates

The instrumentation consists of a maximum-flow indicator or a flow recorder, on whose readings the industrialist is charged a penalty in the light of the maximum recorded consumption.

Approximate cost of the peak recorder: 15,000 FF.

Systems in process of introduction in the DUNKIRK (France) industrial zone.

Example No. 3—Two-part tariff based on flow rate

The metering system enables the following to be recorded on different instruments:

- firstly, the volume supplied at a lower flow rate than the maximum flow rate laid down in the contract, and therefore charged at the basic rate;
- secondly, the cubic metres consumed at a higher flow rate than the foregoing, and charged at a higher rate.

The changeover from one recorder to the other is controlled by an "excess meter", whose principle is the continuous electronic comparison of the reference flow and measured instantaneous flow rate.

Approximate cost of the assembly: 10,000 FF.

System in use for the last year or so in an industrial supply system in the LE HAVRE (France) region.

Example No. 4—Combination of examples 1 and 3, which totals the following separately:

- daytime consumption not exceeding contract flow rate

- night-time consumption not exceeding contract flow rate

- daytime consumption exceeding contract flow rate.

This tariff system is used in the industrial zone of FOS (Autonomous port of MARSEILLES, France).

Approximate cost of the assembly: 13,000 FF.

3.2 Results obtained

The only experience quoted (which is rather old for drawing conclusions) is that of the ANTWERP Region Interurban Service, where it was found that:—

- the increase in peak consumption was limited to 154.6%, whereas total annual consumption increased by 200%.
- the ratio between maximum and mean industrial consumption has been reduced from 1.6 in 1963 to 1.2 at the present time.

SECTION 4—Advice for Facilitating the Increased Use of Metering

This section summarises advice on the installation of meters.

4.1 Details of ISO work

The ISO is studying the international standardisation of metrological characteristics. (See report by Mr. A. W. ACHTEN).

- dimensions and installation conditions.

4.2 Rules needed for the installation of meters

The report lists the points to be specified for the satisfactory installation of meters, i.e. the space requirement and (if appropriate) specification of the foundation block;

- protection against frost, in particular;
- the fittings required for the meter;
- the precautions to be taken when connecting up.

4.3 Choice of meter

This choice will be facilitated by the regulations now being drafted which specify the metrological characteristics of the instruments.

The checking of instruments in use will also need to be considered.

4.4 Regulations anticipating the installation of meters

In view of the difficulties of fitting meters when no provision for them was made during construction, the idea is mentioned of regulations for the compulsory provision of a site for future meters in all cases.

Sujet 2

Caractéristiques Technologiques et Métrologiques des Compteurs d'eau froide

par ir. A. W. Achten

Ingénieur à la Compagnie Intercommunale
Bruxelloise des Eau, Bruxelles

Terminologie Issue de L'Organisation Internationale de Métrologie Légale (O.I.M.L.)

Mesurage:

Ensemble d'opérations expérimentales ayant pour but de déterminer la valeur d'une grandeur.

Instrumentés de mesurage:

Moyens techniques destinés à exécuter les mesurages et comprenant:

- . les mesures matérialisées
- . les appareils mesureurs

Dispositif auxiliaire de mesurage:

Dispositif qui n'étant pas par lui-même un instrument de mesurage sert: soit à maintenir les grandeurs mesurées ou les grandeurs d'influence à des valeurs convenables,

soit à faciliter l'exécution des opérations de mesurage,

soit encore à changer la sensibilité ou l'étendue de mesurage d'un instrument.

Installation de mesurage:

Ensemble de moyens techniques destinés à exécuter une certaine tâche déterminée de mesurage et comprenant tous les instruments de mesurage et les dispositifs auxiliaires, réunis suivant un schéma défini, nécessaires pour appliquer une méthode donnée.

Introduction

Au Congrès de Berlin de 1961, le Professeur S. P. Hutton a présenté un rapport général très détaillé qui traitait, entre autres, des aspects technologiques et métrologiques des compteurs.

Bien des choses énoncées par le Professeur Hutton restent d'actualité et le présent rapport n'a pas la prétention de faire une étude de ce genre. Je tenterai plutôt de me consacrer à des aspects nouveaux ou à des précisions complémentaires.

Le présent rapport se propose notamment de faire le point des travaux internationaux (ISO, OIML, CEE) en ce qui concerne les caractéristiques métrologiques et technologiques (ces travaux traitant également des procédures d'essais).

Le présent rapport a été établi dans les premiers jours de l'année 1974 et de nouveaux développements de ces différents travaux seront peut-être intervenus

Capteur:

Elément d'un appareil mesureur servant à la prise d'informations relatives à la grandeur à mesurer.

(dans le cas d'un compteur de volume à piston rotatif, par exemple, le capteur est constitué du piston et de la chambre mesurante.)

Echelle:

Ensemble ordonné de repères portés par le dispositif indicateur de l'instrument de mesurage.

Echelon:

Intervalle entre deux repères successifs quelconques de l'échelle.

Charge d'un compteur:

Grandeur dont l'intégration en fonction du temps donne la valeur de la grandeur mesurée par le compteur.

Exemple: Dans les compteurs de liquides et les compteurs de gaz, la charge est représentée par le débit; dans les compteurs d'énergie électrique, c'est la puissance électrique.

Etendue de la charge:

Etendue des valeurs de la charge pour laquelle les indications d'un compteur, obtenues dans les conditions usuelles d'emploi, ne doivent pas être entachées d'une erreur supérieure à l'erreur maximale tolérée.

Notons encore que l'expression "Perte de pression" remplace l'expression "Perte de charge".

à la date du Congrès.

Le présent rapport se limite aux appareils de comptage de l'eau, répondant à la définition récemment adoptée par le sous-comité ISO TC 30 SC 7:

"Appareil mesureur intégrateur déterminant de façon continue le volume de l'eau qui le traverse en utilisant soit un procédé mécanique direct faisant intervenir des chambres volumétriques à parois mobiles; soit l'effet de la vitesse de l'eau sur un organe mobile en rotation: turbine, hélice".

L'ISO, l'OIML et la CEE se sont pour le moment limités aux compteurs d'eau froide. Le domaine conventionnel de température choisi pour celle-ci est de 0° C à 40° C.

Les valeurs couramment adoptées en Europe occidentale étaient de 0° à 30° C, les normes A.W.W.A. quant à elles prennent en considération le domaine des températures de 0° à 27° C (32° F à 80° F).

Désignation du compteur—calibre

Une notion de base pour un compteur est sa désignation en relation avec le niveau de la charge (débit) auquel ce compteur devra fonctionner.

Jusqu'à présent, les deux façons les plus courantes de désigner le calibre d'un compteur sont :

- le débit sous une perte de pression déterminée, en général 100 kPa = 1 bar (ou 15 psi = 1,035 bar) ou 20 psi = 1,38 bar.
- le diamètre des orifices ou des tuyauteries de raccordement.

Toutefois l'ISO a choisi une autre solution, c'est la désignation du compteur par un débit nominal Q_n correspondant à un débit normal d'utilisation: le compteur doit pouvoir fonctionner à ce débit de façon permanente ou intermittente. L'ISO propose une liste des débits nominaux Q_n , selon une série proche de la série normalisée R5.

Voici la liste choisie avec la correspondance approximative dans les deux systèmes actuels les plus courants:

Types de compteurs

Les types de compteurs les plus couramment utilisés sont:

Compteurs	Calibres courants:
· volumétriques à piston rotatif	$Q_n \leq 10 \text{ m}^3/\text{h}$ (parfois $100 \text{ m}^3/\text{h}$)
· volumétriques à disque oscillant	$Q_n \leq 150 \text{ m}^3/\text{h}$
· de vitesse à jets unique ou multiples	$Q_n \leq 10 \text{ m}^3/\text{h}$ (parfois $15 \text{ m}^3/\text{h}$)
· à vis	$Q_n \leq 50 \text{ m}^3/\text{h}$
· à hélice Woltmann parallèle	$Q_n \geq 15 \text{ m}^3/\text{h}$
· à hélice Woltmann perpendiculaire	$15 \text{ m}^3/\text{h} \leq Q_n \leq 150 \text{ m}^3/\text{h}$
· combinés (Woltmann + 1 des 3 premiers types + 1 soupape distributrice)	$15 \text{ m}^3/\text{h} \leq Q_n^* \leq 150 \text{ m}^3/\text{h}$ (parfois $250 \text{ m}^3/\text{h}$)

*C'est le calibre du compteur Woltmann qui a été pris en considération. Notons que ces installations de mesurage présentent une étendue de charge très élevée (jusqu'à 1 à 8 000).

TABLEAU I

ISO TC 30 SC 7 Q_n m ³ /h	dénomination par le débit sous 10 m de perte de pression m ³ /h	dénomination par le diamètre d'orifice mm	dénomination par le diamètre d'orifice in
0,6	1	12	
1	2	12(15)	
1,5	3	15(20)	$\frac{1}{2}$ ($\frac{3}{8}$)
2,5	5	20	$\frac{3}{4}$
3,5	7	25	1
6	10	30(25)	$1\frac{1}{4}$
10	20	40	$1\frac{1}{2}$
15	30	50	2
20*	40	60	2
25		65	
30*	60	80	
40		80	3
50*	100	100	
60		100	4
100		125	
150		150	6
250		200	8
400		250	10
600		300	12
1000		400	16
1500		500	
2500		600	
4000		800	

*Ces valeurs de Q_n sont réservées exclusivement aux compteurs du type volumétrique.

Etendue de la charge

L'OIML et la CEE (et probablement bientôt l'ISO) ont appelé Q_{\min} (Débit minimal) et Q_{\max} (Débit maximal) les limites de l'étendue de la charge. Un débit intermédiaire Q_t (débit de transition) est pris en considération pour des raisons métrologiques (voir ci-après).

Q_{\max} occupe une position particulière et à son sujet des nuances surgissent entre les différents travaux cités. Outre la limite supérieure de l'étendue de charge, l'OIML définit Q_{\max} comme le débit auquel le compteur peut fonctionner pendant de courtes durées, Q_{\min} et Q_t sont alors définis par relation avec Q_{\max} (l'OIML ignore donc Q_n et cela peut se justifier par le fait que cette valeur n'a pas de raison d'être d'un point de vue strictement métrologique).

Par contre la CEE et bientôt probablement l'ISO (sur proposition du TC 30 SC 6 N 11), définissent Q_{\max} comme égal à $2 \times Q_n$ et précisent qu'à ce débit le compteur doit pouvoir fonctionner pendant de courtes périodes sans détérioration. Cette notion de désignation par un Q_n répond à mon avis à une réalité plus technique. Il s'agit d'un débit auquel un utilisateur ou une petite distribution d'eau peut se référer comme charge normale sans connaissance approfondie en compteurs.

Les autres valeurs (Q_t et Q_{\min}) dans ce système sont également définies par rapport à Q_n .

La relation $Q_n = \frac{Q_{\max}}{2}$ modifie cependant de nom-

breuses habitudes. A titre d'exemple, les normes AWWA précisent qu'un compteur ne peut fonctionner de façon permanente qu'à $\frac{1}{3}$ ou $\frac{1}{5}$ du débit maximum, selon les types de compteurs. En Europe on utilise souvent la notion de débit admissible pendant 1 h, 10 et 24 h par jour. De plus, la notion d'intermittence des débits, plus sévère que le régime continu, est généralement absente.

Erreurs maximales tolérées

L'OIML, la CEE (et probablement bientôt l'ISO) ont adopté le système suivant:

— dans une partie dite inférieure de l'étendue de la charge, limitée par Q_{\min} (débit minimum) et Q_t (débit de

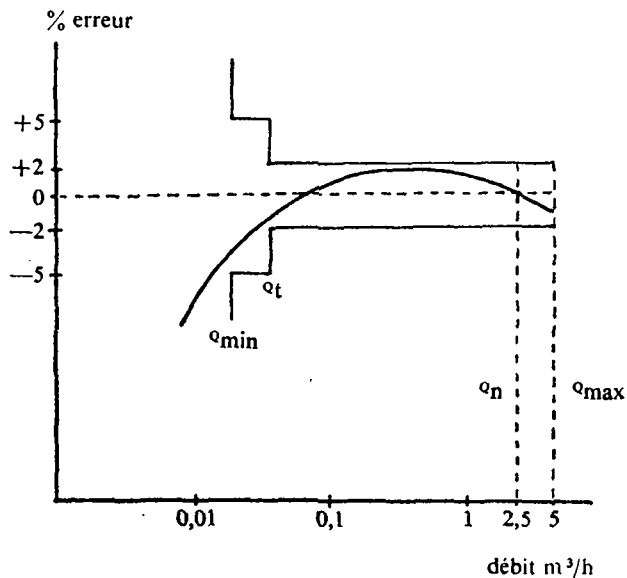
transition), l'erreur maximale admissible pour la mesure du volume débité est de $\pm 5\%$.

