

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Cours d' assainissement.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : P 628.2 SAL

APA Citation ( APA توثيق ):

Salah, Boualem. (1993). Cours d'assainissement [polycopie pédagogique]. ENSH.

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتمكين لإنتاج العلمي لأساتذة وباحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (طروحات مطبوعات يداغوجية، مقالات الدوريات، كتب...) بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا .

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

DEPARTEMENT DES SPECIALITES



COURS D'ASSAINISSEMENT

Professeur Salim  
Chargé de Cours  
Chef de Laboratoire

Assainissement  
M. Salim  
M. Salim

3.3 Tuyaux ovoïdes : .....	29
3.3.1 Galerie du deversoir d'orage .....	29
3.3.2 Choix du matériau .....	30
3.4 Pose de canalisation .....	30
3.5 Dimensionnement du réseau .....	32
<b>CHAPITRE IV : OUVRAGES ANNEXES .....</b>	<b>35</b>
4.1 Les branchements .....	35
4.2 Les bouches d'égouts .....	35
4.3 Les regards .....	36
4.3.1 Disposition des regards.....	36
4.3.2 Regards de jonction .....	36
4.3.3 Regards doubles .....	37
4.4 Siphon à point bas .....	37
Exemple .....	38
4.5 Les deversoirs d'orage .....	39
4.5.1 Types de deversoirs d'orage .....	40
4.5.2 Elements communs aux différents deversoirs ..	41
4.5.3 Mode de calcul des différents deversoirs ....	42
4.5.4 Bases de calcul .....	47
4.6 Bassins de retenue d'eau pluviale .....	49
4.6.1 Types de bassins rencontrés .....	49
4.6.2 Détermination du volume du bassin .....	50
4.6.3 Les principaux modes de réalisation des bassins .....	53
4.7 Bassins à deversoirs de pluie et canalisations utilisées comme retenues.....	53
4.7.1 Exemples de combinaisons de fonctionnement des canalisations des décharges pluviales et de la station d'épuration .....	58
4.8 Grilles de retenue .....	60
4.9 Les dessableurs .....	61
4.9.1. Dessableur couloir .....	62
4.9.2. Dessableur aéré .....	62
4.9.3. Dimensionnement du dessableur couloir .....	64
4.9.4. Dimensionnement d'un dessableur aéré.....	65
4.10 Bassin de decantation .....	66

1  
 2  
 3  
 4  
 5  
 6  
 7  
 8  
 9  
 10  
 11  
 12  
 13  
 14  
 15  
 16  
 17  
 18  
 19  
 20  
 21  
 22  
 23  
 24  
 25  
 26  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40  
 41  
 42  
 43  
 44  
 45  
 46  
 47  
 48  
 49  
 50  
 51  
 52  
 53  
 54  
 55  
 56  
 57  
 58  
 59  
 60  
 61  
 62  
 63  
 64  
 65  
 66  
 67  
 68  
 69  
 70  
 71  
 72  
 73  
 74  
 75  
 76  
 77  
 78  
 79  
 80  
 81  
 82  
 83  
 84  
 85  
 86  
 87  
 88  
 89  
 90  
 91  
 92  
 93  
 94  
 95  
 96  
 97  
 98  
 99  
 100



CHAPITRE V STATION DE RELEVEMENT ET DE REFOULEMENT...67

5.1 Utilisation des pompes .....	67
5.1.1. Pompes centrifuges .....	67
5.1.2. Pompes sècaurices .....	68
5.1.3. Bassin collecteur d'aspiration .....	68
5.2 Utilisation de la vis d'Archimède .....	69
5.3 Utilisation des ejecteurs .....	69
5.3.1 Présentation des ejecteurs .....	69
5.3.2 Fonctionnement des ejecteurs .....	71
5.4 Accessoires du rèsseau forcé .....	72
5.4.1 Events .....	72
5.4.2 Ventouses .....	73

CHAPITRE VI : ELIMINATION DES DECHETS ET DES ORDURES  
MENAGERES .....

.....	74
6.1 Introduction .....	74
6.2 Sortes, quantité et composition des dechets .....	74
6.3 Système de collecte possible .....	77
6.4 Transport des ordures de l'immeuble au lieu de collecte .....	77
BIBLIOGRAPHIE .....	79

## I N T R O D U C T I O N

Ce cours d'assainissement urbain du présent ouvrage se propose d'être une base pour un projet d'assainissement et à la technique d'épuration des eaux usées résiduaires. Ce support pédagogique, à l'usage des étudiants de IV et V années de la filière "hydraulique urbaine", permet à l'étudiant de compléter et d'approfondir ses connaissances dans le domaine d'assainissement. La partie concernant le dimensionnement du réseau, brièvement décrite sous un principe de calcul, en utilisant les paramètres de forme en hydraulique et la méthode des abaques, a été donnée sous forme d'un exemple de calcul. Pour plus d'information, il appartient au lecteur de consulter les ouvrages d'hydraulique générale.

Néanmoins, nous citerons à travers cet ouvrage, deux méthodes d'évaluation des débits pluviaux les plus usuellement utilisées, qui sont la méthode superficielle et la méthode rationnelle.

La seconde a été examinée sous une forme plus explicite que d'habitude. L'évaluation du débit pluvial par méthode du modèle mathématique et hydraulique n'a pas été considérée dans cet ouvrage.

Nous espérons vivement que ce cours d'initiation pourra contribuer aux enseignements du module d'assainissement au sein du département d'hydraulique urbaine de l'E.N.S.H.

## CHAPITRE I : EFFLUENTS DES AGGLOMERATIONS

Le système de canalisation, quelque soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine, industrielle, en assainissement, permet d'évacuer:

- Les eaux pluviales en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagères...) provenant des habitations appelées également eaux d'origine domestique.
- Les eaux usées provenant des industries, services publics.

Le mode de transport de ces eaux est en fonction de leur origine, et leur composition en matières. De ce fait, elles peuvent être transportées séparément d'après leur nature, ou mélangées dans le même transit c - à - d en système unique.

### 1.1 EAUX DE RUISSellement

#### 1.1.1 Qualité des eaux de ruissellement

Nous pouvons avoir, lors d'un ruissellement, les eaux de pluie principalement et les eaux de lavage. Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques qui est plus importante, dépendre de la surface traversée par le ruissellement d'eau. vers les dernières minutes de chute, cette teneur diminue du fait du balayage de ces surfaces.

Pour des agglomérations à dominance industrielle, la pollution de ces eaux peut-être importante à cause des eaux de lavage qui transportent les huiles et graisses deversées par certains services publics. ( station de lavage, services mécaniques...)

Néanmoins ces eaux, au cours de leur ruissellement, transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation, à la moindre chute de vitesse d'écoulement. Ce dépôt gêne l'écoulement.

#### 1.1.2 Débit à évacuer

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial, est la pluie (la plus forte) susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit decennal). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruissellant, intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré. (2) et (4)

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, nous considérons deux méthodes, les plus utilisées, pour l'évaluation du débit pluvial;

a) La méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée.

$$Q = Cr S (\alpha i)$$

Cr-Coefficient de ruissellement

Q-(l/s) débit à évacuer

i-(l/s/ha) intensité moyenne de précipitation

S-(ha) surface d'apport

$\alpha$ - coefficient reducteur d'intensité.

\* Coefficient de ruissellement Cr

C'est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombée sur cette surface.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de l'inclinaison, du genre et de la densité de la surface à drainer (terre limoneuse, avec ou sans végétation, sable, rocher...), l'humidité de l'air, l'humidité de la surface, la durée de la pluie.

A. Coefficient de ruissellement "Cr de certaines surfaces (10)

Toits: <sup>سقف نحاس</sup> (Toits en métal, <sup>قرمير</sup> tuilés, <sup>حجر اسود</sup> en ardoise).....0,9  
<sup>مخوق</sup> Toits en tuiles ordinaires .....0,9

Rues : Trottoirs en chaussée avec peu de joints ..0,85-0,9  
 pavés en pierres naturelles en briques  
 en bois avec des joints cimentés ..... 0,75-0,85  
 Pavage en blocages ..... 0,40-0,50  
 Surface goudronnée ..... 0,25-0,60  
 Chemin en gravier ..... 0,25-0,30

Terrains: Gare, terrain de Sport ..... 0,10-0,30  
 Parc, jardin gazons ..... 0,05-0,25  
 Forêt ..... 0,01-0,20

B Coefficients moyens de ruissellement "Cr" pour différentes densités de population

Densité de population / hectare	"Cr"
20 .....	0,23
30-80 .....	0,2 à 0,27
60-150 .....	0,25-0,34
150-200 .....	0,30-0,45
200-300 .....	0,6-0,62
300-400 .....	0,6-0,80
400-600 .....	0,7-0,9
600-700 .....	0,7-0,9

Le coefficient de ruissellement peut être obtenu d'une manière simplifiée par la relation suivante :

$$Cr = \frac{0,98 t}{4,53 + t} p + \frac{0,78 t}{31,17 + t} (1-p)$$

t- Temps écoulé à partir du commencement de la précipitation (mn).

p- % age des surfaces imperméables ( $P < 1$ )

Dans le cas d'une surface "S" caractérisée par plusieurs coefficients de ruissellement Cr. On doit délimiter les surfaces élémentaires Si et déterminer aussi un coefficient de ruissellement moyen propre à cette surface "S" c'est à dire :

$$Cr_m = \frac{Cr_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n}{S}$$

\* Intensité moyenne de précipitation : (5)

Avant tout projet d'assainissement urbain, l'étude hydrologique doit être prise en considération, pour la détermination du couple durée-intensité. Les pluies les plus intenses étant les plus courtes. Plusieurs relations peuvent nous donner l'intensité en fonction du temps, selon la région et le pays. Nous citons comme exemple deux relations qui semblent les plus couramment utilisées pour une fréquence décennale :

$$i = 6,8t^{-0,6} \quad (\text{region mediterraneenne})$$

$$\text{et } i = \frac{430.000}{(t+10)60}$$

i - (l/ha/sec)  
t - en mn

Pour éviter toute ambiguïté, il serait préférable de traiter les données statistiques relevées au niveau de la région concernée.

\*Temps de concentration

C'est une caractéristique d'un bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

Le temps de concentration  $t_c$  se compose :

- du temps  $t_1$  mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$t_1 = \frac{l}{60v} = \frac{\text{longueur}}{\text{vitesse}} \quad (\text{mn})$$

- du temps  $t_2$  mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement: ce temps varie de 2 -- 20 mn

- du temps  $t_3$  de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin.

$$t_3 = \frac{l}{11 \sqrt{I}} \quad (\text{mn})$$

I. étant la pente.

Trois aspects sont à envisager :

.Le bassin ne comporte pas de canalisation :

$$t_c = t_3$$

. Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation

$$t_c = t_3 + t_1$$

Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation  
 $t_c = t_2 + t_1$

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

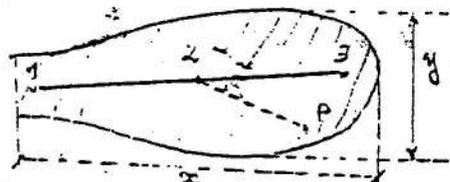
$$t_c = 3,98 \left[ \frac{1}{\sqrt{I}} \right]^{0,77}$$

1- longueur du plus grand parcours de l'eau (km)

\*Coefficient reducteur d'intensité :  $(\alpha)$  (2)

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité; ceci en fonction de la nature des nuages, vents ... Pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient reducteur  $\alpha < 1$  déterminé expérimentalement :

Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur "x" et de largeur moyenne "y" drainé par un collecteur 1.2.3.



Le point "p" du bassin se trouve en amont du collecteur 1.2 intéressé par le calcul.

p-2 distance du point (2) situé à l'amont du tronçon d'égout étudié au point p du bassin considéré.

(p-2) (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
$Y < \frac{x}{2}$	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
$Y > \frac{x}{2}$	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
(p2) (m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$Y < \frac{x}{2}$	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
$Y > \frac{x}{2}$	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

\* Critique de la méthode rationnelle:

La décomposition du bassin en aires élémentaires est toujours assez grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec une précision suffisante la durée du ruissellement entre ces diverses zones et l'exutoire.

On suppose généralement que le coefficient de ruissellement  $C_r$  est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.

La critique principale que l'on peut faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin

Remarque :

Si la durée d'une averse uniforme dépasse le temps de concentration  $t_c$  du bassin, l'hydrogramme de ruissellement comporte un pallier correspondant à un débit maximum limite  $Q_m$  égal à l'intensité de la pluie ( $i$ ) multipliée par la surface  $S$  du bassin versant :

$$Q_m = i \cdot S$$

b) Méthode superficielle

La fréquence ( $f$ ) et la période de retour  $T$  caractérisent les événements pluviaux.

Pour en tenir compte, les vérifications expérimentales montrent que le débit total obéit à la relation suivante :

$$Q = k \cdot C_r \cdot I \cdot S$$

$y, z, v$  paramètres fonctions des caractéristiques du bassin, déterminés expérimentalement; de la période de retour.

$I$  désigne la pente moyenne du cheminement hydraulique le plus long du bassin versant.

$k$  Coefficient fonction de la fréquence, obtenu expérimentalement.

$C_r$  - Coefficient de ruissellement  
 $S$  - Superficie du bassin considéré.

Période de retour "T" formules superficielles

10 ans -----	Q= 1,430 I <sup>0,74</sup> Cr <sup>1,20</sup> S <sup>0,78</sup>
05 ans -----	Q= 1,2192 I <sup>0,3</sup> Cr <sup>1,21</sup> S <sup>0,78</sup>
02 ans -----	Q= 0,834 I <sup>0,31</sup> Cr <sup>1,22</sup> S <sup>0,77</sup>
01 ans -----	Q= 0,682 I <sup>0,32</sup> Cr <sup>1,23</sup> S <sup>0,77</sup>

Pour Alger, on préconise Q= 520 I<sup>0,7</sup> Cr<sup>1,11</sup> S<sup>0,85</sup> (decennale). Dans les zones fortement urbanisées et dépourvues de relief. le débit trouvé pour la période decennale sert de base pour la détermination des débits pluviaux correspondants aux périodes de retour supérieures, en multipliant le premier par un coefficient correctif "n".

- n = 1,25 Pour T = 20 ans
- n = 1,60 Pour T = 50 ans
- n = 2,00 Pour T = 100 ans

Le coefficient "n" augmente, car la plus forte pluie a un temps de retour grand, donc pour augmenter le débit, il faut que "n" soit supérieur à "1".

La pente moyenne

Si le bassin à étudier demande un long cheminement hydraulique composé de tronçons successifs de longueurs : L1, L2 .... Ln et de pentes respectives I1, I2 ... In.

La pente moyenne à prendre en considération est donnée par :

$$I \text{ moy} = \left[ \frac{L}{\frac{L1}{\sqrt{I1}} + \frac{L2}{\sqrt{I2}} + \dots + \frac{Ln}{\sqrt{In}}} \right]^{0,2}$$

Allongement d'un bassin (2) et (4)

L'Allongement A1 d'un bassin à assainir est égal au rapport du plus long cheminement hydraulique l au côté du carré dont la surface est équivalente à celle de ce bassin.

A1 = $\frac{L}{\sqrt{S}}$	$\frac{L}{\sqrt{S}}$	1	1,25	1,5	2	2,5	3	4
	$\beta$	1,5	1,3	1,2	1	0,9	0,8	0,67

Ce coefficient a pour but de donner une certaine précision dans l'évaluation du débit. S'il s'agit d'un bassin de forme très ramassée ou très allongée, le débit calculé devra être multiplié par le coefficient d'influence " $\beta$ ". La méthode superficielle est valable par  $Al > 0,8$ .

## 1.2 EAUX INDUSTRIELLES

a) Ces eaux proviennent de diverses usines de fabrication (brasserie, tannerie...).

Ces eaux contiennent des substances chimiques, souvent toxiques suivant leurs origines, ces eaux peuvent contenir des substances acides, alcalines, corrosives ou entartrantes à température élevée souvent odorantes et colorées.

Vue la composition de ces eaux rejetées, il est nécessaire de faire un prétraitement en usine car il faut éviter d'accueillir dans le réseau des eaux de nature nocive.

b) Quantité à évacuer

Les quantités d'eau à évacuer dépendent de :

- La nature de l'industrie
- du procédé de fabrication
- du taux de recyclage réalisé

La quantité d'eau industrielle peut être évaluée selon deux principes :

- Soit on considère les produits industriels (industrie de production) c'est à dire nature et quantité.
- Soit on considère le nombre de travailleurs employés par l'industrie (industrie de transformation)

Les eaux industrielles doivent répondre à certaines exigences :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température  $< 35^{\circ} C$
- Elle ne doivent pas contenir les matières corrosives (acides ou bases)
- Elles ne doivent pas également contenir les matières solides (frottement contre les parois des conduites)
- Eviter les matières toxiques qui rendent difficile leur traitement au niveau de la station d'épuration.