—dans une partie dite supérieure de l'étendue de la charge, limitée par Q_t et Q_{max} (débit maximal) l'erreur maximale tolérée est de $\pm 2\%$.

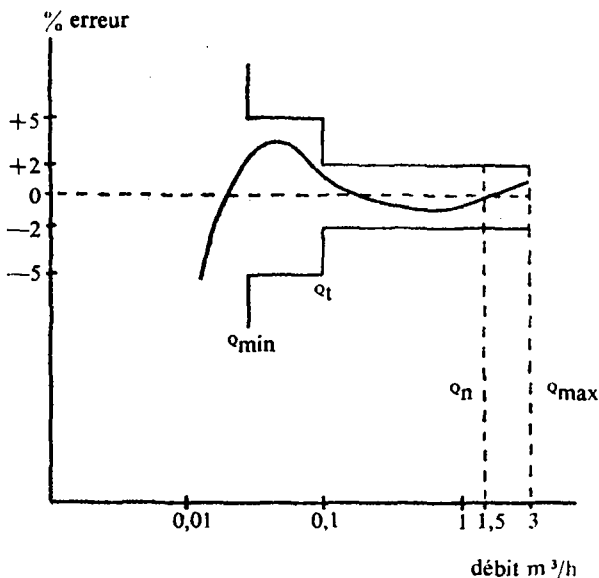
Le "canal" $\pm 2\%$ est quasi généralisé en Europe, et le "canal" $\pm 5\%$ est souvent rencontré également.

Notons par contre les normes AWWA qui donnent pour les compteurs volumétriques des canaux de $\pm 1,5\%$ et -5% (C 700) et pour les compteurs à hélice, soit des canaux de $\pm 3\%$ et -5% (C 701) ou un canal de $\pm 2\%$ (C 704).

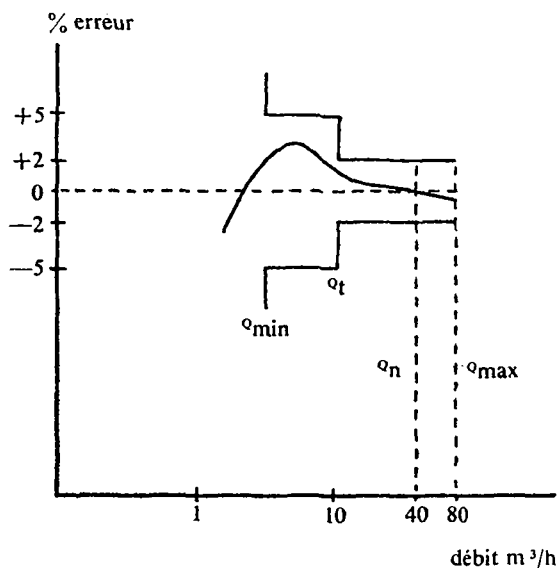
A titre de bref rappel, voici quelques exemples de courbe d'erreur de mesurage:



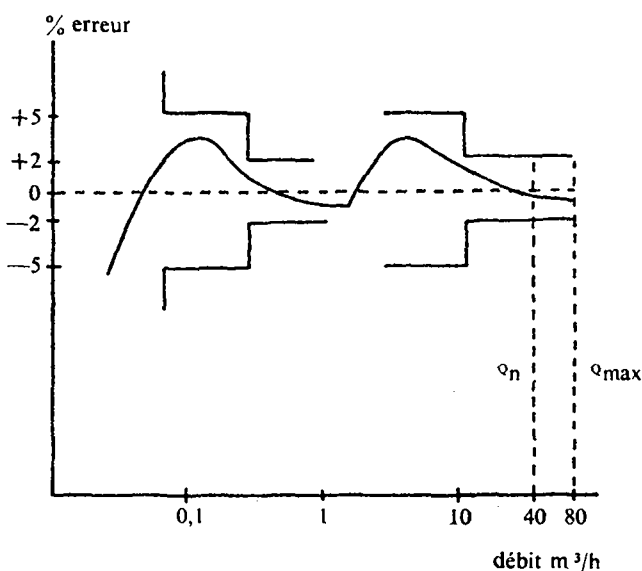
(a) Compteur volumétrique à piston rotatif.



(b) Compteur de vitesse à jet multiple.



(c) Compteur à hélice Woltman.



(d) Compteur combiné Woltman + vitesse.

(l'échelle des abscisses est logarithmique)

Figure 1.—Exemples de courbe d'erreur de mesurage

La courbe de mesurage du compteur de volume à disque oscillant a la même allure que celle du compteur à piston rotatif et de même le compteur de vitesse à jet unique par rapport aux jets multiples. La courbe montrée en (d) est exempte de débit dit "critique" (perte de

précision à l'ouverture de la soupape distributrice).

Elle correspond à certaines constructions actuelles, déjà décrites par le Professeur S. P. Hutton.

Classes métrologiques

Les relations entre les différentes valeurs Q_{min} , Q_t , Q_n et Q_{max} définissent un certain nombre de classes métrologiques.

L'OIML propose qu'une classe métrologique soit désignée par un nombre et une lettre, le nombre donne la relation $\frac{Q_{min}}{Q_{max}}$, la lettre donne le rapport $\frac{Q_t}{Q_{max}}$. Les valeurs correspondant à ces lettres et nombres suivent la série R10.

TABLEAU 3

Classe	Q_{min}/Q_{max}	Classe	Q_t/Q_{max}
1	0,002	A	0,0063
2	0,0025	B	0,008
3	0,00315	C	0,010
4	0,004	D	0,0125
5	0,005	E	0,016
6	0,0063	F	0,020
7	0,008	G	0,025
8	0,010	H	0,031
9	0,0125	J	0,040
10	0,016	K	0,050
11	0,020	L	0,063
12	0,025	M	0,080
13	0,031	N	0,100
14	0,040	O	0,125
15	0,050	P	0,160
16	0,063	Q	0,200

(soit par exemple pour un compteur de classe 11 Q et de $Q_{max} = 30 \text{ m}^3/\text{h}$: $Q_{min} = 0,600 \text{ m}^3/\text{h}$ et $Q_t = 6 \text{ m}^3/\text{h}$).

La CEE propose beaucoup plus simplement trois classes métrologiques A, B, C selon le tableau suivant:

TABLEAU 4

Classes	$Q_n < 15 \text{ m}^3/\text{h}$	$Q_n \geq 15 \text{ m}^3/\text{h}$
Classe A Valeur de Q_{min} Valeur de Q_t	$0,04 Q_n$ } (1) $0,10 Q_n$ } (= 11 K selon OIML)	$0,08 Q_n$ } (2) $0,30 Q_n$ } (~ 14P selon OIML)
Classe B Valeur de Q_{min} Valeur de Q_t	$0,02 Q_n$ } (3) $0,08 Q_n$ } (= 8 J selon OIML)	$0,03 Q_n$ } (4) $0,20 Q_n$ } (~ 10 N selon OIML)
Classe C Valeur de Q_{min} Valeur de Q_t	$0,01 Q_n$ } (5) $0,015 Q_n$ } (~ 5 B selon OIML)	$0,005 Q_n$ } (6) $0,015 Q_n$ } (~ 3 B selon OIML)

(1) et (3) correspondent en fait aux actuels compteurs de vitesse à jets unique ou multiples

(5) et (6) correspondent aux compteurs de volume à piston rotatif

(2) et (4) correspondent aux compteurs Woltmann

Certains fabricants présentent des compteurs donnant des étendues de charge plus grandes que celles exigées en classe C.

Le système proposé par l'OIML permet aux sociétés distributrices que ces compteurs intéressent, d'être exigeantes à cet égard, sans pour autant être plus exigeantes que la norme (ce qui est parfois difficile pour des organismes publics). Le tableau OIML paraît cependant trop détaillé, une série à plus grands intervalles pourrait être utilisée.

Il ne faut cependant pas perdre de vue que c'est le maintien d'un bon niveau de précision tout au long de la vie d'un compteur qui importe, et pas seulement ses performances à l'état neuf.

On voit que les travaux de l'OIML et de la CEE ne traitent pas des compteurs combinés. En fait, selon la terminologie OIML, il ne s'agit pas d'instruments de mesure mais d'installations de mesurage comportant des instruments de mesure distincts, la soupape constituant un dispositif auxiliaire de mesurage. Il faut souhaiter que les travaux internationaux soient complétés par des prescriptions relatives à ces ensembles.

Signalons que certaines normes nationales traitent de ces compteurs (notamment DIN, KIWA, AWWA).

Fonctionnement en sens inverse

D'un point de vue technologique, tous les compteurs doivent en tout cas pouvoir supporter un reflux accidentel sans détérioration et en enregistrant une indication de décomptage. Le projet CEE se limite à ce dernier aspect en ce qui concerne la marche invers. Par contre l'OIML estime que, normalement, les exigences métrologiques sont les mêmes dans les deux sens. Dans le cas où le comptage unidirectionnel est normalement prévu, l'erreur admissible de Q_t à Q_{max} est portée à $\pm 5\%$ lorsque $Q_{max} \leq 20 \text{ m}^3/\text{h}$ et $\pm 10\%$ lorsque $Q_{max} > 20 \text{ m}^3/\text{h}$.

L'ISO a simplement adopté jusqu'à présent la définition suivante:

"un compteur réversible est un compteur pouvant fonctionner en sens inverse du sens normal d'écoulement, en respectant les erreurs maximales tolérées."

La notion de précision de décomptage est peu intéressante en matière de petits compteurs domestiques. En effet, les services d'eau veulent précisément éviter les retours d'eau et de plus en plus nombreux sont ceux qui arrêtent des réglemens en matière d'installations intérieures des immeubles de façon à éviter les risques de pollution des réseaux par reflux d'eaux suspects.

Ne peut donc être concerné par cette notion que le comptage en réseau maillé, lorsqu'il s'agit par exemple de vente d'eau en gros à d'autres services d'eau, de surveillance des débits de fuites. . . Il peut en core exister des applications particulières mais celles-ci ne justifient pas de prescriptions générales applicables à tous les compteurs.

En pratique, les compteurs volumétriques sont réversibles par construction. Par contre les compteurs de vitesse et à hélice présentent en général des caractéristiques de précision moins bonnes en marche inverse. Des précautions spéciales de construction doivent être prises pour respecter des normes en la matière. C'est le compteur de vitesse à jet unique, dont l'entrée et la sortie sont souvent dissymétriques, qui est le moins réversible en général.

Dispositif indicateur

Le dispositif indicateur comporte deux parties, l'une destinée au comptage du volume débité, l'autre destinée au contrôle de l'exactitude du compteur.

Comptage des volumes débités

L'indication destinée au comptage doit comporter un nombre de chiffres suffisant pour éviter de dépasser la rotation complète entre deux relevés normalement espacés.

L'OIML ne propose rien actuellement dans ce domaine, et l'ISO n'en a pas encore débattu. Le projet de directive CEE, par contre, exige de pouvoir fonctionner 1 999 heures à Q_n sans retour à zéro. Ce qui donne un mesurage maximal de:

9 999 m³ pour les compteurs de 1 m³/h $\leq Q_n \leq 3,5$ m³/h
 99 999 m³ pour les compteurs de 6 m³/h $\leq Q_n \leq 50$ m³/h
 999 999 m³ pour les compteurs de 60 m³/h $\leq Q_n \leq 400$ m³/h
 9 999 999 m³ pour les compteurs de 600 m³/h $\leq Q_n \leq 4000$ m³/h

Contrôle d'exactitude du compteur

Une valeur faible de l'échelon de vérification (le plus petit échelon du dispositif indicateur) a trois utilités:

- permettre dans des délais raisonnables le contrôle de l'exactitude du compteur par les moyens classiques (lecture visuelle, empôtement et chronomètre).
- permettre à l'abonné de déceler un débit défectueux dans son installation
- contrôler rapidement la limite de sensibilité (démarrage) du compteur.

Pour ces deux derniers usages, il existe sur la plupart des compteurs à cadran noyé, une étoile sans graduation tournant à la vitesse d'un des premiers axes du train d'engrenages et permettant donc de déceler la moindre mouvement du mécanisme capteur.

On peut souhaiter que l'ISO normalise ce dispositif pour tous les compteurs à cadran noyé et pour les autres aussi, lorsque la plus grande partie du train réducteur est située dans l'enceinte du totalisateur.