Les rejets d'eau industrielle présentent également des fluctuations journalières. Cependant les causes de ces variations sont totalement différentes de celles relatives aux eaux domestiques. Il conviendra donc de faire des hypothèses particulières pour :

- Estimer le coefficient de pointe applicable aux eaux industrielles.

- Evaluer le risque de superposition des pointes relatives aux eaux industrielles et aux eaux domestiques (système unitaire).

En l'absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, on pourra envisager les hypothèses suivantes pour le calcul du débit max:

- Coefficient de pointe compris entre 02 et 03 pour les eaux industrielles seules.

- Superposition des pointes des débits eaux domestiques et eaux industrielles.

### 1.3 EAUX DU SERVICE PUBLIC

Les eaux de lavage (marché, rues) des espaces publics sont recueillies par les ouvrages de collectes des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

### 1.4 EAUX USEES DOMESTIQUES

#### 1.4.1 Nature des eaux usées domestiques:

Les eaux de ménage trouvent leur origine dans les centres d'agglomération. Les eaux doivent être collectées d'une façon adéquate du milieu naturel et évacuées à travers le réseau. Parmi ces eaux, on distingue:

- Les eaux vannes.
- Les eaux de vaisselle, de lavage, de bain et douche.
- Les eaux usées des cours

Ces eaux sont évacuées à travers des canalisations à normes respectées.

- a) Les eaux de W.C (eaux vannes)

Chaque poste de toilette consiste en un W.C et un appareil de rinçage.

En ce qui concerne les appareils de rinçage, on distingue :

- Le système à réservoir incorporé en bas ou en haut.

- Le système à robinet

- Le système avec chasse d'eau.

b) Les eaux de vaisselle, de lavage, de bain et de douche:

Ces eaux sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires. Ces installations doivent être raccordées aux tuyaux de chute par des siphons inodores. Ces tuyaux doivent avoir un diamètre de 70 à 100 mm. Les siphons inodores empêchent par obturation hydraulique l'entrée des gaz d'égout dans les maisons. L'air peut s'échapper par ces tuyaux lors du remplissage du collecteur. Ces tuyaux sont verticaux. Ils ont une double fonction:

- évacuer les eaux usées

- ventiler les conduites des maisons et des rues

c) Les eaux usées de la cour :

Les eaux usées produites dans les cours sont deversées dans un puisard de décantation. Celui-ci possède une grille d'entrée qui retient les gros déchets. Ces puisards ne nécessitent pas une installation siphonique qui cause un gêne de ventilation. Dans les cantines, cuisines, hôtels, abattoirs, on utilise une séparation de matières légères. Car les matières grasses et les huiles se déposent sur les parois des canaux. Elles se décomposent et forment les acides gras.

Ces acides attaquent le béton.

#### 1.4.2. Quantités à évacuer

Le débit d'eau usée dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit.

Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité. Il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70 à 80 % de l'eau consommée.

Dans les secteurs d'habitats nouveaux dépourvus de statistiques, on pourra se baser sur une consommation journalière par habitant de 200ℓ à 250ℓ selon le degré de confort des habitations.

Pour le dimensionnement des réseaux, il convient d'utiliser la notion de coefficient de pointe. Ce coefficient peut être :

- estimé de façon moyenne.

$$k_p = 24/14$$

$$k_p = 24/10$$

BOUAMEL BAHAH

réseau

- Relié à la position de la conduite dans le

$k_p = 3$  en tête du réseau

$k_p = 2$  à proximité de l'exutoire

- Calculé à partir du débit moyen  $Q_{\text{moy}}$

$$k_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

et supérieure ou égal à 2,81/s

$k_p = 3$ , si  $Q_m$  est inférieur à 2,81/s

Selon l'importance d'une ville, on peut utiliser les valeurs suivantes :

$$\text{le débit moyen} = \frac{\text{débit journalier (m}^3\text{/j)}}{24\text{h}}$$

Par exemple :

Production totale quotidienne : 240 m<sup>3</sup>/j

$$Q_{t24} = \frac{240}{24} = 10 \text{ m}^3\text{/h}$$

debit max Qtx	petite ville Qt10-12	ville moy Qt 14	grande ville Qt 18
debit par temps sec pdt la jour	Qt 16	Qt 18	Qt 20
Débit par temps sec pendant la nuit Qtx	Qt50	Qt37	Qt30

Exemple :

$$Q_{t14} = Q_{t24} \times \frac{24}{14} = Q_{t24} \times 1,72 = 10 \times 1,72 = 17,2 \text{ m}^3\text{/h}$$

En supposant que la quantité journalière s'écoule régulièrement pendant 14 heures:

$$Qt_{37} = Qt_{24} \frac{24}{37} = Qt_{24} \times 0,65 = 10 \times 0,65 = 6,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

### Equivalent Habitant

Pour estimer la dose unitaire des établissements publics, des industries et du commerce, on utilise généralement la notion des équivalences à un habitant (eqh) qui représente l'avantage d'une unité de compte homogène pour tous les usagers, permettant ainsi des comparaisons entre les secteurs d'activités différentes et de calculer la dimension de la station d'épuration.

Exemple des équivalents habitants :

- hotel ---> un lit
- établissement communautaire ---> 1 lit
- restaurant ----> 3 places
- école ---> 4 élèves
- lycée avec internat --> 2 élèves
- Hopital ---> 1 lit
- bureau, entrepôts, magasin--> 3 employes.

## CHAPITRE LES RESEAUX D'EGOUT

### 2.1 SYSTEMES DE RESEAUX

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles, pluviales peut se faire au moyen de deux systèmes principaux:

- Le système unitaire
- Le système séparatif

On peut considérer également le système pseudo-séparatif

#### 2.1.1 Système unitaire (fig.a.).

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluie. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Par temps de pluie, le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité dans la station d'épuration est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les deversoirs d'orage. le coût de ce système est faible. Les problèmes de branchements sont simplifiés. L'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration, soit au milieu naturel.

En pratique, les deversoirs d'orage qui sont utilisés remplissent souvent mal leur rôle :

- Le rejet direct au milieu naturel est constitué d'un mélange d'eaux pluviales et d'eaux usées qui peuvent être fortement polluées.

- Le fonctionnement de la station d'épuration peut être compromis par l'arrivée d'un mélange d'eaux d'origines différentes dont la composition est souvent très différente de celles de ces deux eaux usées seules.

#### 2.1.2) Système séparatif (fig.b.).

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout ménagères et industrielles dans une seule conduite, les eaux pluviales dans une autre. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons.

### 2.1.2.1) Reseau pluvial

Ce reseau sera prévu pour évacuer les pointes de ruissellement. Il suit les lignes de plus grande pente pour verser les eaux dans le cours d'eau le plus proche. Il peut en résulter une économie des sections de canalisation.

### 2.1.2.2) Reseau d'eau usée

Ce reseau de conduites est conçu pour le transit des eaux usées jusqu'à la station d'épuration éloignée de la ville.

Le cheminement de son tracé nécessite une faible pente. L'avantage de ce système réside dans une régularité du débit en raison des faibles variations des eaux usées au niveau d'une agglomération, ce qui demande des canalisations de faibles dimensions (section). Ce système présente certains avantages par rapport au premier :

- La station d'épuration peut simplement être dimensionnée pour le débit de pointe de temps sec, d'où il en résulte une économie.

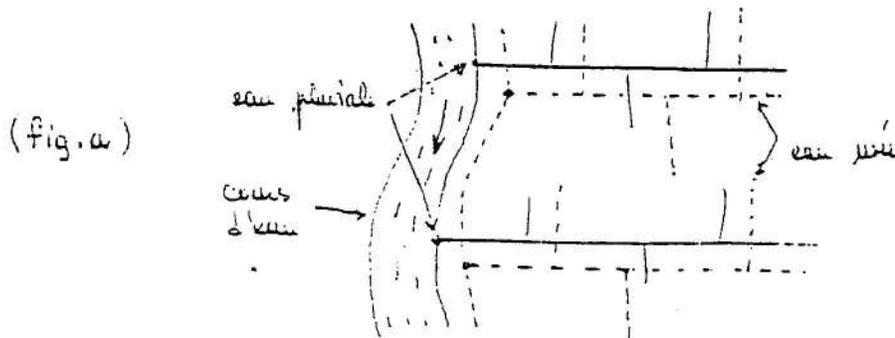
- La composition des eaux usées étant sensiblement constante, la station peut fonctionner de façon sûre et efficace.

- Les eaux de ruissellement, censées être propres que les eaux usées sont moins préjudiciables au milieu naturel.

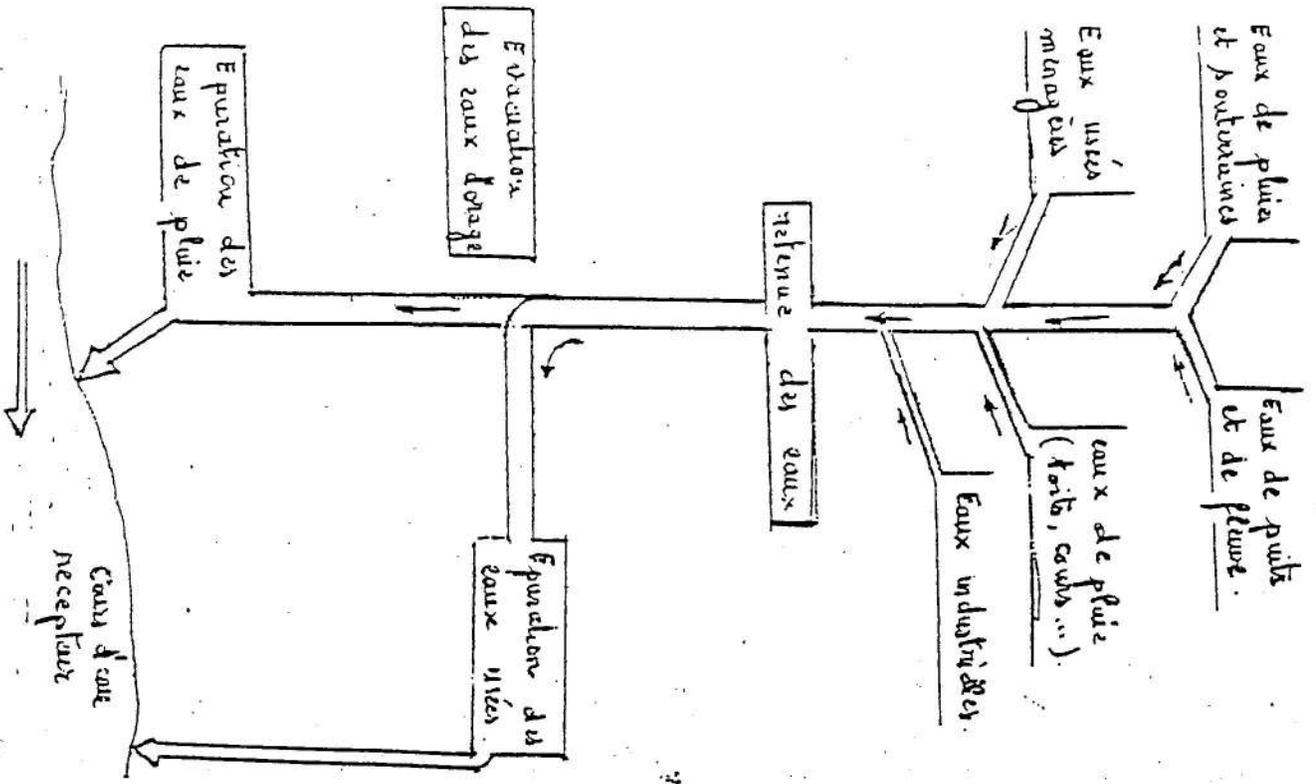
Le doublement du reseau entraine une augmentation du coût, cet inconvenient n'est d'ailleurs pas systématique car il peut être compensé par une diminution de la longueur des canalisations E.P allant directement au milieu naturel.

Les problèmes de raccordement de chaque immeuble à deux conduites différentes sont difficiles et conduisent souvent à des branchements incorrects (c'est à dire eaux usées dans le reseau d'eau pluviale et inversement).

La charge polluante des eaux pluviales, loin d'être négligeable, s'avère tout aussi forte donc dangereuse pour le milieu recepateur que celle des eaux usées. (7)

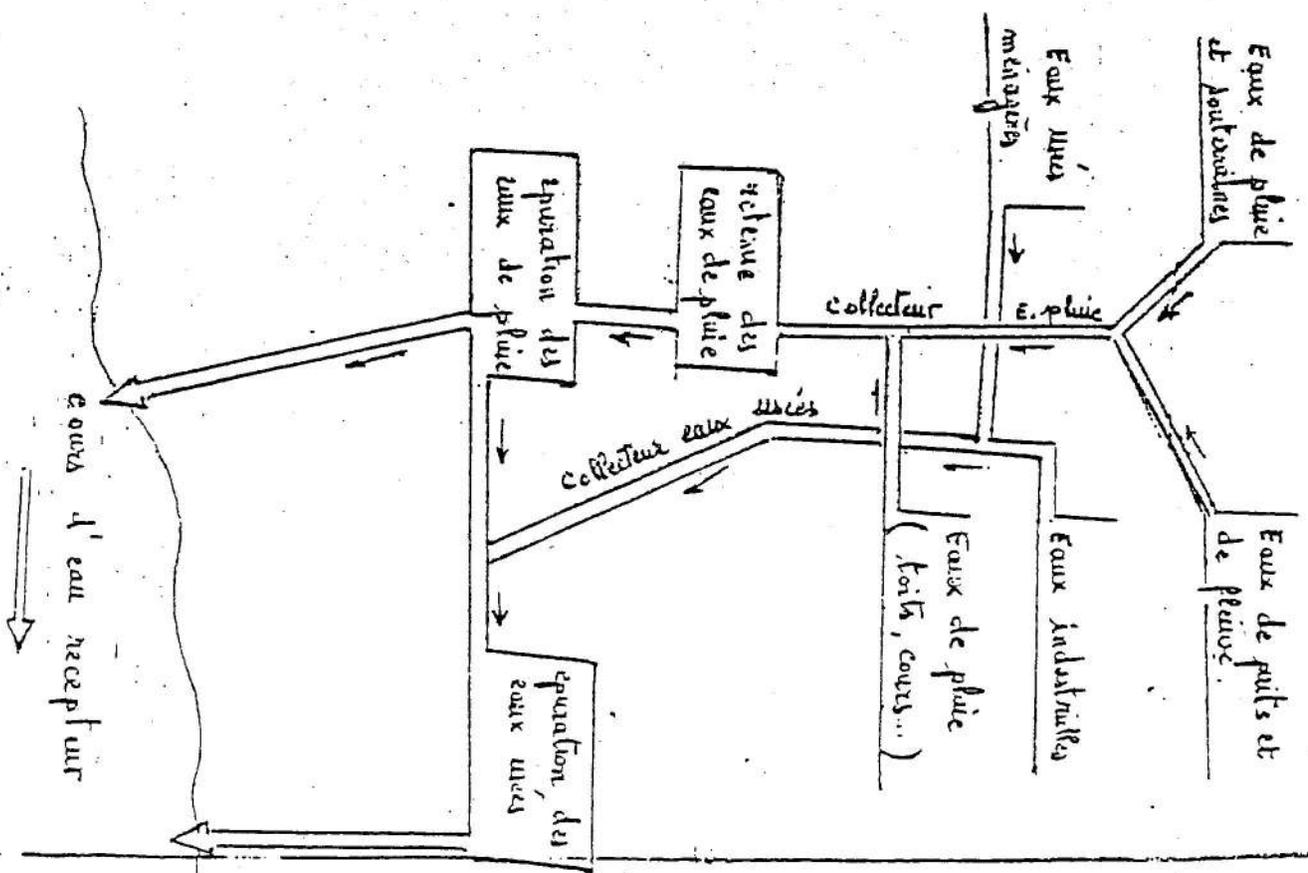


Systeme unitaire (fig. a)



Systemes d'evacuation des eaux usées

Systeme separatif (fig. b)



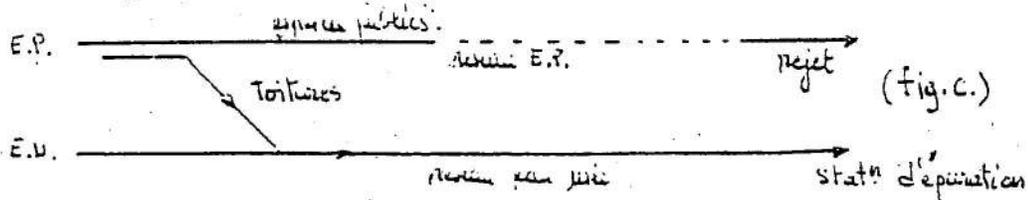
Handwritten mark or signature at the bottom center of the page.