Certains constructeurs réalisent maintenant ce dispositif de telle manière qu'il puisse servir, moyennant des appareillages spéciaux, à un contrôle accéléré des compteurs. Un exemple de ce genre de système est schématisé ci-après:

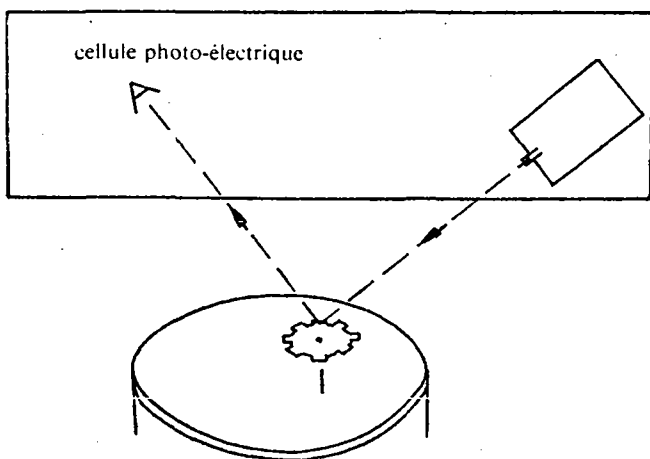


Figure 2

Un calculateur recevant d'une part les impulsions de la cellule photo-électrique et d'autre part les signaux de début et de fin de remplissage d'une jauge de précision de petite dimension, donne automatiquement l'erreur du compteur en un temps très court et avec grande

précision. Ce procédé réduit les coûts de fabrication par économie de temps et de main-d'oeuvre.

Les distributeurs d'eau peuvent évidemment aussi se procurer ces matériels pour les étalonnages après réparation. Mais l'absence de normalisation risque d'entraîner l'achat de plusieurs matériels, correspondant aux différents systèmes particuliers développés par les fabricants. Ceci est évidemment inadmissible, surtout pour les petites distributions d'eau. Il est donc indispensable que l'échelon de vérification soit suffisamment petit pour permettre un contrôle par des moyens classiques dans des temps raisonnables.

Par ailleurs les couples moteurs des compteurs d'eau même les volumétriques, sont trop faibles pour permettre l'adjonction provisoire d'éléments contrôleurs mécaniques. Le texte actuel de la proposition de directive de la CEE permet malheureusement ce genre de dispositif. L'ISO n'a pas encore débattu de ce problème. Quant à l'OIML, aucune précision n'est donnée actuellement.

Durée des contrôles

Si on veut arriver à lire les indications du compteur avec une erreur ne dépassant pas 0,5% à Q_{min} (soit 1/10 de l'erreur maximum permise pour les compteurs à ce débit) on peut dresser le tableau suivant, donnant l'ordre de grandeur de la durée d'un essai à différents débits et pour diverses valeurs de l'échelon de vérification (voir formule de calcul en annexe).

Dans le tableau ci-dessous:

- AC signifie aiguille centrale (échelle d'environ 50 mm de \emptyset)
- CA signifie chiffres alignés avec tambours de 15 à 18 mm de \emptyset
- A signifie aiguille dont l'échelle de vérification est d'environ 15 à 18 mm de \emptyset
- 100, 50, 20, 10 signifient respectivement la division de l'échelle de vérification en 100, 50, 20 ou 10 parties (échelons).

TABLEAU 5

Valeur de l'échelon de vérification	débit de l'essai en m ³ /h				
	0,010	0,015	0,025	0,040	0,060
(AC 100) 0, 1 l	2 H	1,3 H	0,8 H	0,5 H	0,3 H
(CA ou A, 50) 0, 2 l	3 H	2,0 H	1,3 H	0,8 H	0,5 H
(CA ou A, 20) 0, 5 l	5 H	3,5 H	2,0 H	1,3 H	0,8 H
(CA ou A, 10) 1 l	9 H	6,0 H	4,0 H	2,5 H	1,5 H
(AC, 100) 1 l	20 H	13,0 H	8,0 H	5,0 H	3,0 H
(CA ou A, 50) 2 l	30 H	20,0 H	13,0 H	8,0 H	5,0 H
(CA ou A, 20) 5 l	50 H	35,0 H	20,0 H	13,0 H	8,0 H

On voit l'intérêt pour les compteurs à grande étendue de charge (donc Q_{min}/Q_n petit) de disposer d'un échelon de vérification de faible valeur.

L'OIML et l'ISO ne précisent pas actuellement de valeur de l'échelon de vérification. La CEE l'impose indirectement en exigeant que l'essai le plus long ne dure pas plus de 1 h 30. Ce serait souhaitable mais de nombreux totalisateurs actuels ne répondent pas à cette exigence.

Le type de compteur pour lequel il est le plus difficile de réaliser un totalisateur à forte démultiplication est le petit compteur de vitesse à jet unique ou multiple, cadran sec et transmission mécanique (faible couple moteur et frottement du bourrage).

Fabrications courantes

Les totalisateurs du type à chiffres alignés (ou à chiffres dits "sauteurs") sont de plus en plus répandus.

Les totalisateurs secs ont souvent une échelle à aiguille (centrale en général) en plus du totalisateur à chiffres alignés.

Les totalisateurs noyés ont souvent 2 ou 3 échelles à aiguilles (non centrales en général).

Les compteurs de $Q_n=1,5 \text{ m}^3/\text{h}$ et $2,5 \text{ m}^3/\text{h}$ ont en général un échelon de vérification de 1 l (valeur résultant de plusieurs normes nationales) et quelquefois 0, 2 l ou 0, 1 l.

Les normes AWWA précisent que pour ces calibres de compteurs, la valeur de l'échelle de vérification (le volume correspondant à un tour du dernier mobile) doit être de 1 cu ft (28 l) ou 10 US Gal. (38 l), que cette échelle soit divisée en 10 ou en 100 parties.

Dispositif de réglage

Les compteurs volumétriques ne comportent normalement pas de dispositif de réglage permettant de modifier le rapport entre le volume indiqué et le volume débité.

Par contre, un tel dispositif est actuellement toujours prévu sur les compteurs de vitesse à jets unique ou multiples. Il s'agit d'un by-pass de l'élément capteur, réglable de l'extérieur du compteur.

Certains constructeurs estiment que la technique actuelle permet de se passer de ce dispositif. Cela reste douteux, en tout cas pour l'instant.

Un dispositif de réglage est également généralement prévu sur les compteurs du type Woltmann. Il s'agit ici d'une palette située devant l'hélice et qui imprime une légère déviation au flux d'eau, influençant ainsi l'action de l'eau sur l'hélice.

Dans le cas où un dispositif de réglage est prévu, l'OIML estime que le compteur doit être construit de manière à permettre le réglage de l'erreur jusqu'à un maximum de 6% de l'indication, au débit auquel le compteur est destiné à être utilisé. La CEE rend obligatoire ce dispositif pour les compteurs de vitesse et les Woltmann.

Dispositif accélérateur

Le projet de directive CEE contient également l'interdiction des dispositifs accélérateurs dont sont équipés certains compteurs et qui accélèrent la marche du compteur dans la zone des petits débits, à partir du démarrage.

Ces dispositifs en effet contiennent des éléments mécaniques dont la stabilité de fonctionnement ne peut être maintenue au cours du temps et l'expérience montre que, en service, l'indication du compteur peut aller jusqu'au quadruple du volume débité.

Matériaux

La nature et la composition des matériaux constitutifs des compteurs ne font pas l'objet actuellement des travaux internationaux déjà cités.

Tout au plus se contentent-ils de citer les divers aspects à considérer (résistance, usure, adhérences, stabilité absence d'influence sur la qualité de l'eau).

Les matières plastiques sont de plus en plus utilisées pour la plupart des éléments du compteur. Le corps, les plateaux de presse-étoupes et les axes de minuteriers sont cependant encore souvent en métal.

Toutefois, pendant l'année 1973 et en ce début de 1974 s'est développée une crise des matières plastiques. Cette situation s'annonçait déjà bien avant la crise pétrolière et il faut craindre de réelles difficultés d'approvisionnement. Même si la situation devait se normaliser, il est probable que les fabricants qui annonçaient la tendance au renouvellement complet et systématique de l'ensemble des mécanismes (ou au moins de l'élément capteur) en cas de révision du compteur, devront modifier la politique de fabrication qui en serait résultée.

Tant l'économie des ressources naturelles que la protection de l'environnement y trouveront leur compte.

Perte de pression

La perte de pression n'a été considérée par l'OIML que pour imposer une valeur au plus égale à 1 bar au Q_{max} , dans tous les cas.

La CEE a été plus loin en prévoyant que la valeur maximum de la perte de pression serait inscrite dans la décision d'approbation de modèle et marquée sur le compteur, en se limitant aux valeurs suivantes: 100, 60, 30 et 10 kPa (1—0,6—0,3—0,1 bar)

Espérons que l'ISO ira plus loin encore, en associant la perte de pression au principe de fonctionnement du compteur (volumétrique, Woltmann . . .) puisque ces deux caractéristiques technologiques sont intimement liées.

Pression nominale

L'OIML, l'ISO et la CEE prévoient une pression nominale de 1 MPa (10 bar), sauf construction spéciale à pression nominale plus élevée. Cette valeur était déjà couramment utilisée (ou celle de 150 psi=1,035 MPa)

Cadran sec—cadran noyé

On trouve sur le marché des compteurs à cadran noyé, des compteurs à cadran sec et, parfois des compteurs à totalisateurs baignés dans un liquide spécial. Les compteurs à cadran noyé ont l'ensemble du train d'engrenages, jusques et y compris le dispositif indicateur baigné dans l'eau qui circule dans le compteur. L'avantage de ce système réside dans l'absence de frottement d'un axe dans un bourrage et convient donc bien aux compteurs de faible couple moteur.

Par contre, la lisibilité du dispositif indicateur peut être compromise par une eau trouble lorsque des précautions spéciales de construction ne sont pas prises. Ces précautions sont quasi généralisées actuellement.

Dans les compteurs à cadran sec, tout ou partie du train réducteur peut se trouver dans l'eau. La transmission entre la partie noyée et la suite du mécanisme est faite de deux manières: soit par axe et bourrage (généralement "O" Ring) soit par une transmission magnétique au travers d'une paroi étanche. La première solution a l'avantage d'avoir une constitution rigide, évitant tout dérapage de la transmission. Par contre, il présente comme désavantage d'une part le frottement et d'autre part le risque de blocage de l'axe. Ce blocage peut se produire suite à de légères infiltrations d'eau provoquant des phénomènes électrolytiques entre l'axe et l'alésage ou des dépôts de calcaire.

Dans la transmission par bourrage, la plus grande partie du train d'engrenages se trouve en général dans l'enceinte noyée, le frottement du bourrage intervenant alors sur un axe à vitesse lente et donc à couple élevé. La transmission magnétique résout le problème du frottement, mais pose d'autres problèmes: si la transmission magnétique se situe directement après l'organe capteur, il y a risque de dérapage lors de démarrages brutaux. Si tout ou partie du train réducteur est sous eau, le prix de revient est généralement plus élevé, et de plus, il y a plus grand risque de blocage si le totalisateur est encrassé ou défectueux (bavures au mécanisme à chiffres "sauteurs").

Une solution intéressante (déjà beaucoup utilisée aux U.S.A.) semble être l'utilisation de la transmission magnétique avec un totalisateur sec dans un boîtier étanche.

Les compteurs à cadran sous liquide spécial ont en gros les mêmes caractéristiques que les compteurs à cadran sec. Ils présentent l'avantage d'avoir le totalisateur lubrifié et, lorsque la transmission se fait par bourrage,

la paroi entre la partie sous eau et l'enceinte du totalisateur présente généralement une partie souple qui permet l'équilibrage des pressions et réduit les frottements.

Comparaison des types de compteurs

A titre de rappel, voici classés selon quelques critères, les différents types habituels de compteurs.

Ajoutons que l'ordre donné n'est pas rigoureux et dépend évidemment de la qualité des fabrications et des circonstances locales.

Etendue de la charge (Q_{\max}/Q_{\min})

- $Q_n \leq 15 \text{ m}^3/\text{h}$:
1. compteurs à vis (jusqu'à 1 000)
 2. Compteurs volumétriques à piston rotatif (jusqu'à 500)
 3. Compteurs volumétriques à disque oscillant (jusqu'à 300)
 4. Compteurs de vitesse à jets multiples (jusqu'à 300)

- $Q_n \leq 15 \text{ m}^3/\text{h}$:
1. Compteurs combinés (jusqu'à $\frac{Q_{\max}}{Q_{\min}} = 7 500$)
 2. Compteurs volumétriques à piston rotatif (jusqu'à 600)
 3. Compteurs volumétriques à disque (jusqu'à 350)
 4. Compteurs Woltmann perpendiculaires (jusqu'à 350)
 5. Compteurs Woltmann parallèles (jusqu'à 100)

Perte de pression (par valeur croissante)

1. Compteurs Woltmann parallèles
2. Compteurs Woltmann perpendiculaires
3. Compteurs combinés
4. Compteurs de vitesse à jets uniques ou multiples
5. Compteurs volumétriques et compteurs à vis

Couple moteur (par valeur décroissante)

1. Compteurs volumétriques à piston rotatif et compteurs à vis
2. Compteurs volumétriques à disque oscillant
3. Compteurs de vitesse à jets unique ou multiples
4. Compteur Woltmann

Capacité de compter les eaux chargées (par capacité décroissante)

1. Compteurs Woltmann
2. Compteurs de vitesse
3. Compteurs volumétriques à disque oscillant
4. Compteurs à vis
5. Compteurs volumétriques à piston rotatif

Prix (par valeur croissante)—

- $Q_n \leq 15 \text{ m}^3/\text{h}$:
1. Compteurs Woltmann parallèles
 2. Compteurs Woltmann perpendiculaires
 3. Compteurs volumétriques et combinés
- $Q_n \geq 15 \text{ m}^3/\text{h}$:
1. Compteurs de vitesse
 2. Compteurs volumétriques à piston rotatif et compteurs volumétriques à disque
 3. Compteurs à vis.

Il est très important également de garder à l'esprit que la qualité de l'eau et les circonstances d'utilisation sont aussi importantes en matière de choix du compteur que les qualités intrinsèques de celui-ci.

Notons en outre que certains compteurs Woltmann ont l'avantage d'avoir un mécanisme amovible facilitant les revisions. Certains fabricants de ces compteurs donnent la possibilité de changer la valeur du Q_n d'un compteur par modifications des caractéristiques de l'hélice.

En ce qui concerne les compteurs combinés, rappelons que leur utilisation permet de lutter contre certains gaspillages d'eau dans les installations industrielles ou les grands immeubles d'habitation en enregistrant en tout temps les fuites et pertes, tout en permettant l'enregistrement correct des gros débits exigés.

L'utilisation de combinaisons dont le petit compteur est volumétrique, doit se faire avec prudence. En effet, lorsqu'un tel compteur volumétrique est employé seul, les énergies mises en jeu sont suffisantes pour forcer le capteur à fonctionner, même si une eau relativement chargée traverse le compteur. Il n'en est plus de même en cas de combinaison puisqu'une augmentation de la perte de pression dans la dérivation provoque simplement l'ouverture anticipée de la soupape.

Conclusion

Pour terminer, soulignons que l'ISO a entrepris la normalisation dimensionnelle des compteurs et notamment celle des longueurs et raccords. C'est une étape importante dans l'histoire des compteurs, et il faut espérer que cette norme ne soit pas tout simplement l'enregistrement de toutes les fabrications existantes, mais qu'une réelle simplification intervienne et qu'elle permette finalement des économies.

ANNEXE

Formule ayant servi à l'établissement du Tableau 5 (due à Monsieur MERLE, Ingénieur divisionnaire du Laboratoire des Compteurs d'Eau de la Ville de Paris)

$$t = \left(\frac{2 \Delta n + \frac{n \Delta \omega}{360}}{n \cdot Q \cdot e} \right) v$$

- où t = durée de l'essai en heures
 n = nombre de graduations de l'échelle de vérification
 Q = débit de l'essai en m^3/h
 v = volume correspondant à l'échelle de vérification (1 rotation complète) en m^3
 e = imprécision de mesurage sur la lecture du totalisateur, fixée ici à 0,005
 $\Delta \omega$ = erreur angulaire en degrés due au jeu d'engrenage, choisie ici à 2 degrés
 Δn = erreur sur la position de l'aiguille en graduation

Références des ouvrages cités:

—A.I.D.E.—Congrès de Berlin (1961)

Sujet n° 3 Le mesurage de l'eau et les compteurs

Rapporteur général: Prof. S. P. HUTTON
Mechanical Engineering Department
University College, Cardiff (Great Britain)

—Documents de l'ISO TC 30 SC 7: spécialement:
N2, N8, N11

Secrétariat: AFNOR

Cedex 7

F 92080 Paris-la-Défense

—OIML—FL 6—document 26 (ou ISO TC 30 SC 7 N5)
—septembre 73

Secrétariat: Dr. E. A. Spencer, Head of Flow Measurement Division
National Engineering Laboratory
East Kilbride
GLASGOW 675 0QU

—OIML—vocabulaire de métrologie légale—termes fondamentaux

Bureau International de Métrologie Légale
rue Turgot 11—F Paris 9e

—Proposition de directive CEE concernant le rapprochement des législations des Etats membres relatives aux compteurs d'eau froide (Com/73-595 final)

Adresse: Communautés Européennes
rue de la Loi 200
B 1040 BRUXELLES

—Memorandum adressé à la C.E.E. par les Distributeurs d'eau et les fabricants de compteurs de la Communauté (avril 73)

Secrétariat du groupe de Liaison Fabricants/Distributeurs de la C.E.E.:

Compagnie Intercommunale Bruxelloise
des Eaux
rue aux Laines 70
B 1000 BRUXELLES

SUMMARY

The purpose of this report is on one hand to complete, with some new aspects or further information, the report presented by Prof. S. P. Hutton at the Congress in Berlin (1961) and on the other hand, to present the actual state of the international works as far as metrological and technological characteristics of water meters are concerned.

These works are from the ISO TC 30 SC 7, the OIML FL 6, and the EEC (COM. 73 595). At the present time, the international works deal only with cold water meters.

Designation—Characteristic flowrates—Metrological classes

The ISO and the EEC designate the meter by a nominal flowrate Q_n . This value of Q_n corresponds to normal use (continuous or intermittent operating conditions).

Table 1 shows the standard flowrates and the approximate correlation with the two systems that are in common use at the moment.

Table 2 shows the range of Q_n for each common meter type.

The OIML, the EEC (and probably shortly the ISO) define three characteristic flowrates: Q_{min} , Q_t and Q_{max} . Q_{min} and Q_{max} bound the measurement range. Q_t is a transitory flowrate such that the maximum permissible error is $\pm 5\%$ between Q_{min} and Q_t , and $\pm 2\%$ between Q_t and Q_{max} .

The OIML does not use Q_n . It designates the meter by Q_{max} (flowrate which the meter is able to sustain for a short period of time) and defines Q_{min} and Q_t in relation to Q_{max} . The EEC (and probably shortly the ISO) defines Q_{min} , Q_t and Q_{max} in relation to Q_n .

$$\text{In every case, } Q_{max} = \frac{Q_n}{2}$$

The metrological classes are defined by the different values of Q_{min} and Q_t in relation to Q_n (or Q_{max} for the OIML).

Figure 1 shows the typical error curves of most common water meters. Tables 3 and 4 give respectively the EEC and OIML proposals as far as metrological classes are concerned.

At the present time, International works do not deal with combination meters as single measurement instruments.

Working in the reverse direction

There are many different opinions about reverse working and the accuracy then required.

As far as the supply to customers is concerned, back-flow is suspect on principle. It must be proscribed. Increasingly water utilities manage to avoid it and publish regulations to this effect.

This being so, it appears that accuracy in the reverse direction is not very useful, except for certain very special instances.

Indicating device—control element:

The most current indicating devices are of the consecutive digits type, at least for the part used for billing. The control element is of the above type, or consists of 2 or 3 needles on circular dials, or alternatively of one large central needle.

In its directive proposal, the EEC requires that the counters record a volume of water corresponding to 2,000 operating hours at Q_n .

The value of the verification unit (the smallest graduation of the most rapidly changing graduated component) is the most essential factor for a quick accuracy check of the meter on the test-bench.

Table 5 shows the approximate test duration for a selection of flowrates, according to the value of the verification unit (the reading error being less than 0,5%).

In its directive proposal, the EEC requires that the verification unit be small enough to ensure that the test at Q_{min} does not take more than $1\frac{1}{2}$ hours. This requirement is however unrealistic.

It is inapplicable to the actual test-benches and meters.

Water utilities would like to see manufacturers improve this side of meter design especially as it is unacceptable to use a control element fitted temporarily by the addition of moving parts. Such a device could influence the accuracy of the meter.

However, certain manufacturers are developing high accuracy reading devices for their own meters which are specially equipped (fig. 2). Owing to the fact that no standardization has occurred until now, one cannot be satisfied with simplified control elements.

Regulating device

At the moment at least, it appears as if the inferential meters (single-jet, multi-jet and Woltmann meters) cannot dispense with a regulating device.

Up to now, only the OIML has proposed limits with regard to the adjustment range.

Materials

Plastics are more and more widely used especially for the internal components. However it is not common to use plastics for the body and the isolating plate.

At the moment, however, plastic materials are difficult and expensive to obtain and this situation could become worse in the near future.

Pressure loss

A widely accepted value for the maximum pressure loss at Q_{max} is 1 bar. The EEC plans to consider 4 groups according to the following maximum values of the pressure loss at Q_{max} ; 1,0 0,6 0,3 0,1 bar.

Wet dial—Dry dial

Both types are now widely used with in addition, certain dial housings being filled with a special liquid.

Each type has its own advantages and disadvantages but a very interesting solution looks to be the dry type in a sealed container, with magnetic transmission after the gear train.

However it requires faultless design and a perfect finish to the counter components.

Comparison between the different water meter types

This report gives an outline comparison between the most common meter types according to the following characteristics; measuring range, pressure loss, torque measurement of water with particles in suspension, cost.

Conclusion

To conclude, it can be said that the ISO has undertaken the dimensional standardization of meters, starting with lengths and couplings. This is an important step in water meter history. We hope that the future standard will not be simply the sum of all existing dimensions, but that real simplification will be obtained with consequent savings.

Sujet 3

Procédés de Relevé Automatique des Compteurs

par Chester A. Ring III,

Vice Président à la Elizabethtown Water Company, Elizabeth, New Jersey (USA)

Pratique du Relevé

La période qui a suivi la deuxième guerre mondiale, a amené un changement technologique immense. Nous en sommes arrivés à vivre dans ce qui est couramment appelé maintenant l'âge de l'espace ou l'âge de l'ordinateur. La seule réalisation scientifique saillante fut d'envoyer un homme sur la lune mais ceci n'aurait pas été possible s'il n'y avait eu l'ordinateur. Beaucoup de gens ont critiqué la grande dépense associée au programme de l'espace, toutefois, d'autres industries bénéficient maintenant de l'usage de l'ordinateur et des équipements électroniques sophistiqués. Ces apports ont été particulièrement évidents dans les domaines de la recherche, de l'électronique, des produits pharmaceutiques, des raffineries et autres industries chimiques, conduisant à un accroissement de la production, de l'automatisation, du contrôle de la qualité et finalement à un accroissement des profits.

De nouveaux produits ont été développés et introduits si rapidement que les profits de l'année prochaine proviendront de produits encore inconnus il y a 4 ou 5 ans. Tout ce qui précède est attribué à une période de grande prospérité et de changement dans notre mode de vie. Les gens gagnent plus, travaillent moins et jouissent de plus d'heures de loisir et de délassément.

Les Services ont bénéficié du développement des centres équipés d'ordinateurs pour les besoins en dispatching et systèmes de conduite, et pour la facturation et l'encaissement automatiques.

Malheureusement pendant cette période de progression technologique, l'activité "relevé" a résisté à cette tendance et s'est même détériorée sous certains rapports. Il y a des raisons diverses aux difficultés rencontrées dans le relevé, elles sont en relation avec le type de régions desservies.

Les raisons suivantes sont les plus courantes:

1. un accroissement rapide des logements unifamiliaux dans les faubourgs entraîne un accroissement du nombre des releveurs.

Les dimensions plus grandes des lots dans ces régions sont la source de parcours plus longs. Un plus grand temps de marche est requis entre les compteurs.

2. beaucoup de ménagères de faubourgs rejoignent les masses travailleuses lorsque les enfants les plus jeunes entrent à l'école.

Le releveur trouve porte close à moins qu'une clé soit laissée à disposition (une pratique déconseillée).

3. la montée du crime tant en ville que dans les faubourgs, ces dernières années, a répandu la crainte parmi les consommateurs.

Nombreux sont les citoyens âgés et les ménagères qui sont méfiants et souvent refusent de laisser entrer dans leur maison des étrangers, même les releveurs. Cette difficulté peut être réduite en exigeant que les releveurs soient en uniforme et qu'ils produisent une preuve d'identité adéquate.

Dans le passé, particulièrement dans les zones urbaines, les consommateurs ne verrouillaient pas leurs portes, permettant l'accès en leur absence. Aujourd'hui, toutes les portes sont verrouillées.

4. Il y a des années, le releveur n'hésitait pas à refaire son parcours afin d'obtenir les index qu'il n'avait pu relever. Le but était de réduire au minimum le total des index manquants, et donc les quantités estimées.

Le releveur est maintenant membre d'un syndicat et son but est de terminer son parcours le plus rapidement possible. On peut douter qu'il refasse son parcours pour obtenir les index manquants, aussi consciemment que dans le temps.

Il y a aussi un accroissement considérable du nombre de chiens qui découragent le releveur.

5. la crise actuelle de l'énergie, en particulier les restrictions d'essence aura un effet défavorable sur les possibilités d'effectuer les relevés.