## 1.E Système pseudo-séparatif (Fig.c.)

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux de toitures et d'espaces privés, avec celle des eaux usées.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins : c'est celui des raccordements ou le problème est limité. On note un autre inconvénient : c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, dû à l'apport des eaux pluviales.

Il faut toujours choisir le système en fonction des conditions locales : système existant, topographie (une pente faible est favorable au système séparatif), nature du milieu receveur.

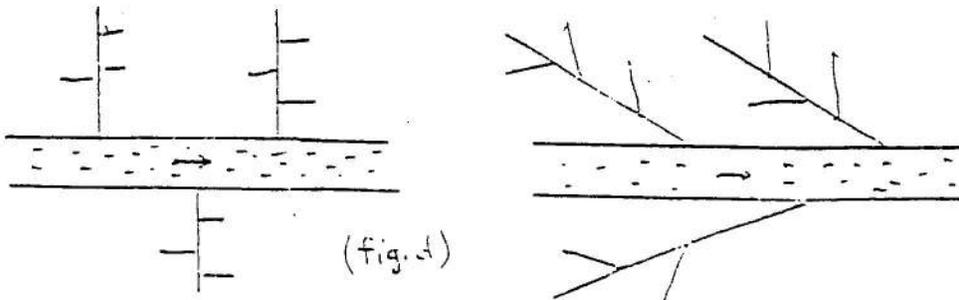


## 2.2 SCHEMAS DU RESEAU

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulements gravitaires. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas :

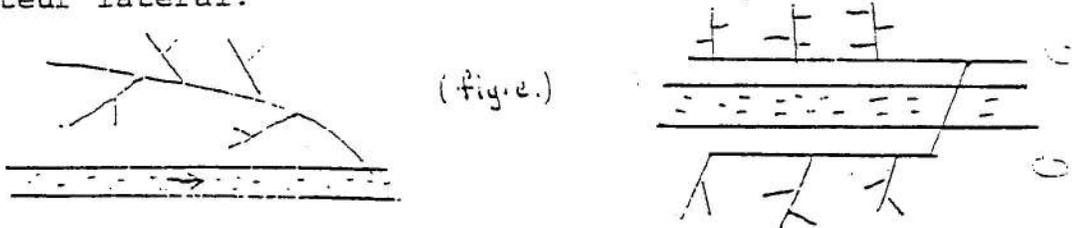
### 2.2.1 Schéma perpendiculaire (Fig.d)

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile. Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections. En fonction de la direction des collecteurs par rapport à celle du cours d'eau, on distingue le schéma perpendiculaire et étagé.



### 2.2.2 Schéma par déplacement latéral (fig.e)

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique; ceci peut être obtenu soit par un tracé oblique, soit par un collecteur latéral.



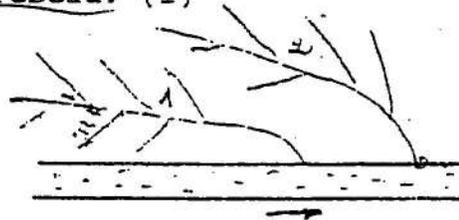
Les terrains entre le collecteur et la rivière sont difficiles à assainir

le passage sous la rivière s'effectue par un tuyau en charge (siphon)

### 2.2.3 Schéma de collecteur par zone étagée (Fig.f)

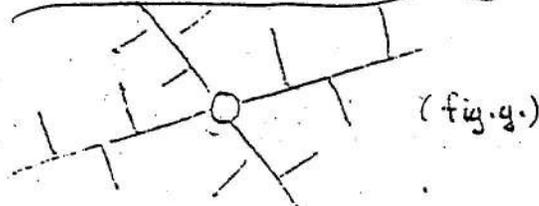
C'est un réseau de collecteurs à déplacement latéral avec des collecteurs secondaires longitudinaux. le réseau(2) est utilisé pour ne pas trop charger le réseau. (1)

(fig.f)



### 2.2.4 Schéma radial (fig.g)

Utilisé dans les terrains plats, pour collecter tous les effluents en un point par la suite un relevage; il est nécessaire pour le transit vers le cours d'eau receptr.



## 2.3 PRINCIPE DU TRACÉ DES COLLECTEURS

1. Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation

2. Les contre-inclinaisons sont à éviter, dans la mesure du possible.

3. Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les grandes rues larges aussi rectilignes que possible.

Les rues à circulation peu intense sont à préférer.

4. Lors du choix de la profondeur à laquelle se fait la pose des canalisations d'eau usée ; on doit tenir compte :

- des profondeurs des caves avoisinantes: si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide des pompes aux collecteurs. En général les épaisseurs de terre au-dessus des canalisations ne doivent pas dépasser 2 à 2,5 m sauf cas particulier.

- La résistance au gel des canalisations : l'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations dépend du climat local (1,2 à 1,6m).

- Dans le cas où la nappe est proche de la surface du sol ; le tracé choisi doit l'éviter dans toute la mesure du possible pour limiter le problème de pose de canalisation, sinon il faut analyser les eaux afin de choisir le matériau de la canalisation. Veiller à l'étanchéité des canalisations et des joints afin d'éviter de drainer la nappe.

#### 2.4 CONDITION DE MISE EN OEUVRE

Les réseaux d'évacuation des eaux sont constitués par des canalisations enterrées en matériaux imputrescibles et résistants. Leur longueur est plus ou moins importante selon les dimensions du terrain.

L'ensemble doit être étanche pour ne pas polluer l'environnement.

Une canalisation se compose des éléments suivants :

- Des collecteurs en tuyaux circulaires par bouts droits de 1 à 3 m posés dans une tranchée.

- Des embranchements entre les immeubles, les ouvrages divers et le collecteur principal.

- Des ouvrages pour la visite et le curage, placés aux intersections, aux coudes et à intervalles réguliers dans des tronçons droits.

إمضاء و توقيع: بوعلاء صالح

Boualem SALAH

- Des bouches d'égouts : éléments recueillant les eaux de surface.

- Des accessoires de décantation ayant pour but d'arrêter tout ce qui pourrait obstruer les canalisations en aval.

Pour empêcher les remontées d'odeurs, le réseau sera ventilé.

\* e very body.

## CHAP III ELEMENTS DES RESEAUX D'EGOUT

### 3.1 ELEMENTS PRINCIPAUX

Ces éléments comprennent :

- Des tuyaux cylindriques
- Des tuyaux ovoïdes préfabriqués
- Des ouvrages visitables

Les tuyaux à section circulaire sont désignés par leurs diamètres (diamètre nominal en mm)  
Les tuyaux ovoïdes sont désignés par leurs hauteurs intérieures (nominale) exprimées en cm

#### 3.1.1 Essais des tuyaux préfabriqués

Les tuyaux provenant des usines peuvent être soumis à quelques essais notamment les essais à l'écrasement, à l'étanchéité, et à la corrosion.

##### Essai à l'écrasement

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être repartis uniformément sur la génération supérieure du tuyau. La mise en charge est effectuée jusqu'à rupture par écrasement et ovalisation à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute.

Les moments d'ovalisation sont maximaux négatifs aux reins de la conduite : c'est à dire la surface intérieure est comprimée et la surface extérieure tendue. Au sol c'est l'inverse.

##### Essai d'étanchéité

L'essai d'étanchéité est effectuée sous pression d'eau maintenue durant 30 mn aucun suintement n'est toléré. La pression d'essai est de 1 bar. (2)

##### Essai de corrosion

- Corrosion chimique (fig. 04).

Les conduites en béton ou en amiante ciment sont les plus largement utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse du p.H superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

Ce phénomène permet le développement de bactéries qui amorcent la formation d'acide sulfurique ce qui entraîne une baisse de p.H superficiel du béton. Celle-ci permet le développement rapide de bactéries acidophiles et s'accompagne de la

progression du processus de corrosion vers l'intérieur du béton.

La corrosion du béton a lieu exclusivement dans les parties immergées du tuyaux mais ne s'effectue pas d'une façon uniforme. Cette corrosion du béton (inégaie) est due au courant d'air dominant dans la canalisation, par lequel l'apport d'hydrogène sulfuré gazeux vers les parois ne s'effectue pas uniformément.

Dans une canalisation d'eau usée, il existe normalement outre un courant d'air dirigé vers l'aval, une circulation d'air transversale due aux différences de température. La paroi du tuyau est généralement plus froide que l'eau ce qui entraîne un refroidissement de l'air et un mouvement descendant de celui-ci, tandis que l'air légèrement plus chaud subit un mouvement ascensionnel suivant l'axe de la conduite. L'apport du gaz hydrogène sulfuré et donc la production d'acide sulfurique sont les plus intenses, à la crête du tuyau. Dans la partie de la paroi alternativement immergée ou non, les produits pâteux de réaction de l'action sulfurique et du béton sont régulièrement emportées, et la partie restante du béton est livrée à une nouvelle corrosion par l'acide qui s'égoutte à chaque niveau minimal de l'effluent. Une corrosion relativement profonde peut donc apparaître dans ces parties du tuyau. (14)

attaque de la conduite par H<sub>2</sub>S

0 Act<sup>2</sup> sup  
\* L. m. M. J. O. P. Q. R. S. T. U. V. W. X. Y. Z. Fig. 01.



#### - Essai de corrosion -

Toutes les conduites fabriquées avec un tel matériau doivent être soumises à l'épreuve de corrosion.

Par les tuyaux en gré, on envisage l'essai avec les produits suivants :

- Acide chlorydrique pur à 22°
- Acide chlorydrique dilué à 1/10
- Acide nitrique pur à 35°
- Acide nitrique dilué au 1/10
- Acide sulfurique pur à 66
- Acide sulfurique dilué au 1/10

Après cela, on procède à un lavage à l'eau douce, un séchage à l'étuve, ensuite on pèse les échantillons : Les surfaces de

la paroi interne ne doivent pas être altérées.

### Proposition des remèdes

Les remèdes qu'il est possible de proposer pour lutter contre l'action des sulfures sont de deux natures :

- Les remèdes hydrauliques
- Les remèdes chimiques

#### a) Remèdes hydrauliques

Les principaux remèdes hydrauliques applicables sont :

. Le rinçage périodique des conduites gravitaires :

. Le raccourcissement des temps de séjour dans les conduites de refoulement, soit en ajustant au mieux le diamètre des canalisations aux besoins de la pointe.

. La transformation des conduites de refoulement en conduites gravitaires. Celle-ci nécessite des coûts d'investissement et d'exploitation assez élevés. Une comparaison théorique a été faite entre deux tronçons de 600 m et de Ø 250 pour un débit moyen journalier de 300 m<sup>3</sup>/jour avec une DBO de 250 mg/l à 25°C. Il a été enregistré les valeurs suivantes.

	<u>REFOULEMENT</u>	<u>GRAVITAIRE</u>
. Taux de formation des sulfures (mg/l/h).....	6.....	1,8
. Temps de séjour (h) .....	2,35.....	0,28
Formation de sulfures (mg/l) .....	14 .....	0,5

#### b) remèdes chimiques

- Oxygène liquide
- peroxyde d'hydrogène
- sulfate ferreux

### 3.2 TUYAUX CIRCULAIRES

On note :

- . Les tuyaux métalliques
- . Les tuyaux en amiante ciment
- . Les tuyaux en béton armé et non armé
- . Les tuyaux en gré
- . Les tuyaux en polyéthylène (haute densité)
- . Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié
- . Les autres types de tuyaux

L'utilisation des conduites circulaires est surtout réservée pour les faibles sections. Par rapport aux autres formes de section, la forme circulaire est très simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients.

- Longueur importante, de la tranchée
- vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles dans les sections de la canalisation, d'où surgit la difficulté de curage et d'entretien.

### 3.2.1 Tuyaux en fonte

Ce type de tuyau a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydro-minéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de tuyau pour évacuer les eaux usées industrielles.

### 3.2.2 Tuyaux en amiante ciment

Les tuyaux en amiante ciment à utiliser sont ceux de la série "assainissement" du type sans emboîtement. Le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit anti-acide.

Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm. Les longueurs utiles varient de 0,5 à 5,0m. Il existe des pièces de raccords classiques coudés au 1/4, ou 1/8, branchement et cônes de jonction.

#### a) Joints: (voir figure n°02)

L'assemblage de ces types de tuyaux se fait surtout sans emboîtement. le joint sans emboîtement est un joint glissant employé pour les tuyaux de diamètre de 700 et 800 mm, ne comportant pas d'emboîtement mais sont réunis par des manchons en amiante-ciment ayant :

- deux anneaux de butée pour le centrage
- deux rondelles d'étanchéité vers l'extérieur (joint Everitube)

Le joint Eternit fabriqué pour l'assemblage des tuyaux à bouts lisses, muni intérieurement :

- D'une gorge centrale où se trouve le talon de butée en caoutchou de section rectangulaire.
- De deux gorges latérales symétriques recevant l'anneau d'étanchéité.

### 3.2.3 Tuyaux en grès

Les tuyaux sont livrables en longueurs utiles de 1,00m, 1,5m et 2,0m.

L'essai à l'épreuve d'étanchéité s'effectue :

- Soit sous une pression de 1 bar pour 30mn
- Soit sous une pression de 3bars pendant 30 sec.

La résistance à l'écrasement se calcule par la relation suivante.

$$P \text{ (daN/m)} = \frac{\text{charge max d'essai}}{\text{longueur de l'intercalaire (m)}}$$

#### a) Joints (Fig.03)

On distingue trois sortes de joints :

##### a1) Joints au mortier de ciment

L'interstice entre les deux est remplie avec du mortier composé de ciment et de sable. Ce joint a le défaut d'être trop rigide.

##### a.2) Joint avec corde goudronnée et mortier de ciment

L'extrémité mâle du tuyau est entourée avec de la corde goudronnée. la canalisation est en place, la corde est bourré au fond de l'emboitement et le reste est rempli de mortier.

##### a.3) Joint à double anneaux

L'anneau est en polyester et se compose d'une partie moulée dans l'emboitement et d'une partie moulée sur le fût.

#### 3.2.4 Tuyaux en matières plastiques

On distingue :

- Les tuyaux en matières thermodurcissables
- Les tuyaux en matières thermoplastiques

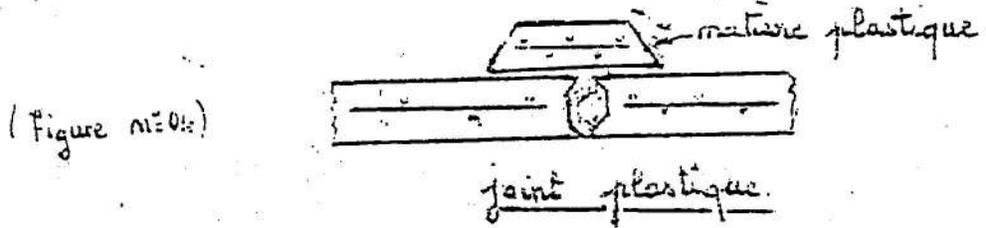
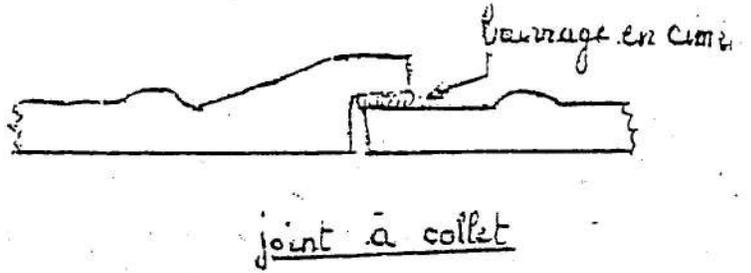
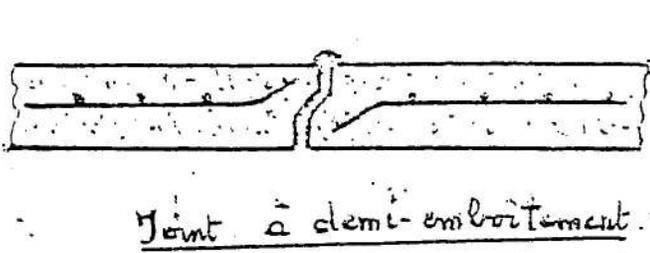
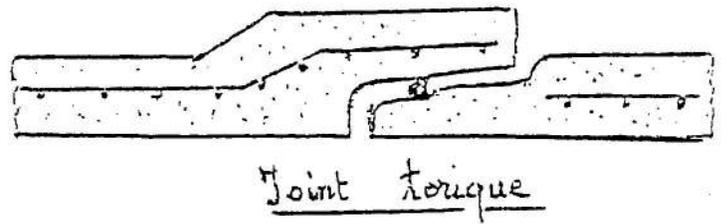
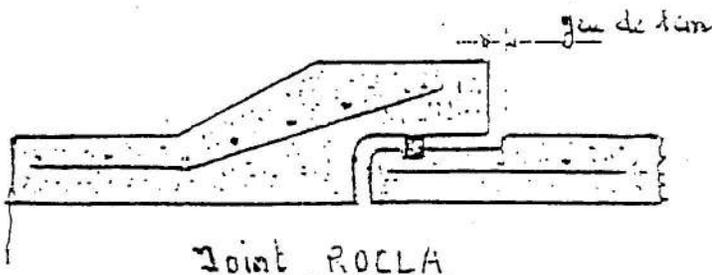
Les thermodurcissables conservent totalement la forme acquise après action de la chaleur. Après moulage à chaud les tuyaux deviennent durs au refroidissement.