Vers la fin des années 50, les Services ont rapidement adapté leurs procédures de facturation aux équipements de traitement de données. Ce fût la disparition de la plume d'oie et des traitements manuels, particulièrement courants dans les services d'eau.

Le changement se nourrit de changement et l'équipement doit devenir plus rapide et plus important et doit faire plus.

Des équipements relativement élémentaires de traitement des données furent remplacés ou complétés par des ordinateurs à grande vitesse.

Au début, les buts attendus semblaient pouvoir être atteints, mais après 1 an ou 2, de nombreuses erreurs de facturation ont été découvertes. On a estimé que l'ordinateur ne donnait pas une information suffisante, ou adéquate. Le nombre d'index manquants dû aux raisons ci-dessus mentionnées, avait atteint le niveau de 35%. Cela signifie que 35% des factures d'abonnés étaient établies par estimation. Si un consommateur est souvent un "sans accès", il est raisonnable de s'attendre à ce que l'index soit à nouveau manquant la fois suivante. Depuis que la plupart des compteurs sont lus trimestriellement, 4 relevés seulement couvrent un exercice annuel. La Commission des Services Publics, dans mon Etat, exige que le compteur soit lu par la Compagnie au moins une fois par an. A de nombreuses occasions, le consommateur est placé devant une importante rectification de sa facture après 3 comptes établis par estimation. Par conséquent, une bonne partie des économies qu'on espérait réaliser par l'utilisation d'ordinateurs a été perdue à cause du temps et des dépenses exigés pour corriger les comptes et pour essayer de calmer les abonnés en colère.

Ce problème doit être résolu et, bien sûr la solution évidente est de procurer à l'ordinateur l'index correct au moment adéquat. Ceci peut être réalisé par les méthodes suivantes, chacune de celles-ci ayant bénéficié d'une certaine publicité:

1. équipements de lecture à distance du compteur, placés à l'extérieur de la maison (lecture "remote")
2. lecture automatique des compteurs par les lignes téléphoniques existantes (AMR)
3. lecture automatique des compteurs par les câbles de télé-distribution
4. lecture automatique des compteurs par les lignes du réseau électrique (superposition d'informations sur les lignes ordinaires de distribution d'électricité)
5. lecture automatique des compteurs depuis des véhicules en mouvement y compris des avions
6. lecture automatique des compteurs par radio transmission

Les 2 méthodes les plus logiques en ce moment sont le relevé "remote" et la lecture automatique par les lignes de téléphones existantes (AMR).

Relevé du compteur à distance (lecture "remote")

Les fabricants de compteurs et le personnel des Services ont pris conscience depuis plusieurs années du besoin de disposer d'équipements de relevé à distance. Les fabricants de compteurs ont introduit divers dispositifs capables d'acheminer l'indication du compteur à l'extérieur de la maison. Ce type d'équipement comprend un totalisateur entraîné par câble, par air ou par transmission électrique depuis une source de puissance extérieure et le générateur placé à distance.

Beaucoup de fabricants ont cherché à introduire un produit qui serait généralement accepté et qui s'approprierait une grande part du marché des compteurs. Ceci devient plus évident lorsque le cadran "remote" placé à l'extérieur de l'immeuble a été remplacé par un récepteur activé par une source de puissance portée par le releveur. De nombreux services utilisent le "mark-sensing". Les cartes ainsi remplies sont directement assimilables par l'ordinateur, mais il y a encore, dans ce procédé, un élément d'erreur humaine, puisque le releveur doit transcrire l'information. Le premier type de récepteur à l'extérieur de l'immeuble, lorsqu'il était activé par le releveur, affichait une lecture qui devait encore être transcrite dans le carnet ou sur cartes par "mark-sensing".

En vue d'éliminer l'erreur humaine, le récepteur, lorsqu'il est activé, doit transmettre directement la lecture sur une bande magnétique. La bande en question doit être expédiée à l'ordinateur pour facturation. Ce système (système "remote" à encodage) a très bien fonctionné dans de petites distributions qui utilisent les services d'un ordinateur.

Malheureusement, les petits services d'eau doivent alors continuer à acheter les mêmes équipements de compteur pour assurer la compabilité avec les équipements existants.

Les fabricants d'équipements produisent sans normes et utilisent différents types et formes de récepteurs. En conséquence un service d'eau plus important, qui achète ses équipements sur base d'offres, pourrait être amené, à devoir équiper ses releveurs de plusieurs types de dispositifs de puissance. La plupart des fabricants croient que leur équipement est supérieur et ont été peu disposés à les rendre compatibles ou interchangeables avec d'autres. La normalisation ou un effort de recherche commune profiterait considérablement tant aux constructeurs qu'aux services d'eau.

Au début, on demandait que les équipements de lecture "remote" soient compatibles ou adaptables à l'A.M.R. Cependant, les compagnies de téléphone n'avaient aucune idée des équipements qu'elles utiliseraient. Pour être préparés à toute éventualité, quelques-

uns des équipements de lecture "remote" étaient plus sophistiqués que nécessaires et devinrent très coûteux.

Depuis qu'il est apparu que l'A.M.R. n'était pas à portée immédiate, plusieurs fabricants ont commencé à produire un compteur à générateur "remote" relativement bon marché. Il s'agit d'un système "remote" auto-générateur, basé sur la force motrice du compteur et transmettant une impulsion électrique à un totalisateur à distance (à lecture visuelle ordinaire). Le générateur "remote" peut être installé en un temps relativement court par les monteurs de compteurs du service. La Compagnie qui m'emploie utilise ce type de compteur à générateur "remote" depuis plusieurs années, et le trouve très satisfaisant. A présent, tous les nouveaux compteurs installés dans la région que nous desservons sont de ce type. J'estime qu'on aura besoin de la lecture des compteurs à distance pendant de nombreuses années. Ce genre de compteur aidera à réduire les défauts d'index, en augmentation constante et donc à diminuer le nombre de consommations estimées. Pendant les années à venir, l'équipement en appareils de lecture à distance sera un investissement judicieux.

Relevé automatique des compteurs (AMR)

La plupart, sinon tous les gestionnaires des services d'eau et des équipements de comptage voient la lecture automatique par les lignes téléphoniques existantes comme étant la solution finale au problème du relevé.

De nombreux fabricants d'équipements croient fermement que l'AMR sera répandu sur une grande échelle dans un futur immédiat. Les gens des services d'eau sont pleins d'espoir, mais pas tout à fait aussi optimistes. La Compagnie de téléphone jusqu'à récemment ne s'était pas engagée, et maintenant elle estime que dans les années 80, il y aura un marché acceptable pour un service AMR.

De nombreux essais sur le terrain ont prouvé sans aucun doute que l'AMR est technologiquement réalisable. Après tout, si nous pouvons lire des cadrans et des diagrammes sur la lune, nous devrions être capables d'enregistrer des relevés de compteurs par AMR. Le problème, toutefois est que l'AMR n'est pas économiquement réalisable dans les conditions actuelles et selon les méthodes d'évaluation en usage.

De nombreux services ont eu longtemps une mauvaise conception de l'évaluation des coûts du relevé. Antérieurement au problème découlant du nombre élevé des consommations évaluées par estimation, ils divisaient simplement le total des salaires des releveurs par le nombre de compteurs en service. Le résultat est un historique sous-estimé et irréaliste des coûts du relevé. Depuis que les services d'eau relèvent les compteurs trimestriellement, ils ont des budgets de relevé de compteurs encore plus bas que les industries du gaz et de l'électricité.

Un coût de \$1 par compteur et par an, ou moins, a été cité par de nombreux services d'eau. Si on prend en considération le personnel du service commercial qui s'occupe des relevés manquants et de l'estimation des consommations, le coût peut être double et proche de \$2 par compteur et par an.

Si on ajoute le redressement des relations publiques défavorables et les suites légales possibles, tout en prenant en considération l'accroissement de trésorerie, le coût résultant pourrait atteindre \$4 ou \$5 par compteur et par an (les prix cités datent de 1973).

Le service d'eau voit dans la Compagnie de téléphone la solution finale au problème du relevé, mais les principales compagnies de téléphone ont été très peu disposées à prendre l'initiative dans ce domaine. Il peut y

avoir plusieurs raisons, mais à mon avis, elles se réduisent toutes à des considérations économiques. Les compagnies de téléphone constituent quelques unes des compagnies les mieux gérées au monde. La "American Telephone & Telegraph Company" est numéro un, à travers le monde en actifs et profits. Elle a un département de marketing remarquable et est bien au courant qu'un besoin en AMR est à portée de la main. Elle est aussi informée de ce que les services d'eau croient être leurs coûts annuels de relevé et de ce qu'ils peuvent être disposés à payer pour ce service dans le futur. Elle considère indubitablement le revenu potentiel à court terme d'un service AMR comme insignifiant et ne valant pas l'effort.

Il y a quelques années après beaucoup d'insistance, les Compagnies de téléphone participèrent à des essais sur le terrain pour essayer les possibilités de l'AMR. Après ces essais, certains pensaient que le Service AMR serait immédiatement disponible. Cela n'a toutefois pas été le cas. Les fabricants d'équipement étaient prêts à produire, mais la Compagnie de téléphone ne fixait pas de tarif local ou national pour ce service.

La Compagnie de téléphone a souvent été accusée de gêner le développement de l'AMR. Finalement, en avril 1973, un vice-président adjoint de l'American Telephone & Telegraph Company annonça que les Compagnies du Bell System travailleraient avec les services intéressés par l'AMR sur base d'un arrangement spécial. Il déclara également que les études montraient que la plupart des services n'étaient pas intéressés à une participation à l'AMR aux prix actuels. L'American Telephone & Telegraph Company n'a pas l'habitude d'être en retard sur les besoins du client. Au contraire elle fabrique et cherche à promouvoir des produits qui suscitent l'intérêt de la clientèle. C'est donc tout bonnement un pas de politesse pour ne pas être accusé d'entraver le progrès. A juste titre, il n'y a pas de raison que l'American Telephone & Telegraph Company s'embarque dans un programme catastrophique qui paraît présenter un revenu, sur les investissements insuffisant dans le futur prévisible.

Il est évident que les Services d'eau ne sont pas prêts à accepter les prix relativement élevés de l'AMR et les compagnies de téléphones ne sont pas disposées à le promouvoir. Les fabricants d'équipement regardent l'AMR comme un marché à grand potentiel et pour cette raison, ce sont les fabricants d'équipement qui cherchent à promouvoir actuellement l'AMR.

Les prix de ces équipements sont élevés et les Services devraient consentir de grandes dépenses de capital pour la conversion ou l'installation. Si l'AMR devait tout-à-coup bénéficier d'une large demande, d'autres fabricants entreraient en compétition et peut-être développeraient-ils un produit de qualité supérieure meilleur prix. Un exemple typique est le calculateur électronique de poche qui était vendu il y a seulement quelques mois \$135 et qui se vend actuellement \$69; et on s'attend encore à une baisse de prix.

L'AMR prendra indubitablement sa place adéquate dans le relevé des compteurs, mais de façon assez insignifiante jusqu'aux années 80 bien entamées.

Période transitoire

Durant les quelques prochaines années, ou plus longtemps, les dispositifs de relevé "remote" seront installés en grand nombre. Ceci éliminera une partie du problème des consommations estimées, mais ne supprimera pas le releveur. Le placement logique de ces dispositifs se situe dans les maisons nouvelles ou existantes qui sont considérées comme étant "portes closes" ou lorsque le relevé fait chroniquement défaut. De nombreux consommateurs ont exprimé le voeu de payer pour avoir

ces dispositifs en vue d'éliminer la nécessité de donner accès et l'agacement suscité par les consommations estimées.

La plupart des dispositifs de lecture à distance peuvent être installés par du personnel du service de faible qualification. Même si le rythme d'installation s'intensifie, il faudra plusieurs années avant que les relevés à distance aient un impact significatif sur l'ensemble du relevé dans la plupart des grands services d'eau. De nombreux petits services d'eau, toutefois, ont déjà installé 100% de lecteurs à distance, ou en seront équipés à 100% dans une courte période.

Le pourcentage global actuel des équipements "remote" aux U.S. est très petit, un peu moins de 1%. Toutefois, de nombreux fabricants de compteur prétendent que la production actuelle d'unités à lecteur remote se situe au niveau de 60 à 65%. On s'attend à ce que la transition vers l'AMR soit plus difficile, lorsque le temps sera venu. Tout d'abord, pour rendre l'AMR économiquement tentant, il est essentiel dès le début de grouper le relevé des compteurs. Dans la plupart des régions desservies, cela signifierait le relevé groupé des compteurs d'eau, de gaz et d'électricité.

Chacun des 3 services devrait consentir à l'acquisition de tels équipements, à moins qu'on en arrive à une certaine forme de standardisation. De plus, il serait nécessaire qu'un délégué de chaque service participe à la conversion ou au raccordement. Cela serait très peu pratique et si les objections syndicales préalables peuvent être surmontées, l'installation pourrait être réalisée par une société extérieure. En outre, la part de propriété de chaque participants doit être établie avant exécution.

Le type d'équipement finalement choisi doit avoir un haut degré de précision et de fiabilité. Un avantage important de l'AMR sur le relevé à distance est l'élimination des coûts élevés actuels de la main-d'oeuvre compte tenu de l'augmentation annuelle quasi-certaine des salaires horaires. Si la précision de l'AMR est contestée par les consommateurs qui reçoivent des factures élevées ou si l'équipement tombe en panne fréquemment et est sujet à doutes, des entretiens et des tests substantiels seront requis. Le taux horaire des techniciens et électriciens pourrait être le double de celui du réparateur de compteur que nous connaissons actuellement.

L'industrie des distributions d'eau a évolué lentement vers l'élimination des ateliers de réparation de compteurs. Des fabricants ont supprimé les mécanismes de rechange, et l'usage des matières plastiques permettra l'acceptation de la politique du "compteur à jeter après usage". Il serait malheureux que l'industrie des distributions d'eau se voit affligée d'un monstrueux équipement d'entretien et de réparation électroniques, beaucoup plus coûteux et plus conséquent que les difficultés de l'actuel relevé.

Résumé

Il y a un besoin bien déterminé d'amélioration du relevé. L'équipement de lecture à distance continuera d'être valable à titre d'étape intermédiaire durant l'actuelle décennie.

L'AMR ne pourra avoir de succès tant que tous les participants c'est-à-dire les services, les fabricants de matériel et les compagnies de téléphone, n'adopteront pas une ligne de conduite commune.

Un effort commun sincère devra comprendre la normalisation des différents types d'équipement. Un système AMR grandement amélioré et moins cher est essentiel et peut être atteint par un tel effort commun.

Le releveur et les problèmes y afférents nous accompagneront pour de nombreuses années encore, avant qu'il ne suive le chemin du marchand de glace.

Subject 3

Automatic Systems of Water Metering

by Chester A. Ring III,

Vice-president, Elizabethtown Water Company, Elizabeth, New Jersey (U.S.A.)

Meter Reading Practice

The period following World War II brought about a tremendous technological change. We have come to live in what is now commonly referred to as the "Space Age" or the "Age of the Computer". The single outstanding scientific achievement was that of putting a man on the Moon and this would not have been possible were it not for the computer. Many people have criticized the great expense associated with the Space Program, however, other industries are now benefiting from the use of computers and sophisticated electronic equipment. These benefits have been particularly evident in research, electronics, pharmaceuticals, refineries and other chemical industries leading to greater production, automation, quality control and ultimately to increased profits. New products are being improved and introduced so rapidly that next year's profits will be derived from products not heard of just four or five years ago. All of the above have contributed to a period of great prosperity and change in our life style. People are earning more, working less, and enjoying additional hours of leisure and recreation.

The utilities have benefited to the extent of computerized control centers for monitoring and dispatching system needs and automated billing and accounting. Unfortunately, through this period of technological advance, the meter reading activity has withstood the trend and in some respects even deteriorated. There are other varied reasons for the meter reading difficulty depending on the type of area and section of the Country. The following are, perhaps, the most common:—

1. Rapid growth of single-family homes in the suburbs required an increase in the number of meter readers. The larger lot sizes in these areas established longer routes and more time required walking between meters.
2. Many of the suburban housewives joined the work force when the youngest child entered school. The meter reader became locked out unless a key was left with the utility (a practice not encouraged).
3. The rising crime in both the city and suburbs in recent years has spread fear among customers. Many senior citizens and housewives are reluctant and often refuse to let strangers, including meter readers, into their homes. This difficulty can be reduced by requiring the meter readers to be in uniform and display proper identification. In the past, particularly in urban areas, doors were left unlocked allowing admittance with or without the customer at home. Today most all doors are locked.
4. Years ago, a meter reader would walk the route and then retravel the route to try and obtain any missed readings. The purpose was to keep missed readings and estimated bills at a minimum. The meter reader

is now a member of a union, and his goal is to complete the route as quickly as possible. There is doubt as to whether he retravels the route to obtain the missed reads as conscientiously as before. There is also a considerable increase in the number of dogs, which discourages the meter reader from trying to obtain a reading.

5. The current energy crisis, in particular gasoline curtailment, will have an adverse effect on the ability to obtain readings.

In the late 1950's, utilities were rapidly adapting their billing procedures to data processing equipment. This was a great departure from the pen and quill method of hand-posting and billing, particularly common with water utilities. Change feeds upon change and equipment must become faster and larger and do more things. Relatively basic data processing equipment was replaced or complemented with high-speed computers.

In the beginning, the forecasted expectations seemed attainable, but after a year or two, numerous billing errors were being uncovered. It was found that the computer was not being given sufficient, or proper, information. The number of missed readings due to the above-mentioned reasons have reached a staggering 35%. This means that 35% of the customers' bills are estimated. If a customer is often a lock-out, it is reasonable to expect that he will be a missed reading the next time. Since most meters are read on a quarterly basis, only four readings cover a year's span. The Utility Commission in my state requires that the meter be read by the company at least once a year. On many occasions, the customer is faced with a high bill adjustment after three estimated bills. Consequently, much of the savings hoped to be achieved by computerization is being lost because of time and expense required to adjust bills and trying to placate irate customers.

This problem must be solved, and of course the obvious solution is to provide the computer with the correct meter reading at the proper time.

This may be accomplished by several of the following methods, all of which have received a certain amount of publicity:—

1. Remote meter reading devices attached to the outside of the house.
2. Automatic meter reading over existing telephone lines (AMR).
3. Automatic meter reading over CATV (cable television).
4. Automatic meter reading over electric transmission lines (superimposition of information over ordinary electric transmission lines).

5. Automatic meter reading from moving vehicles, including aeroplanes.
6. Automatic meter reading via microwave systems.

The two most logical methods at this time are Remote Meter Reading and Automatic Meter Reading over existing telephone lines (AMR).

Remote Meter Reading

The meter manufacturers and utility personnel have been aware of the need for remote meter reading equipment for many years. The meter manufacturers have introduced various devices capable of bringing the reading to the outside of the house. The type of equipment included cable-driven odometers, air-driven, electrically transmitted from an outside power source and the generator remote.

Many of the manufacturers were looking to introduce a product that would gain wide acceptance and capture a greater share of the meter market. This became more evident when the remote meter dial on the outside of the house was replaced by a receptacle that was activated by a power source carried by the meter reader. Many utilities use mark-sense cards which are fed directly to the computer, but there is the element of human error still present because the meter reader must mark the card. The first receptacle on the outside of the house, when activated by the meter reader, would display a reading which the meter reader would record on the mark-sense card or in the book.

In order to eliminate the human error, the receptacle, when activated, would transmit the reading directly to a tape. The tape would be forwarded to the computer for billing. This system (an encoded remote system) has worked quite well in small utilities that contract for computer services.

Unfortunately, the small utility must continue to purchase the same meter equipment for it to remain compatible with existing equipment. The equipment manufacturers proceeded without standards and use different shapes and types of receptacles. Consequently, a larger utility that purchases equipment on a bid basis could require its meter readers to carry several types of power packs. Most manufacturers feel that their equipment is superior and have been reluctant to make it compatible or exchangeable with others. Standardization or joint research effort would benefit both the manufacturer and the utilities immensely.

At the outset, the remote reading equipment was claimed to be compatible with or adaptable to AMR. Yet, the telephone companies had no idea what equipment they would be using. To be prepared for any eventuality, some of the remote reading equipment was more sophisticated than required and became very costly. Since it appeared that AMR was not just around the corner, several manufacturers began producing a comparatively inexpensive generator remote meter. It is a self-generating remote system, based on the meter generating and transmitting an electric pulse to a remote totalizer (Ordinary visual reading). The generator remote can be installed in a relatively short time by utility meter setters. The company by which I am employed has been using the generator remote-type meter for several years and has found them to be very satisfactory. At present, all new meters installed in our service area are generator remotes. It is my opinion that remote meter reading will be needed for many years. These remote meters will help to reduce the unnecessary and increasing number of missed readings and estimated bills. An investment in generator remote meter reading equipment for several years to come will be a wise one.

Automatic Meter Reading (AMR)

Most, if not all, water utility managers and meter equipment managers look to automatic meter reading over existing telephone lines as the ultimate solution to meter reading. Many equipment manufacturers are highly enthusiastic that AMR is in the immediate future on a large scale. Water utility personnel are very hopeful, but not nearly as optimistic. The telephone company has been non-committal until recently and now looks to the 1980's for a reasonable market of AMR service.

The technological capability is currently available and numerous field trials have proven beyond a doubt that AMR is technologically feasible. After all, if we can read dials and charts from the Moon, we should be able to record meter readings via AMR. The problem, however, is that AMR is not economically feasible under present conditions and methods of evaluation.

Many utilities have long had a misconception of their meter reading costs. Prior to the problem associated with the high number of estimated bills, they often simply divide the total meter reader salaries by the number of meters in service. This has resulted in a very low estimate and unrealistic history of annual meter reading costs. Since water utilities generally read meters quarterly, they have even lower meter reading budgets than the gas and electric industry. A cost of \$1.00 per meter per year or less has been quoted by many water utilities. If the commercial staff associated with missed readings and estimated bills is considered, the cost may be double or close to \$2.00 per meter per year. If the cost to offset adverse public relations, potential legal suits and consideration given to improved cash flow the equivalent cost could be as high as \$4.00 or \$5.00 per meter per year. (Costs are dated 1973).

The water utility is looking to the telephone company for the ultimate solution to the meter reading problem, but the major telephone companies have been very reluctant to take the initiative in this venture. There may be several reasons, but in my opinion they all boil down to economics. The telephone companies represent some of the better managed companies in the World. The American Telephone & Telegraph Company is number one in assets and profits throughout the World. They have an outstanding marketing department and are well aware that a need for AMR is at hand. They are also aware of what the water utility thinks their annual meter reading costs are and what water utilities may be willing to pay for this service in the future. They undoubtedly see the near term potential revenue from an AMR service as insignificant and not worth the trouble.

A few years ago after much urging, the telephone companies did participate in field trials to prove the capability of AMR. After these trials, some people thought that AMR service would be immediately available. However, this was not the case. The equipment manufacturers were prepared to proceed, but the telephone company would not quote a tariff for the service on a local or national basis.

The telephone company has often been in the position of being accused of hampering progress of AMR. Finally, in April of 1973, an assistant vice president of AT & T advised that the Bell System companies would work with utilities interested in AMR on a special arrangement basis. They also stated that surveys showed that most utilities were not interested in participating in AMR at current prices. AT & T did not get to be number one by waiting to meet with interested customers. On the contrary, they manufactured and promoted products that made customers interested. This is merely a polite step forward so that they are not accused of impeding progress. Rightfully so, there is no reason why AT & T should embark on a crash programme that

appears to show an inadequate return on their investment for the foreseeable future.

It is evident that water utilities are not ready to accept AMR's relatively high cost and the telephone companies are not ready to promote AMR. The equipment manufacturers look upon AMR as a market with great potential and for this reason it is the equipment manufacturers who are currently promoting AMR. The prices of equipment are high and utilities would require large capital expenditures for major conversion or installations. If the AMR should suddenly gain wide acceptance, other manufacturers could enter the field and perhaps develop a better product at much less cost. A typical example is the electronic pocket calculator that only a few months ago sold for \$135.00 and now sells for \$69.00 and prices are expected to go lower.

AMR will undoubtedly take its proper place in meter reading, but rather insignificantly until well into the 1980's.

Transition Period

Over the next several years or longer, remote reading devices will be installed in great numbers. This will eliminate a portion of the estimated bill problem but will not eliminate the meter reader. The logical location for the above installations is in all new homes and existing homes that are now considered lock-outs or chronic missed reading locations. Many customers have expressed a willingness to pay for the remote reading device to eliminate the need to provide admittance to the homes and the aggravation associated with estimated bills.

Most remote meter reading devices can be installed with utility personnel with limited skill. Even as the rate of installations accelerate, it will be several years before remote readers have a significant impact on most large utility meter reading. Many smaller utilities, however, have already installed 100% remote readers or will have 100% within a short period of time.

The current percentage of remote meter reading equipment in the United States is very minor, something less than 1%, however, many meter manufacturers now claim that current production of meters is running at the rate of 60-65% remote reading units.

The AMR transition period is expected to be a more difficult one when it comes about. First, to make AMR

economically attractive, joint meter reading will be essential at the outset. In most service areas, this would mean the joint reading of electric, gas and water meters. All three utilities would have to agree to the purchase of like equipment unless some form of standardization is achieved. Also, it would be necessary for a serviceman from each utility to participate in the conversion or hook-up. This would be very impractical, and if anticipated, and union objections can be overcome, the installation should be made by an outside service company. Also, ownership of components must be settled prior to implementation.