Les thermoplastiques ne peuvent être travaillés que sous l'action de la chaleur sans aucune réaction. Ces tuyaux se solidifient très vite après refroidissement. Lors de la pose de canalisation, on peut admettre la présence de courbures à condition que les angles ne soient pas effectués sur les emboitures.

##### a) Joints

Les tuyaux peuvent être assemblés soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

DIVERS TYPES DE JOINTS SUR TUYAUX EN BETON



JOINTS SUR TUYAUX EN AMIANTE-CIMENT

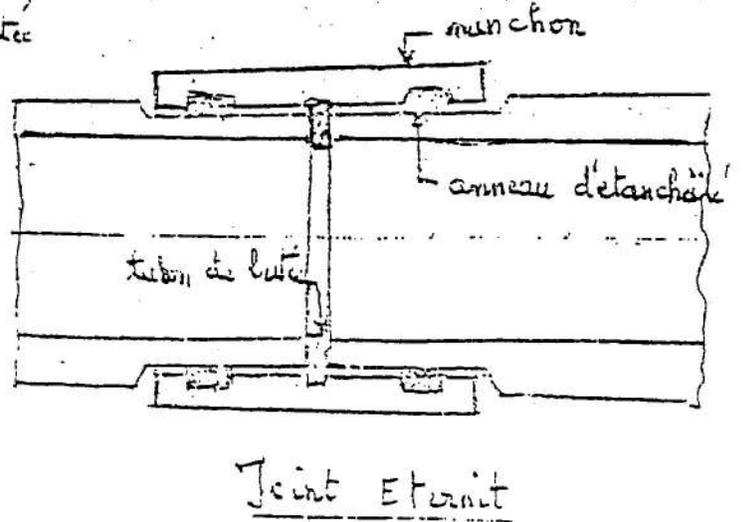
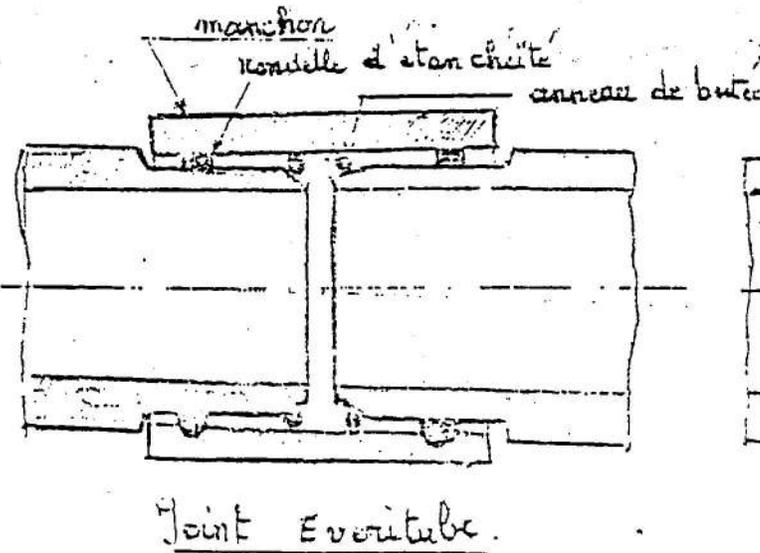


figure n°02

### 3.2.5 Tuyaux en béton armé

On appelle conduite en béton armé, toute conduite formée :

- de cerces soudées, écartées de 15 cm l'une de l'autre
- de génératrices le long de la conduite

Dans le cas où le diamètre est important ( $D > 1m$ ), le ferrailage est disposé en deux étapes avec dans certains cas une âme en tôle disposée au milieu.

Les tuyaux en béton sont fabriqués suivant les procédés retenus :

- La compression
- La vibration
- La centrifugation

Les tuyaux comprimés ne sont généralement pas armés, leur longueur est de 1m pour un diamètre compris entre 100 et 1200mm.

Les tuyaux vibrés, généralement armés, sont utilisés pour des diamètres compris entre 200 mm et 1200mm.

Les tuyaux centrifugés et armés en coulant le béton dans un moule à vitesse de rotation variable (longueur de 2,40m).

a) Joints (voir figure n° 04)

#### a.1) joint type ROCLA

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transistées et les eaux extérieures. ce joint est valable pour tous les diamètres.

#### a.2) Joint torique

Ce joint est utilisé pour les diamètres de 700 à 900 mm inclu, et s'adapte pour les sols faibles. Il présente une étanchéité si la pression n'est pas trop élevée.

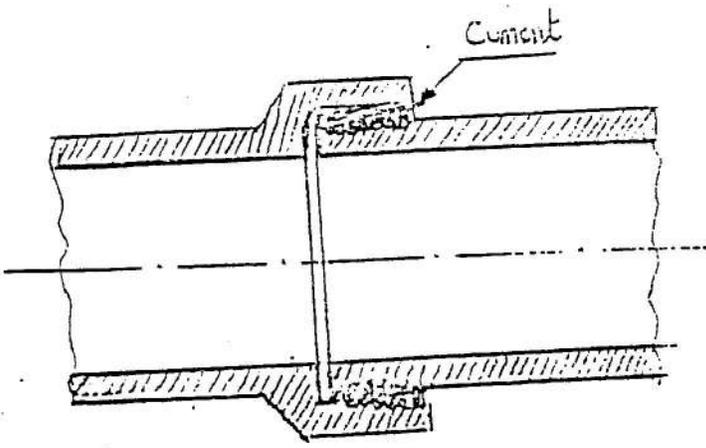
#### a.3) Joint à 1/2 emboîtement

Avec lutage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente (risque de déboîtement).

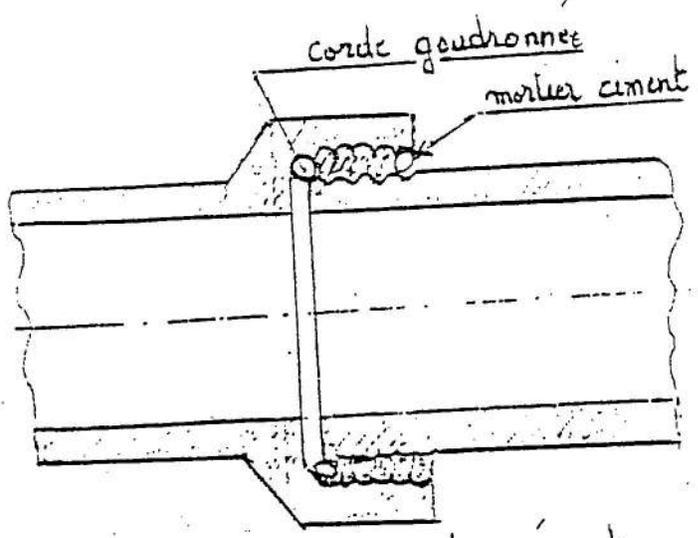
#### a.4) Joint à collet

Le bourrage se fait au mortier de ciment. Il est utilisé que dans les bons sols, à pente faible.

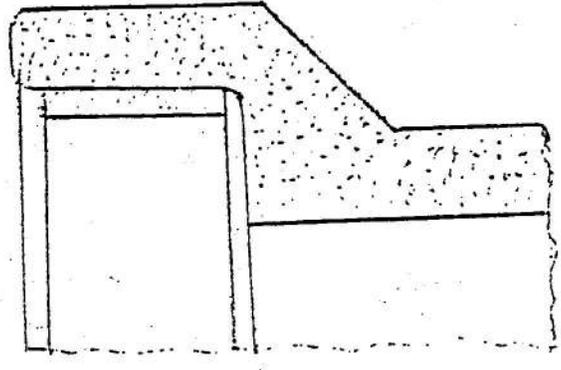
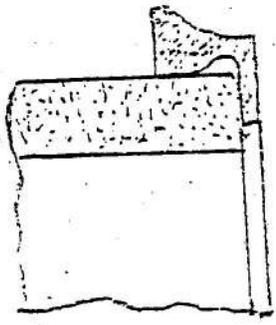
TYPES DE JOINTS SUR TUYAUX EN GRES



Joint au mortier de ciment



Joint avec corde goudronnée et mortier de ciment.



Joint à double anneau.

figure n° 23

### 2.5 Joint plastique

L'étanchéité est assurée d'abord par le cordon de butée en matière bitumineuse puis par la bague en matière plastique. Il présente bonne étanchéité, même s'il est en charge, et à éviter pour des sols qui tassent.

### 3.3 TUYAUX OVOIDES

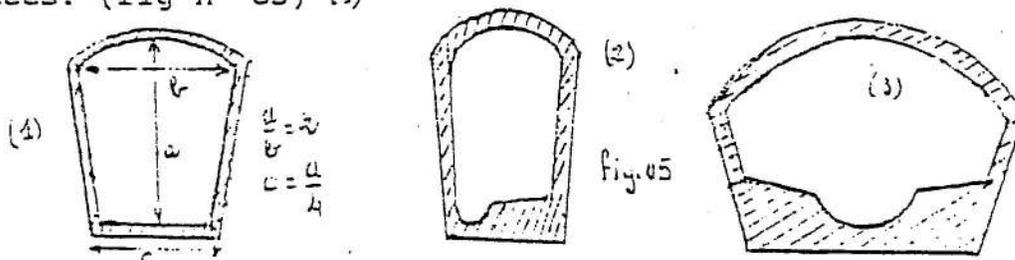
Ce sont des conduites de forme parabolique évasée, fermés à leur partie supérieure. Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quelque soit le débit. Il existe une quantité très importante de formes dégout ovoïdes. Un autre intérêt de cette forme de conduites est de permettre un accès relativement facile au réseau: Un ovoïde de 1,3 m de hauteur a une section sensiblement équivalente à celle d'un circulaire de 70 cm de diamètre. Certaines conduites présentent des cunettes uniquement (sorte de canaux à petite section). D'autres de section plus importante possèdent des cunettes et banquettes.

Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 600 mm de diamètre (problème d'autocurage). La longueur utile de ces tuyaux est au minimum de 1m et peuvent être présentés soit en béton armé ou en béton non armé.

Les conduites à cunettes présentent un bon écoulement notamment si les eaux sont chargées, pour éviter les dépôts (4)

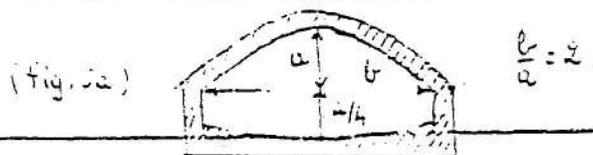
Les conduites à cunettes et banquettes sont utilisées surtout dans les grandes villes. La cunette est dans ce cas nécessaire en période de temps sec. La banquette est utile pour la circulation en cas d'entretien de la canalisation. (2)

Le collecteur à cunette et banquette représente le collecteur principal du réseau d'évacuation composé de conduites suscitées. (fig n° 05) (3)



#### 3.3.1) Galeries du déversoir d'orage fig. 5a

Elles sont appelées à évacuer en cas d'orage le débit supplémentaire arrivant dans les collecteurs. Ces galeries présentent une base élargie pour permettre l'évacuation d'un flot important d'eau usée sous une faible hauteur.



### 3.3.2 Choix du matériaux

Ces types de canalisation étant appelés à être placés dans des excavations profondes, dans certains cas le choix du matériau doit répondre aux trois points:

- Résistance aux actions chimiques du sol
- bonne étanchéité (fuites d'eaux usées augmentent l'agressivité du terrain)
- Résistance aux actions mécaniques dus aux charges externes:

En pratique, cinq matériaux sont utilisés pour confectionner les conduites d'égout:

\* Le grès: c'est un matériau qui résiste bien à la corrosion ayant une bonne tenue dans le temps, et une assez bonne résistance mécanique pour les petites sections. L'étanchéité est satisfaisante.

\* Le P.V.C: Excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique.

\* L'amiante - ciment elle a sensiblement les mêmes caractéristiques que le P.V.C

\* Béton armé: Il est indispensable pour les grandes sections, mais son étanchéité est faible.

\* Béton non armé: Il est de loin le plus employé pour les conduites préfabriquées.

### 3.4 POSE DE CANALISATION

a. Les tuyaux des réseaux enterrés sont soumis à de nombreuses contraintes dont les principales sont:

- Le poids propre du remblai
- Le poids du liquide contenu, les charges abrasives transportées
- Les charges fixes et mobiles sur le remblai
- L'agressivité du liquide contenu ou des terres de remblai
- Les tassements différentiels du terrain
- L'action des racines d'arbres
- Les variations du niveau de la nappe phréatique
- Les chocs lors de la mise en oeuvre
- Les tassements et vibrations dus aux trafics

La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ, portée à un mètre, dans le cas de diamètres supérieurs à 400 mm. Il ne faut pas en effet que le tuyau soit déformé par la surcharge de terre ou le passage des charges.

Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèle dans la même tranchée, mais elles sont décalées en niveau de 30 à 40 cm afin de permettre le passage des branchements particuliers. On s'efforcera de les placer à plus de 3 m des arbres en place.

Il est conseillé de placer le réseau eau pluviale au dessus du réseau eaux vannes dans le cas où ils sont voisins. En effet la disposition inverse peut entraîner une pollution des eaux pluviales en cas de fuites.

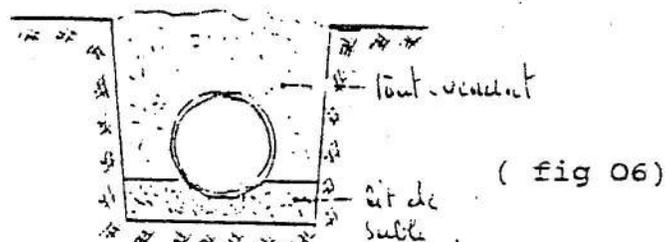
L'emplacement de la canalisation est variable suivant la chaussée et le système de réseau. Dans le cas où la largeur des rues ne dépasse pas 10 à 15 m, la canalisation est posée dans l'axe de la chaussée. Dans le cas où la chaussée est plus large, la pose de la canalisation sous chaque trottoir est à envisager.

Les canalisations peuvent être placées :

- Dans le terrain naturel, solution la plus courante
- Dans les galeries accessibles
- Dans le remblai de fouille

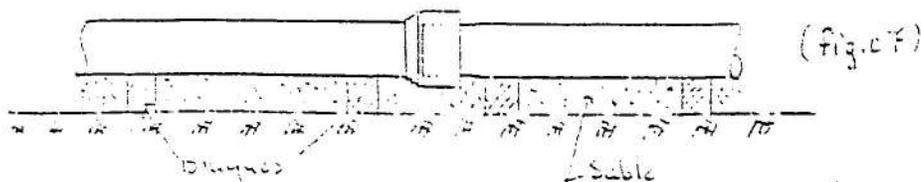
#### (b) Terrains ordinaires (fig. 06)

Le fond de tranchée doit être exempt de pierres et de massifs durs; l'appui du tuyau sur sa partie inférieure doit être réalisé d'une façon aussi large que possible (nid). Le mode de pose consiste à réaliser un lit de sable sur le fond de la tranchée, dressé et damé. Les joints doivent être confectionnés avec soin et conformément aux prescriptions des fabricants du tuyau.



#### (c) Mauvais terrain

Dans les terrains peu consistants, le fond de tranchée sera consolidé (bétonnage, empiérement). Chaque tuyau repose sur deux briques posées sur ce fond le vide est ensuite rempli de sable (fig 07)



Dans le cas d'un terrain très mauvais, une dalle en béton armé peut être envisagée au fond de la tranchée, fig 08.

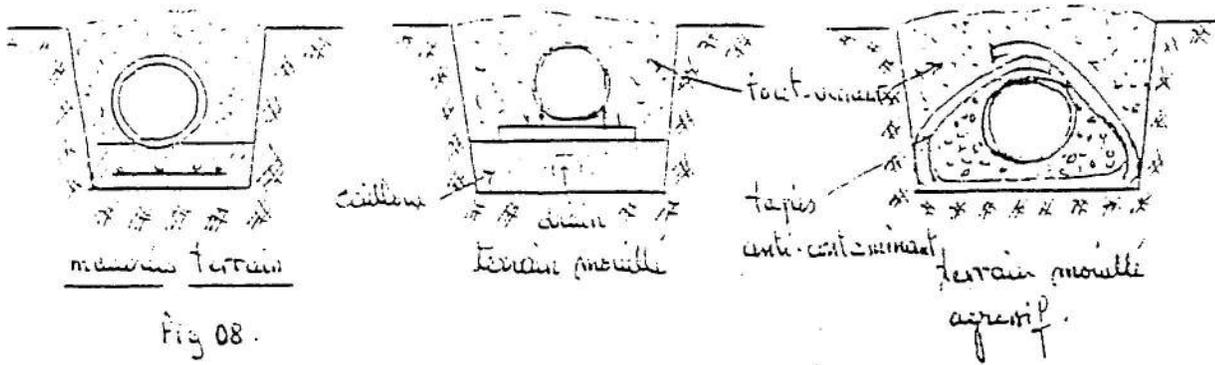
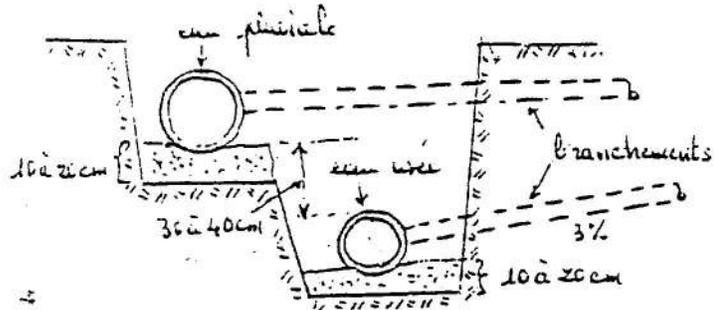


Fig 08.



### 3.5 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Le dimensionnement du reseau d'assainissement en gravitaire considère l'hypothèse suivante :

L'écoulement est permanent uniforme à surface libre. La pente de la ligne d'énergie est assimilée à celle du radier du collecteur. Les pertes de charge engendrées dans la conduite d'une longueur donnée représentent exactement l'énergie potentielle donnée par la différence des cotes entre les extrémités amont et aval.

Le dimensionnement du reseau est rendu plus simple par l'utilisation d'abaques donnant les variations du débit et de la vitesse au fonction de la variation du niveau d'eau dans la conduite .

Dans le cas d'un projet, le débit est connu ; la pente et la section sont à déterminer en fonction des contraintes rencontrées (site, fonctionnement, et entretien). Néanmoins nous devons respecter la fourchette des vitesses acceptables et des diamètres en fonction du choix du reseau utilisé.

#### . Reseau Unitaire

La vitesse minimale à respecter est de 0,6 m/s pour qu'il n'y ait pas de depot de sable (autocourage) et ceci pour le dixième du débit à pleine section ou de 0,3 m/s pour le centième du débit maximum, en conséquence le diamètre doit répondre necessairement à ces conditions.

Les sections de forme ovoïde repondent mieux à ces conditions que les sections circulaires du fait de leurs vitesses stables

au cours de la variatio. du débit.

La vitesse maximale ne doit pas dépasser 4 m/s pour éviter la deterioration des joints et du radier.

. Réseau séparatif

La vitesse maximale acceptée est la même que celle du réseau unitaire.

Pour le cas du réseau d'eau usée, nous devons choisir toujours des pentes variant entre 2/1000 à 5/1000 pour éviter les problèmes des dépôts dans les tronçons se trouvant à l'amont du réseau, du fait de la variation du débit de rejet.

On recommande une section minimale de 200 mm pour le réseau d'eau usée, et de 300 mm pour le réseau d'eau pluviale et unitaire.

### EXEMPLE

Soit un collecteur se trouvant dans un terrain ayant une pente  $I = 0,0035$  et qui transite un débit  $Q = 6048$  l/s, avec un diamètre  $D$  à déterminer.

En se basant sur l'abaque VII (Guerrée et Gomella), nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} Q = 6048 \text{ l/s} \\ I = 0,0035 \end{array} \right\} \text{--- } \varnothing 2000 \text{ et } v = 2,1 \text{ m/s}$$

Nous lisons en même temps le débit correspondant à la pleine section qui est de  $Q_{ps} = 6,5$  m<sup>3</sup>/s

Le rapport addimensionnel des débits  $rQ = \frac{Q}{Q_{ps}}$  permet

de nous déterminer les rapports addimensionnels  $r_h$  et  $r_v$  respectifs des hauteurs d'eau et des vitesses à savoir:

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{6,048}{6,5} = 0,93 \text{ en se referant à l'abaque X}$$

(Guerrée et Gomella) nous lisons :

$$rQ = 0,93 \rightarrow \begin{cases} r_h = 0,76 \\ r_v = 1,12 \end{cases}$$

et le tirant d'eau correspondant au débit  $Q$  transité pour le collecteur :

$$hQ = r_h \times D = 0,76 \times 2000 = 1520 \text{ mm}$$

De meme, nous pouvons connaitre la vitesse d'ecoulement en pleine section:

$$rv = \frac{vQ}{Vps} \rightarrow vps = \frac{vQ}{rv} = \frac{2,1}{1,12} = 1,875 \text{ m/s}$$

Le meme principe de raisonnement est utilise pour le dimensionnement des collecteurs a section ovoïdes.

إمضاء ب. وعلاء م. صالح  
Boualem SALAH

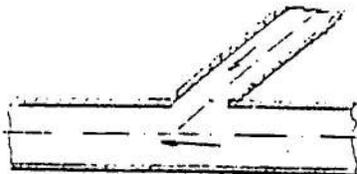
Les ouvrages annexes comprennent :

- Les branchements
- Les bouches d'égout
- les regards
- Les caniveaux
- les deversoirs d'orage
- Dessableurs
- Siphons
- Dispositifs de ventilation

#### 4.1 LES BRANCHEMENTS (Fig 09)

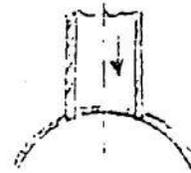
Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10) reliant le réseau vertical d'eau usée et pluviale des immeubles à cette dernière. Le raccordement du côté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3 % pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite (6) et (2) (10)



point de raccordement  
avec inclinaison

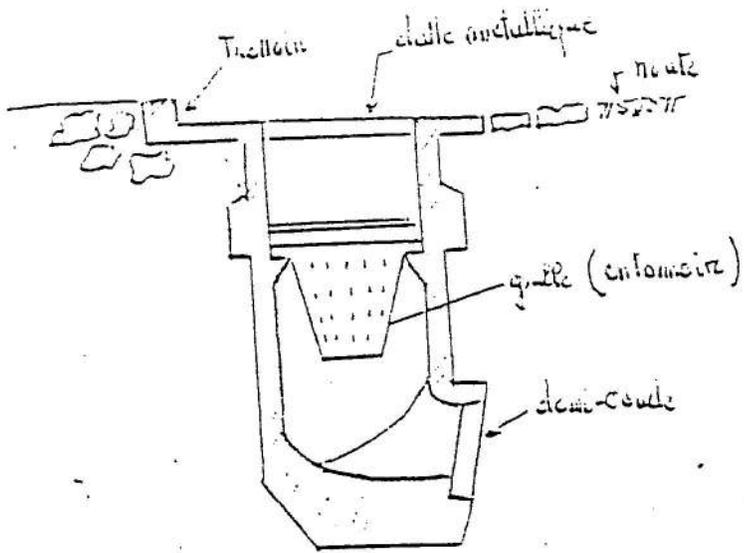
(fig. 09)



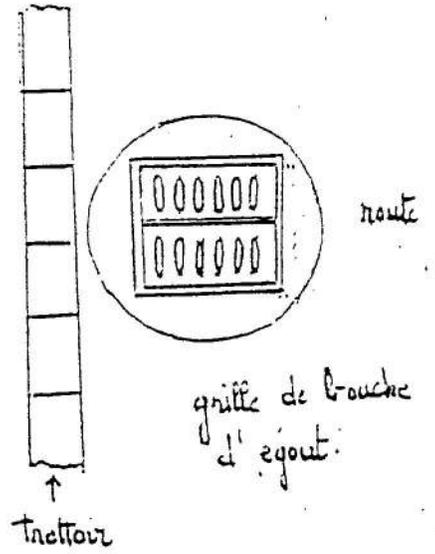
point de raccordement  
avec élargissement

#### 4.2 BOUCHES D'EGOUTS

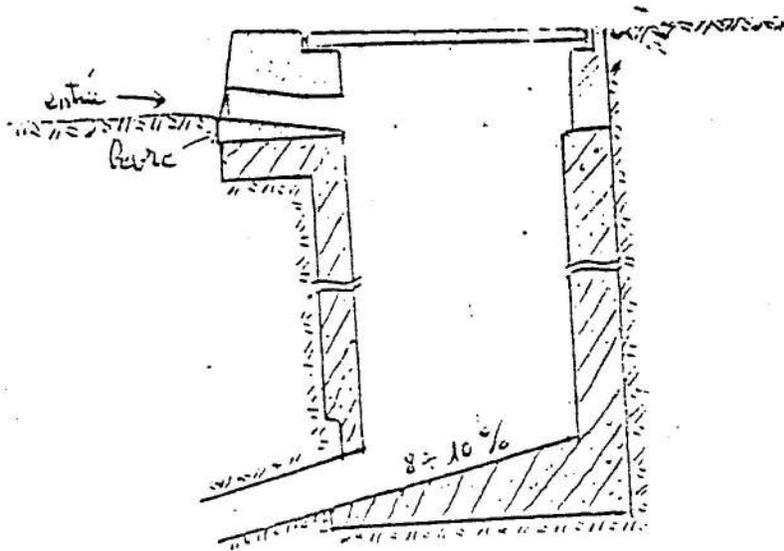
Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de l'eau de lavage de chaussée. Elles sont utilisées au point bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption du côté latéral, soit dans la chaussée absorption par le haut). La distance entre les bouches d'égouts est en moyenne de 50m. La section d'entrée est fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont (fig 10 et 10a).



ABSORPTION PAR LE HAUT



BOUCHE D'ÉGOUT



ABSORPTION DU CÔTÉ  
LATERAL.

fig. 10.

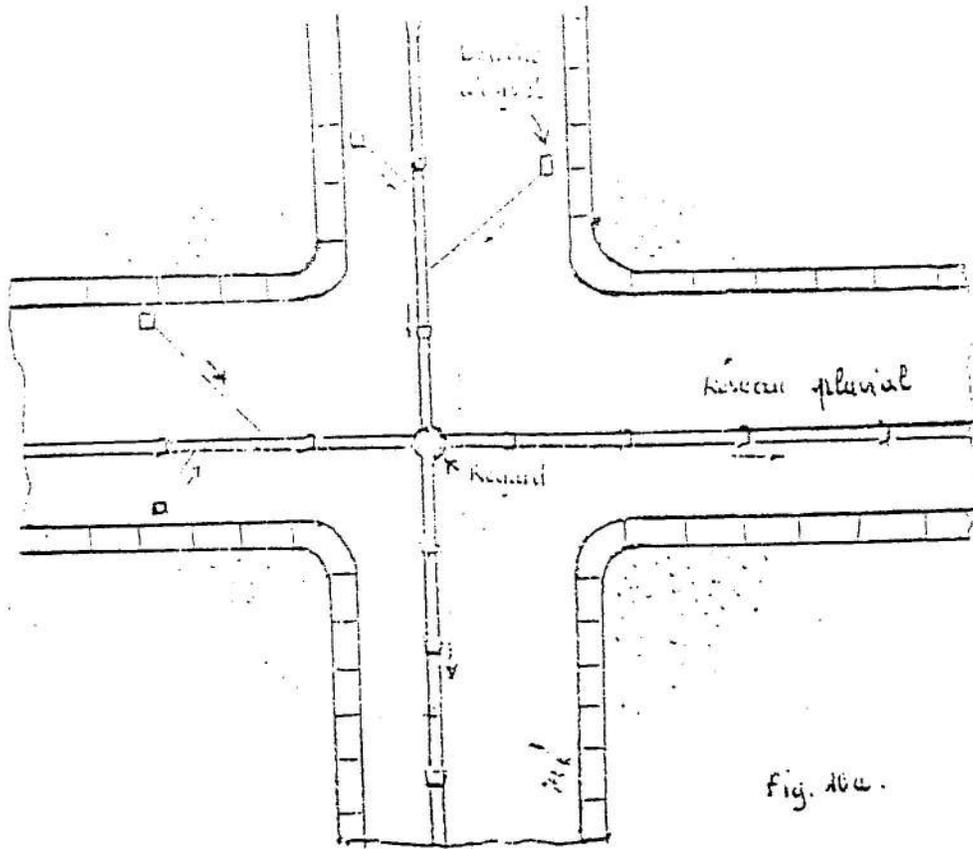


Fig. 10a.

EMPLACEMENT DES BOUCHES D'ÉGOUT.

#### 4.3 REGARDS (fig 11)

Leur rôle est de permettre : l'accès aux canaux pour les ouvrages visitables.

- Le débouillage et le nettoyage des canaux
- L'aération des canaux (effet de cheminée, différence des températures).

##### 4.3.1. Dispositions

La fonction doit respecter la forme du canal  
L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages.  
Un regard doit être installé sur les canalisations

- à tous les points de jonction
- changement de direction
- changement de pente de canaux
- aux points de chute
- Pour des canalisations plus petites et non praticables.

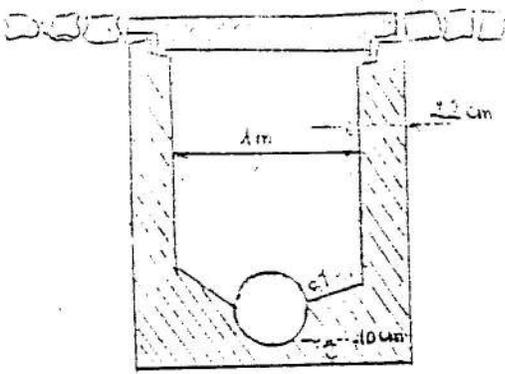
Dans le cas des grands ouvrages visitables (par exemple les canaux à banquettes), la distance entre les deux regards varie entre 200 à 300 m. Dans le cas des terrains à pente régulière (ligne droite) l'espacement varie de 50 à 80m (surtout pour les canalisations non praticables)

En général pour les canalisations visitables, le regard doit être placé sur le côté latéral. Ce dernier sera placé à cheval sur la canalisation (axe) non praticable en général.

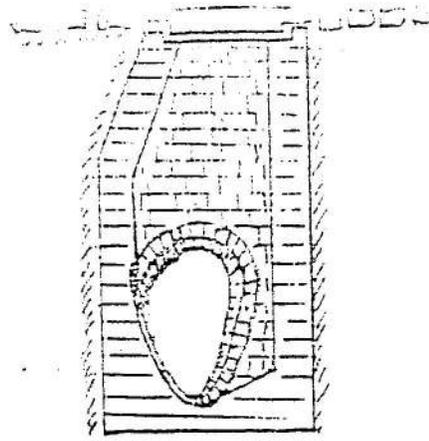
##### 4.3.2 Regards de jonction (fig 12)

Ces regards forment le point d'unification (noeud) de deux collecteurs de même diamètre ou non. Ils sont construits de telle manière à avoir:

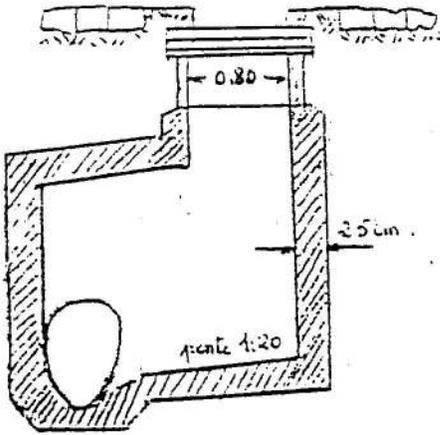
- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regards)
- Les dénivellées entre les radiers des collecteurs
- Une absence de reflux d'eau par temps sec.
- Des niveaux d'eau dans les collecteurs en jonction à la même hauteur:



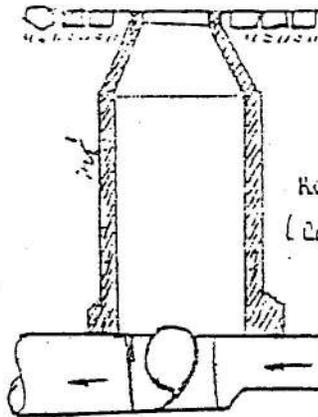
Regard simple  
(conduite circulaire)



Regard simple  
(conduite ovale)



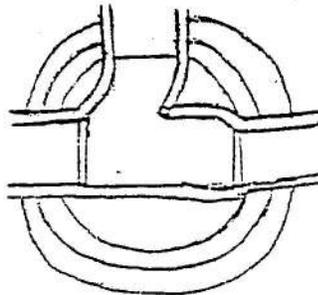
Regard lateral



Regard simple  
(conduite circulaire)

Fig. 11.