The type of equipment finally selected must have a very high degree of accuracy and dependability. An important advantage of the AMR over remote reading is to eliminate the current high labor cost of meter readers, as well as the almost certain annual hourly increases. If the accuracy of the AMR is questioned by customers receiving high bills or the equipment breaks down frequently and becomes subject to further doubt, substantial maintenance and testing of the equipment will be required. The hourly rate of equipment technicians or electricians could be double that of the meter repairman as we know him today.

The water utility industry has been slowly working towards the elimination of the meter repair shop. Manufacturers have eliminated change gears and the use of plastics will enhance the acceptance of a throw-away meter. It will be unfortunate if the water utility industry finds itself saddled with a monstrosity maintaining and repairing electronic equipment at a far greater cost and consequence than the current meter reading difficulties.

Summary

There is a definite need for improvements in meter reading. The remote reading device will continue to be available as an interim step through this decade. AMR cannot be a success until all the participants, namely utilities, equipment manufacturers and telephone companies, agree on a joint course of action. A sincere joint effort will include standardization of various types of equipment. A greatly improved and less costly AMR is essential and attainable with the above joint effort.

The meter reader and related problems will remain with us for many years before he goes the way of the iceman.

International standing committee on public relations

The session will concentrate on programmes of public relations necessary to prepare the public for an increase in water rates or for a change from groundwater to surface-water as the main source of supply. In dealing with these programmes the presentation, inter alia, will consider the education of the public in the need for conservation of water resources, the avoidance of unnecessary wastage, the use of water supply sources for recreational purposes, and the stimulation of public awareness during periods of rare drought.

Preamble

Despite the long established existence of a water supply industry in most countries there is a continuous need to inform people about the work and achievement of those engaged in bringing to the home, to industry and to agriculture a copious supply of water.

Far too many people take the functions and the supply for granted. If consumers are to understand a particular message or to respond to a particular appeal from the industry there is a need for a deliberate, planned and continuous campaign to create an awareness of water resources and a need to optimize their use, to increase knowledge and understanding of the task of producing and distributing a potable water supply, and of the importance of an adequate supply to the health, economic and social well-being of all.

The Task

This introductory paper concentrates on an overall strategy of public relations planning, organization, promotion and control and outlines the various techniques and tactics appropriate to the particular tasks with which this paper is concerned and which will be presented, illustrated and discussed by the speakers.

Planned public relations

In determining a public relations programme it should be recognized that the authority has a monopoly of water services and the consumer, domestic or commercial, has to buy the services.

It should also be accepted that the days when a public service organization could exist and act in isolation, independent of and unrelated to public opinion, are over. Water services are increasingly in the public eye and as the quest for increased water resources, more reservoirs, new machinery and plant to meet public and industrial demands become more intensified and demands for recreational use of water supply sources arise or increase the industry has to be ready to meet opinion and criticism, has to inform the public what it is doing and why it is doing it, what it plans to do in the public interest and why it must be done, and how much it is going to cost.

Moreover, if it is to work efficiently and to the public's satisfaction the industry must effect two-way communications with its public. Inevitably, if the water industry does not accept and carry out its public responsibility then the time will come when legislation or public opinion will enforce an adequate response.

If the industry tries to harness public relations techniques only for an isolated purpose or in a crisis then it cannot expect to gain public understanding or co-

operation when it is most needed. The function must be planned and accepted as a continuous management responsibility.

Public relations techniques will only bolster up a weak case temporarily. Successful public relations may also expose weakness if the case or the organisation is not planned and prepared thoroughly. An organization has to earn influence and esteem in its public relations by good performance and sound service: there are no short cuts.

Opportunities for a new approach

Where the particular tasks for public relations arise from a partial or entire reorganization of water services, such as has taken place on a national scale in England and Wales, exceptional opportunities arise for making a new start and even for changing the whole fabric of public relations through, for example, a multi-purpose, multi-functional management approach. Special opportunities such as these and the possible overall strategies in which they can be seized and developed will be fully appraised in the session.

The Foundation

The planning methods and skills to give effect to the public relations programme should be provided by the public relations department officials and staff of the authority or professional public relations consultants, whichever is the working basis for public campaigns for the authority.

In any provision, however, it is essential that all staff of the water authority should be well-informed of the programme and understand their part in it. Above all it is essential that the major exercise of the programme should be planned and implemented by those having a thorough knowledge and understanding of the methods and the media to be used. A sound foundation for a successful operation will require:—

- (a) that the OBJECTIVES are clearly defined;
- (b) that a SCHEDULE OF IMPLEMENTATION or achievement is established with a determination of priorities where necessary;
- (c) that the available MEDIA for the campaign is determined;
- (d) that all the necessary INFORMATION and/or RESEARCH required to formulate a plan and programme is available and can be translated into appropriate media;
- (e) that COSTS of the campaign are calculated, and objectives and costs are balanced before proceeding further.

When the foundations have been established the overall strategy for the campaign may be formulated and ideas and recommendations translated into tactical actions.

Strategy options

Having determined the objectives and priorities of the campaign it is important to identify the strategy options and study them, selecting the most appropriate methods. All aspects of the possible courses of action must be considered, their likely impact assessed together with the problems likely to arise as the programme proceeds and the methods of countering the problems.

Media

It is essential to consider the various media available and how they might be employed skilfully to achieve the desired objectives. Permanent results will only be obtained by clear and candid exposition of the facts presented in a way which:—

- arrest the attention of consumers;
- stimulate their interest;
- prompt their willingness to act or accept;
- convince them that the action is right, efficient and economical;
- cause them to be satisfied that the authority is acting in the best interests of the community.

To attempt to boost a service which will inevitably prove to be inadequate or unsatisfactory, or to present information which is less than the whole truth or misleading, or calculated to have only a short-term advantage, is shortsighted and foolhardy.

The following list suggests the media which might carry the authority's message:—

a. Publications:

leaflets, pamphlets, brochures and booklets, newsheets and journals

b. Exhibitions and Displays:

ranging in scope from large independent exhibits occupying a hall, marquee, mobile display stand or solo sites, to small, portable self-standing units for use in an entrance-way, office, cinema, theatres, public halls, works or schools, libraries etc.

Press:

1. Information Service, editorial contributions, features, short stories, supplements, picture stories, interviews, reports, and letters to the Editor
2. Conferences, receptions and visits to works
3. Advertising

d. Radio and Television:

1. Interviews
2. Feature Film
3. Filler materials
4. Advertising Scripts and Films
5. News Items

e. Films and Film Strips: Visual Aids:

1. Commercial films for cinema or T.V.
2. 16mm. films for general projection, lectures, application as visual aids in support of works visits and educational work
3. Film strips for educational work
4. Charts and diagrams (Graphics)
5. Photographs (Blow-ups)
6. Slides for projection

f. Publicity-Advertising

1. Posters
2. Hand-outs
3. Advertising in programmes and publications
4. Car stickers
5. Shop window stickers

g. Visits and Open Days:

1. Organised trips to centres of development
2. School Parties
3. Open days at works

h. Lectures and Talks:

to all influencing or making policy decisions; to educational bodies; and to public institutions, associations and clubs.

i. Personal Contacts by Correspondence

A letter from the Chief Officer or Chairman of the Authority to V.I.P.s in the Community and all those who influence decision making in the Community explaining the essentials of the campaign.

Follow up activities

1. It is important that before the campaign is launched the Authority should be prepared to follow up with all obtainable supporting information, evidence or photographs or other aids which could be made available to supplement the message. It is likely that such material would be urgently required by the media and the Authority should ensure that it is fully prepared to respond.

2. Unless requested specifically to respond to any adverse comment it is probably wise not to counter a comment unless it is critical to the campaign as a whole, or if facts are badly distorted.

3. Don't flood the media with other routine items during the course of the campaign.

An increase in rates and charges

More than anything, excepting the supply itself, community confidence in the authority depends on its financial prudence—the cost of the commodity at point of consumption. When the rate or charge has to be increased the message and the media must be carefully selected. In this basic assessment we are assuming a flat rate, but are not unaware that in many member countries there are reduced rates to special classes of customers, restrictive service rates and other differences which provide additional problems.

However, the actual need for the additional revenue must be effectively illustrated, therefore it is necessary to have full details of the improvement programme or increased costing. Each and every element contributing to the higher cost or proposed expenditure must be examined and justified.

Everybody affected by the increases will need to be convinced or re-convinced that the authority is under responsible and competent management, that decisions are based on sound financial planning and operating policies, and that the increases are essential and equitable.

The work and achievement of the authority must be recalled in every medium; demand and supply factors must be presented dramatically in graphic or picture form with snappy captions or slogans which capture the consumer's imagination and help towards the digestion of the facts.

Always give the consumer the opportunity for following up the information by an action line—a

consumer information centre. Remember that not only is it essential that you capture the consumer's attention and interest, but a desire must be created; he or she must be convinced that the case as you put it is right and must be prepared to accept the action taken. These are the objectives of the exercise: this is the story which must be put across. This need demands the skills of a professional advertisement copy writer. John Doe in the office may be a bright boy full of enthusiasm and ideas but all the technical, aesthetic and psychological know-how of the professional copy writer and visualizer should be harnessed if the message and the media are to be married to maximum effect.

From Groundwater to Surfacewater

The constantly rising demand of industry, agriculture and the domestic consumer for good quality water compels many water authorities to look for new sources. And since groundwater resources are often not inexhaustible it may well be necessary to resort to the use of surface water. Especially in the highly developed countries surfacewater is often a much worse source for the public water authorities than groundwater, due to the many and varied pollutants.

The public sometimes gets the impression—and this is not always unjustified—that they are more or less the victims of industrial development and the change-over of supply source. The taste, smell, colour, temperature and degree of hardness of the water supplied often worsens when surfacewater is taken instead of groundwater. At the same time the price often increases due to the fact that extra treatment of the water is necessary to achieve an acceptable potable standard. The public might very well receive a lesser quality supply at a higher price and sometimes will reproach the water authority that because of the increasing supply to industry, the interests of the consumer are neglected.

There are examples of authorities actually promising

the public to reserve groundwater for household use and to supply the (expensive) surfacewater to the industry because taste and smell, temperature and degree of hardness often count less to the industry. A special industrial water supply may be a good solution in such cases, but that may not always be possible.

Opponents in the consumer corner often have a general resistance toward the "environment polluting and exploiting" industry which is difficult to eliminate because it originates from a socio-political base.

Water authorities are not organized to bridge political contrasts, which makes it difficult to defend themselves from these attacks. An extensive and sustained information campaign aimed at all consumers should ensure that the public gradually comprehend the necessity of the measures taken.

Here again it is necessary to demonstrate the efficiency and competence of the industry and the part it plays continuously in maintaining the standard of living. It may be that at times the campaign balances on the edge of a political knife, but it is essential to meet industrial-hostility and counter it. It must be pointed out that household use of water is increasing and that the change will ensure that even with the maximum use of all modern kitchen, garden and sanitary appliances the supply will be adequate for all demands.

The use of graphics and essential facts representing present and future usage should be considered to evidence the need for the measures to be taken.

One cannot start early enough with this kind of information to reach all the groups concerned, but particularly Press, political and consumer organizations.

In these days of the multi-use of water there may also be consequences for the recreational activities on the surfacewater. This could be a particularly sensitive area of interest and should be given thorough consideration at the planning stage.

Comité international permanent pour les relations publiques

La session se concentrera sur les programmes de relations publiques nécessaires pour préparer le public à une augmentation des tarifs de vente de l'eau ou à un passage de l'eau souterraine à une eau de surface comme source principale d'alimentation. La présentation de ces programmes prendra en considération, notamment, l'éducation du public sur la nécessité de préserver les ressources en eau, la lutte contre tout gaspillage inutile, l'emploi des ressources en eau pour la récréation et la prise de conscience du public pendant les périodes de sécheresse exceptionnelle.

Préambule

Bien qu'il existe depuis longtemps des distributions d'eau dans la plupart des pays, il est nécessaire d'informer en permanence les gens sur les travaux et réalisations de ceux qui fournissent aux foyers, à l'industrie et à l'agriculture une eau abondante.

Beaucoup trop de gens tiennent ces fonctions et cette fourniture comme allant de soi. Si l'on veut que les consommateurs comprennent un message particulier ou répondent à un appel particulier de l'industrie, il faut une campagne délibérée, planifiée et constante pour que le public comprenne ce que sont les ressources en eau et le besoin qu'il y a de les utiliser au mieux, en quoi consiste la production et la distribution d'une eau potable, et quelle est l'importance d'une alimentation convenable pour la santé, l'économie et le bien-être social de tous.