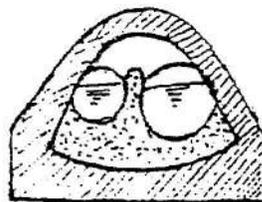
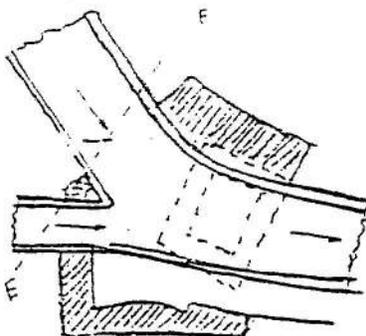
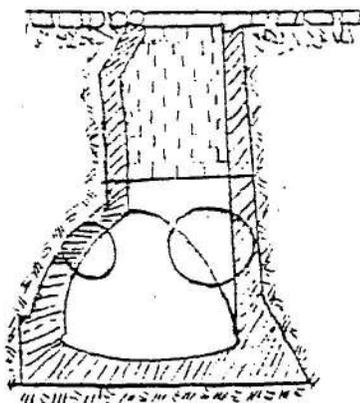
REGARDS DE VISITE.



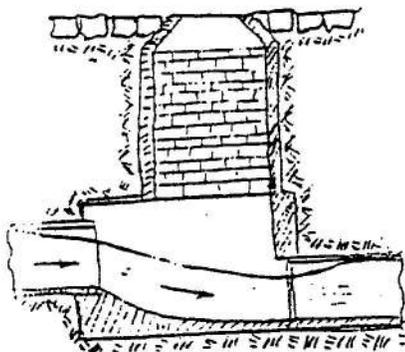
Regard pour branchement

REGARDS DE JONCTION

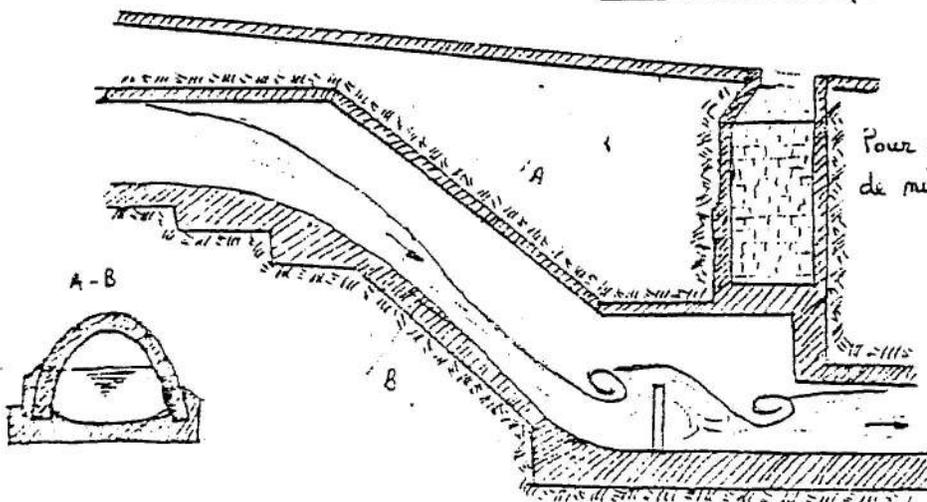
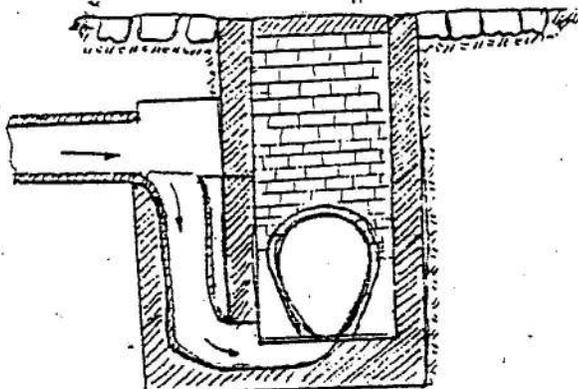
Fig 15



pour des différences de niveau faibles



Pour des différences de niveau moyennes



Pour des différences de niveau élevés.

#### 4.3.3 Regards doubles fig 13

Dans certaines agglomérations exigeant un système séparatif et plus précisément dans les quartiers où le tracé est commun pour, les deux canalisations véhiculant les eaux de différentes natures (eaux pluviales dans une canalisation, les eaux usées domestiques et industrielles dans un autre);

Il serait plus avantageux de prévoir un regard commun aux deux canalisations. Nous devons prendre la précaution à ce que la conduite d'eau pluviale doit être à un niveau supérieur à celui de la conduite des eaux usées. Ceci facilitera le passage des branchements au niveau de la 2<sup>e</sup> conduite, et évitera la contamination. Il est préférable que cet ouvrage soit visitable.

#### 4.3.4 Bouches de neige

Ce sont des bouches d'égout situées dans le trottoir et latéralement par rapport au canal des eaux usées, et dans lesquelles on jette la neige balayée des rues. La neige qui fond doucement glisse sur la paroi penchée du puits et tombe dans les eaux usées. Ces puits peuvent seulement être placés près des égouts collecteurs principaux (10)

#### 4.4. SIPHON A POINT BAS (Fig. 14)

Ce siphon a pour but la liaison de deux ouvrages à écoulement libre ou à pente séparés par des obstacles. Ceux-ci peuvent être des cours d'eau, des canaux, des routes, des tunnels, des voies ferrées, conduites de grandes dimensions.

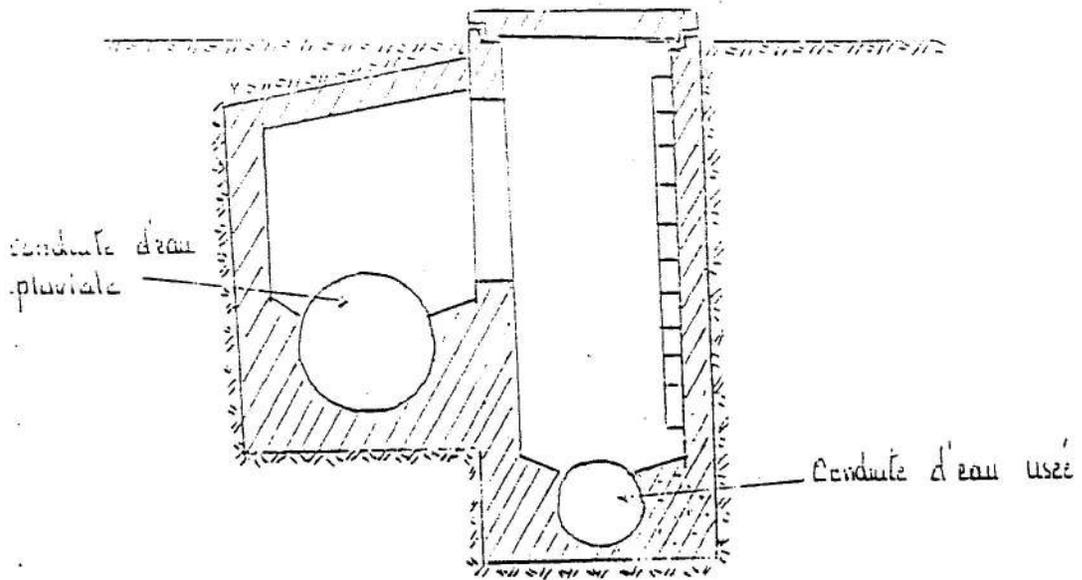
Dans le cas où on désire traverser un cours d'eau par un réseau unitaire, on doit prévoir, pour réduire les dimensions de l'ouvrage en tête un deversoir d'orage calculé en fonction des possibilités de réception du cours d'eau.

en principe on doit prévoir une double canalisation :

- Possibilité pour chaque conduite de transiter le débit max
- Possibilité de transit du débit de temps sec dans l'une et du débit max dans l'autre.

Un dégrilleur et un dessableur doivent être placés en tête du siphon.

Le dimensionnement des conduites forcées dépend du débit à l'amont, du niveau d'eau dans la canalisation d'amont et dans la canalisation d'aval, où la différence de niveau est conditionnée par l'écoulement dans ces conduites qui sont en parallèle. Dans le cas où le niveau d'eau diminue, la considération d'une conduite de diamètre plus faible est prise en compte pour transiter les faibles débits.



REGARD DE VISITE DOUBLE.

fig. 13.

EXEMPLE

a) tête de siphon amont

$Q_{max}$ - débit maximum transité arrivant à la tête du siphon

$CT1$ - cote du radier de la canalisation d'arrivée

$h1$ - hauteur d'eau dans la canalisation correspondant à

$Q_{max}$

$h1$ - hauteur d'eau correspondant au débit minimum  $Q_{min}$  entrant

b) tête de siphon aval:

$Q_{max}$ - débit max en tête aval du siphon

$CT2$ - cote du radier de la canalisation en tête aval

$$CT1 > CT2$$

$h2$ - hauteur d'eau dans la canalisation correspondant à  $Q_{max}$  on prend par hypothèse  $h1=h2$

$h2$ - hauteur d'eau correspondant au débit minimum sortant  $Q_{min}$ ;  $h_2 = h_1$ .

On suppose des conduites circulaires:

Cotes du plan d'eau à la tête amont:

$Cp1 = CT1 + h1$  qd le niveau est maximum

$Cp1 = CT1 = h1$  qd le niveau est minimum

Cotes du plan d'eau à la tête aval

$Cpe2 = CT2 + h2$  qd le niveau est maximum

$Cpe2 = CT2 + h2$  qd le niveau est minimum

1) Le débit minimum est caractérisé par une hauteur d'eau minimum de  $h2 = h1$  et une vitesse  $V_{min}$  au moins égale à 0,6 m/s

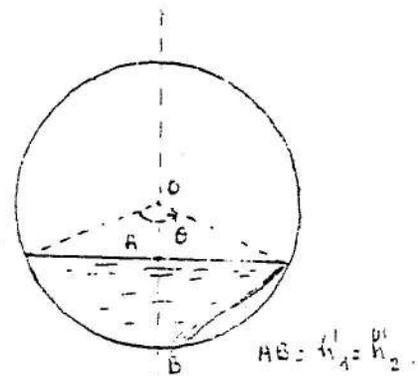
On peut écrire :

$$h2 = h1 = OB - OB \cos \frac{\theta}{2} = OB \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\frac{h1}{OB} = \frac{h2}{OB} = 1 - \cos \frac{\theta}{2}$$

$$OR = R - AB = R - h1 = R - h2$$

$$AM = R \sin \frac{\theta}{2} = R \sin \frac{\theta}{2}$$



AM étant la section mouillée qd le débit est minimum  
La dénivellée entre les deux plans d'eau, au cours de l'écoulement, représente la perte de charge engendrée dans la canalisation en charge de diamètre D min à déterminer qui véhiculera le débit  $Q_{min}$

$$\Delta H_1 = (CT_1 + h_1) - (CT_2 + h_2) = CT_1 - CT_2$$

$$CT_1 - CT_2 = \Delta H = \frac{K_1 Q_{\min}^{\beta}}{D^m}$$

avec  $\beta$  - exposant tenant compte du régime d'écoulement  
 $D^m$  - exposant tenant compte de l'influence du matériau choisi

$$\rightarrow D_{\min} = \sqrt[m]{\frac{K_1 Q_{\min}^{\beta}}{\Delta H}}$$

2) Le débit maximum est caractérisé par une hauteur d'eau  $h_1 = h_2$  et une vitesse  $v = \frac{Q_{\max}}{A_m}$

En suivant le même raisonnement que pour le 1er point, nous avons:

$$\Delta H_2 = (CT_1 + h_1) - (CT_2 + h_2) = CT_1 - CT_2 = \Delta H$$

Puisque nous avons pris par hypothèse :

$$h_1 = h_2 \text{ en cas de débit}$$

max, on remarque que la canalisation de diamètre  $D_{\min}$  transitera le débit  $Q = Q_{\min}$  cité ci-dessus. Nous pouvons écrire donc :

$$Q_{\text{rest}} = Q_{\max} - Q_{\min}$$

Si nous optons pour deux conduites en parallèle pour le transit de  $Q_{\text{rest}}$ , nous pouvons écrire que :

$$D_1 = D_2 = \sqrt[m]{\frac{K_1 Q_{\text{rest}}^{\beta}}{CT_1 - CT_2}} \quad \text{avec } Q = \frac{Q_{\text{rest}}}{2}$$

Tout en vérifiant la vitesse d'écoulement. Si les diamètres normalisés ne vérifient pas la différence  $(CT_1 - CT_2)$  on dispose soit trois canalisations, soit des conduites en série.

Lors de la pose de canalisation, on doit exécuter des butées d'amarrage pour éviter le glissement des canalisations.

#### 4.5. LES DEVERSOIRS D'ORAGE

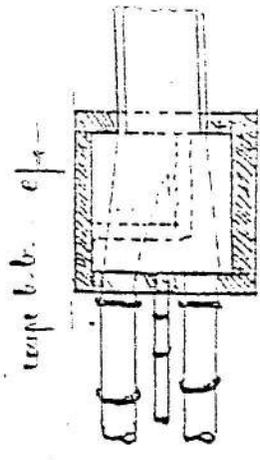
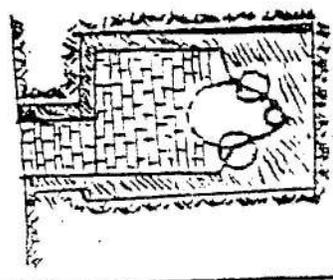
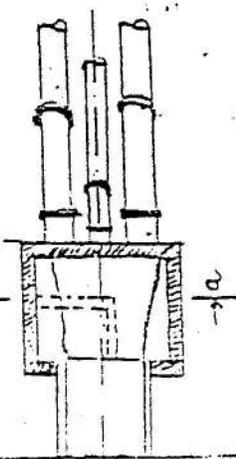
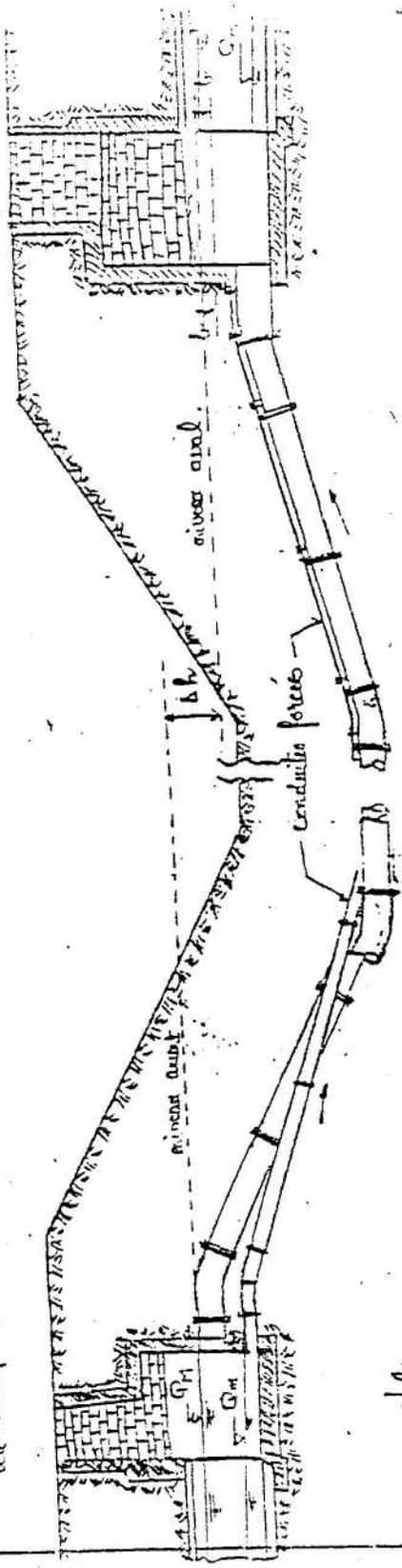
Quelque soit le type d'ouvrage, un deversoir doit assurer trois fonctions principales :

**SIPHON A POINT BAS.**

(Acroserie d'axe prallic)

Site de siphon aval

Site de siphon amont



Coupe (e-e)

$Q_M$  - debit max des eaux pluviales.  
 $Q_m$  - debit minimum par temps sec

Fig. 44.

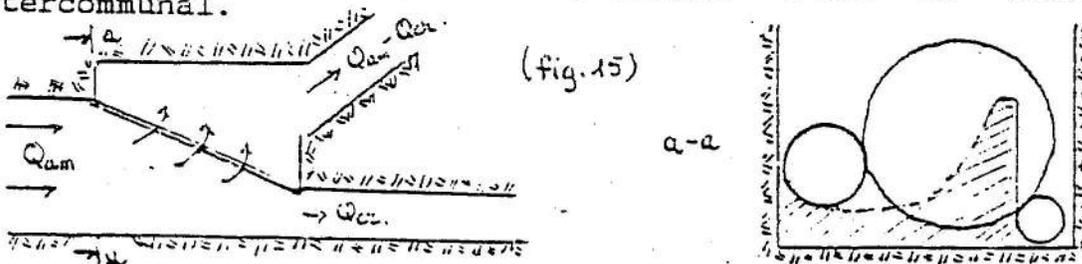
- Evacuer sans surverse et sans remous le debit d'eaux usées de temps sec.
- Evacuer sans surverse le debit critique
- Surverser le debit excedentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du reseau amont et sans surcharge excessive en debit du reseau aval.

#### 4.5.1 TYPE DE DEVERSOIRS

##### a) Deversoir à seuil latéral et à conduite aval étranglée (fig. 15)

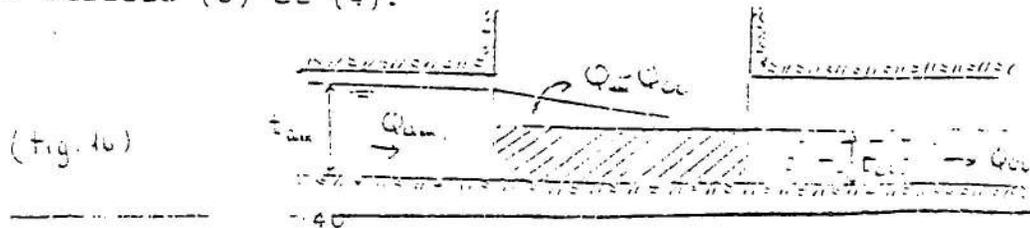
Pour que le calcul de tels ouvrages soit possible il faut que l'écoulement amont soit fluvial, ou que la présence du seuil élevé conduise à un ressaut dans la conduite d'amenée.

Les seuils élevés empêchent en général, la pénétration des eaux de l'émissaire dans le reseau d'assainissement, dans de nombreux cas, les plus hautes eaux du cours d'eau émissaire ont lieu en hiver, alors que les orages sont des événements estivaux, il est dès lors judicieux de tenir compte de l'éventuelle non-concordance entre orage et fortes crues des cours d'eau on prevoyant par exemple des seuils d'été et des seuils d'hiver, des clapets anti-refoulement, des vannes. On peut noter que le debit critique calculé sur la base de 15 l/s/ha sera généralement supérieur aux débits résultant des pluies d'hiver. les vannes implantées sur les conduites de décharge peuvent dès lors être fermées en hiver, le flot composé d'eaux usées et d'eaux pluviales d'hiver s'écoulant sans mise en remous nuisible jusqu'à la station d'épuration ou jusqu'à l'ouvrage de jonction avec un reseau intercommunal.



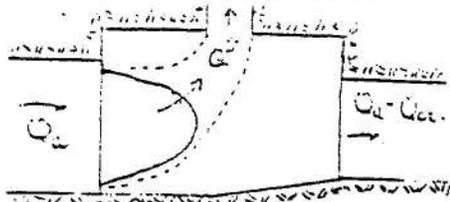
##### b) Deversoir à seuil latéral et à conduite aval libre (Fig. 16)

Ce type de deversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval est à écoulement libre. Si pour le débit max d'orage, la charge sur la crête aval est nulle, ce type d'ouvrage assurera un débit aval constant quelque soit le debit surversé. les deversoirs à crête basse utilisés encore récemment étaient de ce type, notons toutefois que leur longueur était généralement calculée à l'aide de la seule charge amont et que le régime d'écoulement était rarement vérifié (8) et (4).

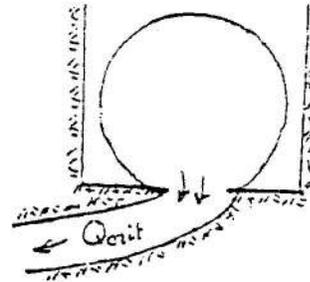


### c) Deversoir à ouverture de fond (Fig. 17)

Dans ce type d'ouvrage, les débits d'eaux usées de temps sec et le débit critique transitent à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation, les débits supérieurs aux débits critiques devront franchir cette ouverture qui aura généralement au moins 0,50m de longueur. le régime d'écoulement en amont de ce deversoir sera obligatoirement torrentiel.



(Fig. 17)



### d) Choix du type de deversoir

Le choix du type du deversoir ne se fera pas en fonction de la plus ou moins grande connaissance qu'on a de son mode de calcul mais en tenant compte des régimes d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, en zone relativement plate les deversoirs à crête latérale prédominent alors qu'en zone à forte pente le deversoir à ouverture de fond se fera plus fréquent, d'autant plus que dans ce dernier cas les remous du cours d'eau n'est généralement pas à craindre.

Le choix d'un deversoir à seuil bas sera exceptionnel car les risques de surverse même par temps sec à cause de remous dus à des dépôts sont importants. De plus il ne faut pas oublier que les seuils hauts permettent de solliciter la capacité de stockage des canalisations.

### 4.5.2 ELEMENTS COMMUNS AUX DIFFERENTS TYPES DE DEVERSOIRS

#### a) Les débits

\* Le débit de temps sec ( $Q_{ts}$ )

Il se compose de :

- Débit d'eaux usées y compris les eaux biodegradables en provenance de zones industrielles ou artisanales.

- Débit d'ouvrage

\* Le débit critique ( $Q_{cr}$ )

Le débit critique se compose de la somme des débits de temps sec et du débit de pluie critique

\* Le débit de pluie critique:

- Intensité de pluie critique ( $i_{cr}$ ):

C'est l'intensité de pluie en litres par seconde et par hectare à partir de laquelle un deversoir est calculé. on propose de prendre une intensité comprise entre 10 et 15 l/s

na selon la qualité du cours d'eau. Au delà de 15 l/s/ha l'économie de la pollution n'est pas substantielle.

- Débit de pluie critique ( $Q_{c.}$ )  
Ce débit est donné par :

avec :  $Q_{c.} = i_{cr} \cdot S \cdot Cr \cdot Z$  (en l/s)

$i_{cr}$  - intensité critique en l/s /ha

S - surface totale amont en ha

Cr Coefficient d'imperméabilisation

Z - Coefficient retardateur

$Z = 1 - \frac{t_c}{100}$  ( $t_c$  est limité au max à 100')

$t_c$  - temps de concentration

total ou deversoir considéré

b) Conduite d'amenée

Cette conduite est caractérisée par son diamètre et sa pente. On calculera les hauteurs de remplissage et les vitesses correspondantes pour les débits d'orage, les critiques et les débits d'eaux usées de temps sec.

Cette conduite joue très généralement le rôle de canalisation de tranquillisation. Le tronçon de tranquillisation ne recevra aucun apport latéral et devra avoir, si possible, une longueur égale à 20 fois le diamètre.

c) Conduite de débit conservé

Cette conduite, caractérisée par son diamètre (D av) et sa pente (I radier), assurera, selon le type de fonctionnement recherché, soit un écoulement en charge avec effet d'étranglement, soit un écoulement libre. Cette conduite devra écouler les débits de pointe d'eaux usées sans mise en charge. En cas d'étranglement le diamètre mini sera de 200 mm.

d) Conduite de décharge

Cette conduite relie le deversoir au cours d'eau émissaire. Elle est généralement relativement courte, on peut donc souvent prévoir un surdimensionnement.

#### 4.5.3 MODE DE CALCUL DES DIFFERENTS DEVERSOIRS

a) Deversoirs à seuil latéral et à conduite aval étranglée

a1) Démarche générale

Compte tenu des très nombreux paramètres agissant les uns sur les autres nous optons pour la démarche suivante :

. Définition des données de base

- Débits
- diamètres amont ( D am)
- Pente radier amont ( I rad am)

. Hypothèse de base initiale

- Diamètre aval étranglé ( D av)
- Pente radier aval ( I radar)
- Longueur du deversoir ( ld)

Cette longueur peut être calculée en première approximation par la formule

$$\frac{4 \times Q_{cr} \text{ ( m}^3\text{/s)}}{D \text{ am (m)}} \text{ en (m)}$$

- hauteur de remplissage amont admissible ( T ram)

- . Calcul des conditions hydrauliques amont et aval
- . Fixation de la hauteur de crête
- . Calcul de la longueur aval
- . Calcul des caractéristiques hydrauliques en cas d'orage,

Vérification des hauteurs d'énergie. Si insuffisant augmenter ld et recommencer decharge.

a.2) Calcul des conditions hydrauliques amont et aval

Ce calcul permet de connaître pour  $Q_r$ ,  $Q_{er}$ , et  $Q_{ts}$ , les hauteurs de remplissage et les vitesses aussi bien dans la canalisation amont que, s'il y a lieu, dans la canalisation étranglée.

La vérification des conditions d'écoulement de  $Q_{ts}$  doit permettre de montrer qu'il n'y a pas de remous du fait d'une plus forte hauteur de remplissage de la canalisation

Exemple de calcul d'un deversoir d'orage à seuil latéral et à conduite aval étranglée

- Données de base :  $Q_{10} = 1120 \text{ l/s/ha}$
- . Intensité de pluie critique admise :  $15 \text{ l/s/ha}$
  - . Surface du bassin :  $24 \text{ ha}$
  - . Coefficient d'imperméabilisation :  $0,4$
  - . Nombre d'habitants :  $1000$
  - . Diamètre amont Dam:  $1200 \text{ mm}$
  - . Pente amont I ra am :  $0,0011 \text{ m/m}$

Hypothèse de base initiales :

- . Diamètre aval étranglé  $D \text{ av} = 300 \text{ mm}$

c) L'intensité de pluie critique (i crit)

Pour intensifier de pluie critique, on entend l'intensité de pluie, rapportée à l'unité de surface, à partir de laquelle, un déversoir de pluie est calculé pour déverser, en l'absence de bassin de stockage et d'influence de retardement du temps d'écoulement.

d) Le débit de pluie critique Qr crit

Le débit de pluie critique Qr crit d'une zone S red correspondant à une décharge pluviale est donné par :

- Pour les déversoirs de pluie :

$$Qr \text{ crit} = i \text{ crit} \cdot Z \cdot S \text{ red} \text{ (l/s)}$$

- Pour les bassins à déversoir de pluie et les canalisations utilisées comme retenues:

$$Qr \text{ crit} = i \cdot S \cdot \text{red} \text{ (l/s)}$$

avec :

Z- coefficient de retardement

Sred- proportion imperméabilisée de la surface assainie raccordée. Par simplification on peut poser :

$$Sred = \sum Si \cdot Cri \cdot Z$$

Cri coefficient d'écoulement.

e) Coefficient de retardement : Z

Lorsque le temps d'écoulement calculé croît, la fréquence de versement la quantité déversée, et par conséquent également, la charge polluante déchargée par les déversoirs de pluie, diminuent. La diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs de pluie au moyen du coefficient de retardement Z :

$$Z = 1 - \frac{tc}{100} \text{ avec } tc < 100'$$

tc- temps d'écoulement dans les canalisations pour la pluie de calcul en minutes.

Si en amont du déversoir de pluie, il y a d'autres déversoirs de pluie au bassins de pluie, il faut employer purement et simplement le temps d'écoulement à partir du dernier déversoir de pluie au bassin de pluie précédent.

En ce qui concerne les bassins à déversoirs de pluie et les canalisations utilisées comme retenues, l'utilisation du coefficient de retardement (Z) n'est pas légitime(8).

#### 4.6 BASSINS DE RETENUE D'EAU PLUVIALE

Les bassins de retenue sont des réservoirs d'accumulation d'eaux pluviales destinés à régulariser les débits lors des fortes précipitations. Leur intérêt est évident car ils permettent une diminution notable des sections à l'aval, donc économie importante.

Dans les grandes agglomérations, la difficulté principale de leur implantation, réside dans le manque de terrains disponibles. Par contre en périphérie, ils permettent souvent d'urbaniser de nouvelles zones en les drainant par l'infrastructure existante.

Ils sont d'autant plus intéressants que de nombreuses études montrent qu'en maintenant un niveau minimum du plan d'eau, ils peuvent être intégrés dans une zone de loisirs :

Leur utilisation ne peut donc être que conseillée. Les bassins d'infiltration, qui font partie des bassins de retenue d'eau pluviale, assurent pour leur part l'évacuation d'une partie ou de la totalité du débit vers la nappe phréatique par infiltration à travers le sol.

Leur intérêt est moindre, mais non négligeable si les risques de pollution sont faibles.

Dans le présent paragraphe, nous faisons abstraction de la détermination du volume des bassins d'infiltration et nous nous intéressons seulement à la détermination des volumes des bassins de retenue d'eau pluviale (6).

Certains bassins versants présentent une fraction d'imperméabilisation remarquable d'une part, d'autre part l'augmentation du débit de pointe est très sensible sera dirigé vers l'exutoire naturel. Néanmoins ce dernier peut accuser une insuffisance de réception d'un débit important; Ce problème pourra être résolu par la réalisation d'ouvrages importants (bassins de retenue), qui permettent non seulement d'emmagasiner les eaux pluviales mais également de régulariser le débit de vidange qui sera destiné soit à l'irrigation, soit à la station d'épuration. Ces avantages ne sont bénéfiques que si l'entretien de ces bassins est de vigueur.

##### 4.6.1. TYPES DE BASSINS RENCONTRES (Fig. 44 a, b)

Suivant leur fonctionnement, on distingue deux types de bassins:

a) Les bassins secs : Ils reconnaissent un remplissage pendant une période consecutive à un orage, autrement ils sont vides. Ce type d'ouvrage est généralement plus économiques, seulement l'étude hydrogéologique doit être bien déterminée.

c) Déversoir à ouverture de fond (Fig. 13)

c.1) Démarche générale:

- \* Définition des données de base
- \* Calcul des caractéristiques hydrauliques en écoulement normal en amont de la chute pour  $Q_r$  et  $Q_{cr}$
- \* Vérifier que l'écoulement est torrentiel si le régime est fluvial, il faut modifier le couple

D am, I radam ou envisager un déversoir latéral à seuil haut.