La tâche

Ce rapport introductif se concentre sur une stratégie globale de planification des relations publiques, d'organisation, de promotion et de contrôle, et il souligne les diverses techniques et tactiques qui conviennent aux diverses tâches faisant l'objet de ce rapport et qui seront présentées, illustrées et discutées par les orateurs.

Planification des relations publiques

Lorsqu'on étudie un programme de relations publiques, il faut être conscient du fait que le Service a le monopole de la distribution de l'eau et que les consommateurs domestiques ou industriels doivent lui payer ses prestations.

Il faut également accepter que les jours où le service public pouvait exister et agir isolément, indépendamment de l'opinion publique, sont révolus. Les services d'eau sont de plus en plus soumis aux regards du public. Au fur et à mesure que s'intensifie la recherche de ressources plus abondantes, de nouveaux réservoirs et de nouvelles usines pour couvrir les besoins du public et de l'industrie, et que surgissent ou se développent des demandes en vue de l'utilisation des ressources en eau pour la récréation, l'industrie doit être prête à affronter l'opinion et les critiques, à informer le public de ce qu'elle fait et pourquoi elle le fait, de ce qu'elle envisage de faire dans l'intérêt du public et des raisons de ces projets, et de ce que cela coûtera.

En outre, si elle veut travailler efficacement et à la satisfaction du public, l'industrie doit organiser une communication dans les deux sens avec le public.

Inévitablement, si l'industrie de l'eau n'accepte pas et ne met pas en action sa responsabilité à l'égard du public, un temps viendra où la loi ou l'opinion publique lui imposeront une réponse appropriée.

Si l'industrie essaie de mettre en oeuvre les techniques de relations publiques pour une opération isolée ou lors d'une crise, elle ne peut pas espérer gagner la compréhension et la coopération du public quand elle en a le plus besoin. Cette fonction doit être planifiée et acceptée comme une responsabilité permanente de la direction.

Les techniques de relations publiques ne pourront qu'appuyer temporairement un cas difficile. Des relations publiques efficaces peuvent aussi mettre en évidence les points faibles si le cas ou l'organisation ne sont pas soigneusement étudiés. Une organisation doit gagner influence et estime dans ses relations publiques par son efficacité et ses bons services: il n'y a pas de raccourcis.

Occasion d'une nouvelle approche

Là où les tâches particulières de relations publiques surviennent à l'occasion d'une réorganisation partielle ou totale des services d'eau, comme cela s'est produit à l'échelle nationale en Angleterre et Pays de Galles, des occasions exceptionnelles se présentent pour faire un nouveau départ et même pour renouveler complètement tout le tissu des relations publiques grâce par exemple, à une approche de gestion polyvalente, multifonctionnelle. Des occasions spéciales comme celles-là et la stratégie globale dans laquelle elles peuvent être saisies seront étudiées à fond lors de la session.

Les fondations

Les méthodes et techniques de planification rendant effectif le programme de relations publiques doivent être apportés par les responsables du département Relations publiques du service ou par des conseillers professionnels en relations publiques, suivant que les uns ou les autres constituent la base de travail pour les campagnes du service auprès du public.

De toute façon, il est essentiel que tout le personnel du service d'eau soit bien informé du programme et du rôle que chacun doit y jouer. Par-dessus tout, il est essentiel que les grandes lignes du programme soient planifiées et mises en oeuvre par ceux qui ont une connaissance poussée en la compréhension des méthodes et des media à utiliser. Les fondations solides d'une opération réussie exigent:

- (a) que les *objectifs* soient clairement définis;

- (b) qu'un plan de réalisation soit établi, avec détermination des priorités là où elle est nécessaire;
- (c) que les *media* disponibles pour la campagne soient précisés;
- (d) que toutes les *informations* et/ou *recherches* nécessaires pour formuler un plan et un programme soient disponibles et puissent être traduites dans le *media* approprié;
- (e) que les *coûts* de la campagne soient calculés et qu'objectifs et coûts soient équilibrés avant d'aller plus loin.

Quand les fondations sont posées, on peut formuler la stratégie globale pour la campagne et traduire en actions tactiques les idées et recommandations.

Options stratégiques

Ayant déterminé les objectifs et priorités de la campagne, il est important d'identifier les options stratégiques et de les étudier en choisissant les méthodes les plus appropriées. Tous les aspects des modes d'action possibles doivent être examinés, leur impact éventuel évalué en même temps que les problèmes qui peuvent surgir lorsque le programme avance, et les méthodes pour combattre ces problèmes.

Medias

Il est essentiel de considérer les divers medias disponibles et comment ils peuvent être employés pour atteindre les objectifs désirés. On n'obtiendra de résultats permanents que si l'on expose clairement et candidement les faits d'une façon qui

- arrête l'attention des consommateurs,
- stimule leur intérêt,
- encourage leur volonté d'agir ou d'accepter,
- les convainc que l'action est légitime, efficace et économique,
- les amène à être satisfaits que le service agit dans les meilleurs intérêts de la collectivité.

Essayer de pousser un service qui se révélera inévitablement inadéquat et décevant, ou présenter des informations qui ne sont pas toute la vérité ou qui tendent à induire en erreur ou à n'avoir qu'un avantage à court terme est de l'aveuglement et de la démente.

La liste suivante suggère les médias utilisables pour porter les messages du service.

a. Publications

prospectus et brochures, feuilles d'information, revues et journaux.

b. Expositions

allant des grandes expositions indépendantes occupant tout un hall, une tente ou un stand mobile, aux petites unités portatives à utiliser dans une entrée, des bureaux, cinémas, théâtres, bâtiments publics, écoles et usines, bibliothèques, etc. . . .

Presse

1. Service d'information, éditoriaux, nouvelles brèves, suppléments, histoires illustrées, interviews, rapports et lettres à la rédaction.
2. Conférences, réceptions et visites des ouvrages.
3. Publicité.

d. Radio et Télévision

1. Interviews.
2. Documentaires.
3. Matériel de remplissage.
4. Scripts et films de publicité.
5. Nouvelles.

e. Films et courts métrages: aides visuelles

1. Films commerciaux pour cinéma ou T.V.
2. 16 mm. Films pour projections générales, conférences, emploi comme aides visuelles lors de visites d'ouvrages et travaux éducatifs.
3. Courts métrages éducatifs.
4. Cartes et graphiques.
5. Photographies (agrandissements).
6. Diapositives pour projection.

f. Publicité

1. Affiches.
2. Prospectus.
3. Publicité dans les programmes et publications.
4. Affiches sur véhicules.
5. Affiches pour vitrines.

g. Visites et portes ouvertes

1. Voyages organisés aux travaux en cours.
2. Visite par les écoles.
3. Journées portes ouvertes aux usines et bureaux.

h. Conférences et entretiens

à tous ceux qui influencent ou prennent des décisions; aux éducateurs, institutions publiques, associations et clubs.

i. Contacts personnels par correspondance

Lettre du directeur ou du président du service aux personnes importantes de la collectivité et à tous ceux qui influencent la prise de décisions dans la collectivité, leur expliquant l'essentiel de la campagne.

Activités d'entretien

1. Il est important qu'avant de lancer la campagne, le service soit prêt à l'entretenir en fournissant toutes les informations, preuves, photographies et autres aides qui pourront être disponibles pour prolonger le message. Il est probable que ce matériel sera instamment requis pour les medias, et le service doit être pleinement préparé à y répondre.

2. A moins qu'on ne soit expressément requis de répondre à un commentaire défavorable, il est probablement judicieux de ne pas contrer un commentaire à moins qu'il ne soit critique pour la campagne dans son ensemble ou que les faits soient gravement déformés.

3. Ne pas inonder les medias avec des informations de routine pendant le cours de la campagne.

Une augmentation des tarifs de vente d'eau

Plus que tout, excepté l'alimentation en eau elle-même, la confiance de la collectivité dépend de sa prudence financière, le coût de la fourniture au point de communication dans les deux sens avec le public.

le message et le média doivent être soigneusement sélectionnés. Dans cet exposé de principe, nous admettons que le tarif est uniforme, mais dans de nombreux pays il y a des tarifs réduits pour certaines catégories de consommateurs, des prix réduits pour les services restrictifs et autres différences qui soulèvent des problèmes supplémentaires.

Cependant, le besoin de ressources nouvelles doit être efficacement illustré; il est donc nécessaire de donner des détails complets sur le programme d'amélioration ou la cause du renchérissement. Chacun des éléments contribuant à l'augmentation des coûts ou chacune des dépenses proposées doivent être examinés et justifiés.

Tous ceux qui sont touchés par les augmentations auront besoin d'être convaincus et reconvaincus que le service a une direction responsable et compétente, que les décisions sont basées sur une planification et une politique de gestion financièrement saines, et que l'augmentation est essentielle et équitable.

La travail et les réalisations du service doivent être rappelés dans chaque média; les facteurs relatifs à la demande et à la fourniture doivent être présentés dramatiquement sous forme de graphiques ou d'images avec des légendes ou slogans percutants qui frappent l'imagination du consommateur et aident à la digestion des faits.

Toujours donner au consommateur l'occasion de suivre l'information par une ligne d'action: un centre d'information des consommateurs. Se rappeler qu'il n'est pas seulement essentiel de capturer l'attention et l'intérêt du consommateur, mais qu'il faut créer un désir; il ou elle doit être convaincu que le cas que vous lui exposez est juste et être prêt à accepter les mesures prises. Ce sont les objectifs de cette campagne: c'est l'histoire qu'il faut faire passer. Cela exige le talent d'un rédacteur publicitaire professionnel. Jean Dupont dans son bureau peut être un garçon brillant, plein d'enthousiasme et d'idées, mais il faut maîtriser toutes les connaissances techniques, esthétiques et psychologiques d'un rédacteur et visualiseur professionnel pour marier message et média avec le maximum de rendement.

De l'eau souterraine à l'eau de surface

La demande constamment croissante en eau pour l'industrie, l'agriculture et la consommation domestique oblige beaucoup de services à chercher de nouveaux points d'eau. Et comme les nappes souterraines ne sont pas souvent inépuisables, il peut être nécessaire de recourir à l'eau de surface. Dans les pays très industrialisés, l'eau de surface est souvent une ressource beaucoup moins bonne pour les services d'eau que l'eau souterraine, en raison des nombreux corps qui la polluent.

Le public a parfois l'impression, qui n'est pas toujours injustifiée, qu'il est plus ou moins la victime du progrès industriel et du changement de l'origine de l'eau. Le goût, l'odeur, la couleur, la température et la dureté de l'eau s'aggravent souvent quand on prend de l'eau de surface en place d'eau souterraine. En même temps, le prix augmente souvent en raison du fait qu'un traitement supplémentaire de l'eau est nécessaire pour atteindre une norme de potabilité acceptable. Le public peut très bien recevoir une eau de moins bonne qualité à un prix plus élevé et il reprochera au service d'eau de négliger les intérêts des consommateurs pour augmenter les livraisons à l'industrie.

Il y a des exemples où le service promet au public de réserver l'eau souterraine pour les besoins domestiques et de livrer l'eau de surface coûteuse à l'industrie car le goût, l'odeur, la température et la dureté comptent souvent moins pour l'industrie. Une distribution spéciale pour l'industrie peut être une bonne solution dans un tel cas, mais ce n'est pas toujours possible.

Les opposants dans le coin des consommateurs opposent souvent une résistance générale à l'industrie "qui pollue et exploite l'environnement", résistance difficile à éliminer car elle a une base socio-politique.

Les services d'eau ne sont pas organisés pour effacer les contrastes politiques, ce qui les met en difficulté pour se défendre contre ces attaques. Une campagne d'information extensive et soutenue, visant tous les consommateurs, doit assurer que le public comprenne graduellement la nécessité des mesures prises.

Là encore il est nécessaire de démontrer l'efficacité et la compétence de l'industrie et la part qu'elle joue dans le maintien des standards de vie. Il se peut qu'à certains moments, la campagne repose sur le fil d'un rasoir politique, mais il est essentiel de faire face à l'hostilité contre l'industrie et de la contrer. Il faut faire ressortir que les emplois domestiques de l'eau augmentent et que le changement permettra que, même si l'on emploie au maximum les appareils modernes à la cuisine, au jardin et dans la salle d'eau, la fourniture couvrira toutes les demandes.

L'emploi de graphiques et les faits essentiels résumant les usages présents et futurs doivent être considérés pour justifier la nécessité des mesures décidées.

On ne peut pas partir trop tôt pour que ce genre d'information atteigne tous les groupes concernés, particulièrement la presse et les organisations politiques ou de consommateurs.

Dans ces jours d'usage multiple de l'eau, il peut y avoir aussi des conséquences sur l'usage récréatif des eaux de surface. Cela peut être une zone d'intérêt particulièrement sensible à laquelle il faut penser dès le stade des projets.