- \* Calcul du nombre de Boussinesq

$$Bou_{am} = \frac{V_{am}}{\sqrt{g R_{ham}}}$$

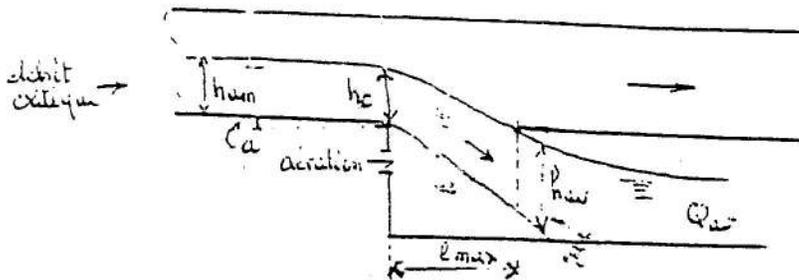


fig. 13

- \* Calcul des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement au droit de la chute (point A)

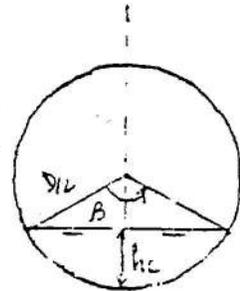
$$h_c = \frac{2 Bou_{am}^2}{2 Bou_{am}^2 \cos^2 \alpha} \times h_{am} \quad (h_{am} \text{ pour } Q_{cr})$$

$$\cos \beta = \frac{h_c}{D/2} \quad (\beta \text{ en rad})$$

$$S_c = \frac{D}{8} (\beta - \sin \beta)$$

$$V_c = \frac{Q_{cr}}{S_{cr}}$$

$$P_c = D \times \sin \frac{\beta}{2} \quad (\beta \text{ (largeur surface libre)})$$



\* Définition des caractéristiques de l'ouverture

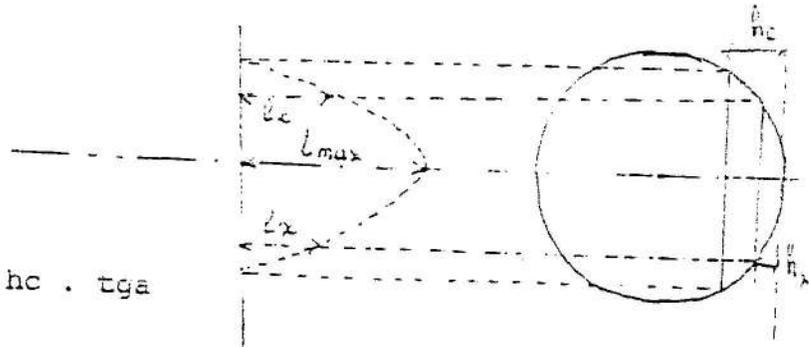
si  $I_{radam} < 10\%$   
 $Y_{max} = v_c \sqrt{\frac{2hc}{g}}$

si  $I_{radam} > 10\%$

$$Y_{max} = v_c \sqrt{\frac{2hc}{g \cos \alpha}} + hc \cdot \tan \alpha$$

$\alpha = f(I_{rad})$  voir graphe

$Q_{av} = V_{av} \cdot S_{av}$  avec  $V_{av} = \sqrt{V_{am}^2 + 2gh_{max} \cos \alpha}$



4.5.4 BASES DE CALCUL

a) Le débit critique  $Q_{crit}$

Le débit critique est la somme du débit de temps sec  $Q_{ts}$ , et du débit de pluie critique  $Q_{r,crit}$  de la région assainie considérée, ainsi que le cas échéant du débit restant dans le réseau des deversoirs de pluie et des bassins d'amont  $Q'$

$$Q_{crit} = Q_{ts} + Q_{r,crit} + Q' \quad (l/s)$$

b) Le débit de temps sec  $Q_{ts}$

Le débit de temps sec de calcul  $Q_{ts}$ , déterminé pour le dimensionnement d'un bassin versant donné, se compose du débit d'eau polluée des zones résidentielles y compris de la proportion d'eau de petites entreprises  $Q_h$ , du débit d'eau résiduaire industrielle  $Q_g$  et des eaux parasites  $Q_f$ .

$$Q_{ts} = Q_h + Q_g + Q_f$$

Pour  $Q_g$ , il faut compter au moins 0,005 l/s habitant.  $Q_g$  doit être évalué avec discernement en considérant le développement à venir. Si ce n'est pas possible, on devrait compter pour les zones industrielles au moins 0,5 l/s/ha.

Dans la mesure où aucune mesure de  $Q$  n'a été faite, on peut compter en fonction des conditions locales des eaux souterraines et de l'état des canalisations, 0,05 à 0,15 l/s/ha.

• Pente aval I rad av = 0,007 m/m

• Longueur du deveroir d'orage :  $\frac{4 \times 1,12}{1,2} = 3,73 \text{ m} = \frac{1}{2} d$

Calcul des conditions hydrauliques amont et aval

Debits :  $Q_{10} = 1\,120 \text{ l/s}$

$Q_r = 1\,120 \text{ l/s}$

$Q_{per} = 15 \times 24 \times 0,4 \left( 1 - \frac{20}{200} \right) = 130 \text{ l/s}$

$Q_{eu} = \frac{1000 \times 150}{86400} \times \left( 1,5 + \sqrt{\frac{2,5}{\frac{1000 \times 150}{86400}}} \right) = 6 \text{ l/s}$

$Q_d = 3 \text{ l/s}$ ,  $Q_{ts} = Q_{eu} + Q_d = 6 + 3 = 9 \text{ l/s}$

$Q_{er} = 130 \text{ l/s} + 6 \text{ l/s} = 139 \text{ l/s}$

$Q_{av} = 170 \text{ l/s}$

Conditions d'écoulement amont

$Q_{er}$  et  $Q_{av}$

Debit decennal

$Q_{ps} = 1382 \text{ l/s}$

$V_{ps} = 1,22 \text{ m/s}$

$\frac{Q_r}{Q_{ps}} = \frac{1120}{1382} = 0,81 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{t_{am}}{\text{Dam}} = 0,705 \rightarrow t_{am} = 0,85 \\ \frac{V_{am}}{V_{ps}} = 1,08 \rightarrow V_{am} = 1,32 \text{ m/s} \end{array} \right.$

Debit critique :

$Q_{ps} = 1382 \text{ l/s}$

$V_{ps} = 1,22 \text{ m/s}$

$Q_{cr} = 139$

$\frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{139}{1382} = 0,10 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{t_{amc}}{\text{Dam}} = 0,211 \rightarrow t_{amc} = 0,25 \\ \frac{V_{amc}}{V_{ps}} = 0,65 \rightarrow V_{amc} = 0,79 \text{ m/s} \end{array} \right.$

Debit de temps sec:

$$\begin{array}{l} \frac{Q_{ts}}{Q_{ps}} = \frac{9}{1382} = 0,0065 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{T_{amts}}{D_{am}} = 0,055 \longrightarrow t_{amts} = 0,066 \text{ m} \\ V_{ts} = 0,30 \longrightarrow V_{ts} = 0,37 \text{ m/s} \\ V_{ps} \end{array} \right\} \end{array}$$

b Deversoir à seuil latéral et à conduite aval libre

b.1) démarche générale :

- Définition des données de base
- Fixation diamètre et pente aval
- Calcul des conditions hydrauliques amont et aval :

Ce calcul permet de connaître pour  $Q_r$ ,  $Q_{cr}$ , et  $Q_{ts}$  les hauteurs de remplissage et les vitesses aussi bien dans la canalisation amont que dans la canalisation aval.

b.2) Exemple de calcul d'un deversoir d'orage à seuil latéral et à conduite aval libre.

Reprenons les caractéristiques hydrauliques du deversoir d'orage à conduite aval étranglée calculée ci-dessus.

Fixations à 400 mm le diamètre de la conduite de débit maintenu. Nous voulons évacuer vers l'aval le débit critique

Conditions d'écoulement aval:

$$D_{av} = 400 \text{ mm}, Q_{ps} = 191 \text{ l/s}, V_{ps} = 1,53 \text{ m/s}$$

$$I_{radav} = 0,007 \text{ m/m}$$

$$\frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{139}{191} = 0,73 \longrightarrow \frac{h}{D} = 0,646 \text{ et } h = 0,26 \text{ m}$$

$V_{cr} = 1,64 \text{ m/s}$

$$\frac{Q_{ts}}{Q_{ps}} = \frac{9}{191} = 0,0471 \longrightarrow \frac{t_{avts}}{L} = 0,145$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_{avts} = 0,06 \\ V_{avts} = 0,81 \text{ m/s} \end{array} \right.$$

b) Les bassins en eau : Contrairement au premier type, ces bassins présentent un certain niveau d'eau permanent, généralement d'une profondeur d'eau de 1m. Ce tirant d'eau est très utile, étant donné que dans la plupart du temps, ces bassins sont destinés à la pisciculture. Néanmoins, on doit prendre garde à la pollution et aux pertes d'eau (infiltration, évaporation) puisque les apports d'eau peuvent être également issus d'une manière contenue, d'une source, ruisseau, nappe phréatique. Le bassin en eau pourra être utilisé dans un milieu d'attraction, de ce fait un aménagement doit être réalisé, il comprend.

- Un talus de pente maximale 1/6 de préférence gazonné
- Un résierberne horizontale pour raison de sécurité
- Un parement vertical.

Fig. 19 a

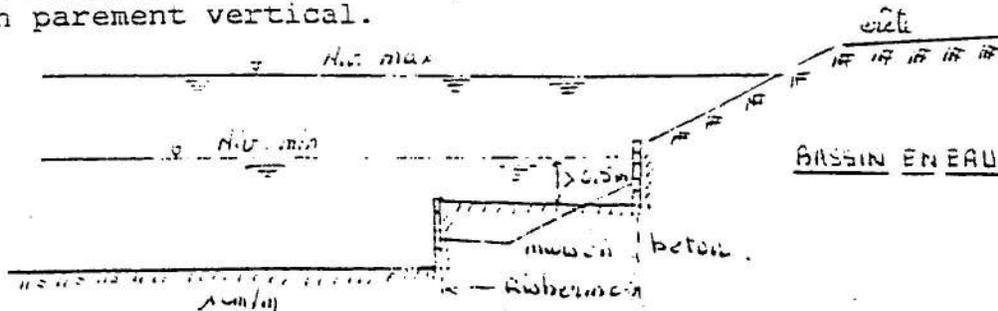
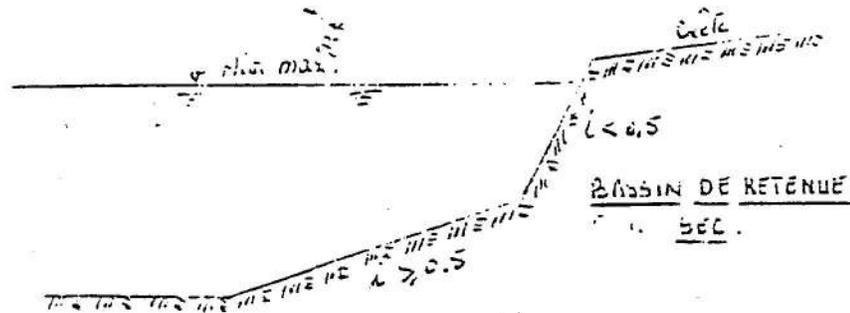


Fig. 19 b



#### 4.6.2 DETERMINATION DU VOLUME DU BASSIN

Le calcul du volume d'un bassin, tient compte de certains paramètres qui ne sont pas négligés :

- La quantité d'eau de pluie tombée directement sur la surface du bassin.
- Des apports d'eau de ruissellement recueillis en amont pendant une précipitation.
- Les sources alimentant de manière continue la retenue tous ces facteurs permettent le remplissage de la retenue, parallèlement d'autres paramètres tendent à vidanger la retenue à savoir :
- Le débit d'évacuation destinée à d'autres

utilisations ( irrigation, station d'épuration).

- Les pertes d'eau par évaporation
- Les pertes d'eau par infiltration

Par conséquent, nous envisageons deux méthodes de détermination du volume, toutes deux fonctions de la pluviométrie et de la surface du bassin considéré.

1ere Methode de détermination du volume (methode des pluies)

Cette méthode se base essentiellement sur un principe hydraulique, et par conséquent nous citons uniquement les étapes à suivre pour la détermination du volume.

- Il faut connaître la fréquence

$$f = \frac{1}{T} \text{ des pluies et}$$

la valeur du débit demandé (Q) : c'est à dire le débit qui sort du bassin de retenue.

Déterminer le volume V1 évacué pendant un temps t.

$$V1 = 3600 Q \cdot t$$

Avec :

V1 en (m3)  
Q en (M3/s), débit de vidange  
t en (heure)

. Déterminer la hauteur d'eau évacuée qui correspond au volume par hectare de surface active (Sa) du bassin.

$$h = \frac{360 Q \cdot t}{S \times C_{ap}} = f(t) \quad (1 \text{ mm} \rightarrow 10 \text{ m}^3/\text{ha})$$

S- Surface du bassin

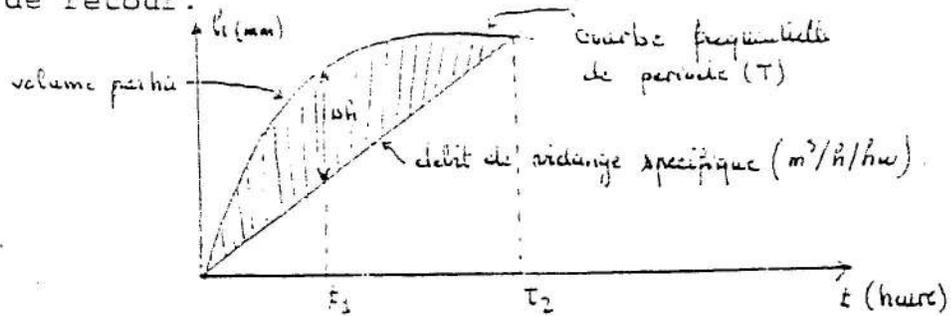
Cap désigne le coefficient d'apport qui est fonction de la nature du sol et du pourcentage de boisement. ce coefficient est différent du coefficient de ruissellement, et est compris entre 0,05 et 0,6

avec : h ( mm)  
Q ( m3/s)  
t ( heure)  
Q ( ha)

La surface active est égale au produit du coefficient d'apport par l'aire totale S du bassin versant.

. Représenter graphiquement  $h = f(t)$ , et la courbe du

classement fréquentiel des pluies qui correspond à la période de pluie de retour.



t1- représente le temps de remplissage  
 t2-t1 =  $\tau$  représente le temps de vidange

Dans ce cas h représente la hauteur de pluie à stocker/ ha

. On déduit donc le volume du bassin de retenue

$$V_b = 10 \cdot h \cdot S_a$$

$V_b$  - (m<sup>3</sup>)

h - (mm)

S<sub>a</sub>-(ha), 10-homogénéité des unités (mm-hectare), 1mm → 10m<sup>3</sup>/ha

### 2eme Méthode de détermination du volume

Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant.

. On détermine le débit Q' d'après la relation suivante

$$Q' \text{ (mm/h)} = \frac{360 Q}{S_a}$$

. En fonction de Q' (mm/h), on détermine la hauteur d'eau h (mm) qui est la capacité spécifique de stockage moyennant les principes hydrologiques.

. On détermine le volume V<sub>b</sub> moyennant la relation

$$V_b \text{ (m}^3\text{)} = 10 \cdot h \cdot S_a$$

. On majore la valeur de V<sub>b</sub> d'une valeur de 1 V<sub>b</sub>, pour

tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite lequel, les calculs sont basés.

$$\text{d'ou } V_t = V_b + \frac{1}{6} V_b = \frac{7}{6} V_b$$

#### 4.6.3 LES PRINCIPAUX MODES DE REALISATION

a) Le bassin en maçonnerie, comprenant un mur de soutènement périphérique et un radier, est recouvert par un enduit de ciment étanche éventuellement peint. Une margelle en dalles de pierres utilisée pour la décoration dans le cas d'un bassin d'agrément.

b) Le bassin est constitué d'une fouille dont les parois ont été revêtues d'une couche d'argile pilonnée de 15 à 20 cm, l'étanchéité est médiocre et il s'agit plus d'une mare que d'un bassin.

c) Le bassin de terre revêtu d'un matériau étanche, le fond de fouille et le talus sont couverts par une feuille étanche en plastique ou en élastomère de synthèse bloquée en tête par divers procédés, cette solution est économique mais demande des talus encombrants. Le matériau utilisé pour ce cas doit posséder certaines qualités à savoir :

- résistance au vieillissement
- solidité pour ne pas être perforé par les racines ou les rongeurs.
- résistance chimique aux effets du sol, de l'eau, des produits organiques naturels, des matériaux divers.
- Imperméabilité à l'eau
- Souplesse pour suivre les mouvements du sol sur lequel il est posé (6) (2) (7)

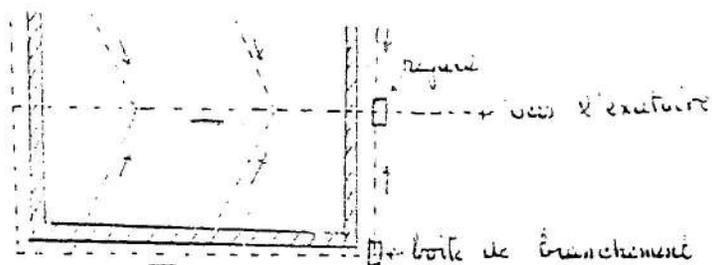
#### DRAINAGE DE BASSIN (fig. 20)

Un drainage doit être prévu sous le bassin pour contrôler les fuites éventuelles et, le cas échéant, éliminer les sous-pressoins dues à la montée de la nappe phréatique.

Suivant l'importance du bassin et des venues d'eau probables, les drains peuvent être constitués par :

- Un drainage élémentaire en tuyau plastique Ø 100 placés tous les 3 à 4 m sous le bassin dans une tranchée.
- Un drainage complet comprenant une couche drainante en gros granulats en dessous de laquelle sont placés des drains comme le montre le schéma.

fig. 26.



Dans les deux cas ces drains sont reliés à un regard accessible qui permet de contrôler le débit de fuite, puis à un exutoire.

De plus un drainage en crête, à la périphérie, est utile pour arrêter les eaux de ruissellement, surtout si le terrain est en pente.

Ce drainage, indispensable pour les bassins revêtus de feuilles plastiques, est conseillé, pour les bassins maçonnés afin de recueillir les eaux de fuite éventuelle. Dans les deux cas, il empêche le soulèvement sous la pression de l'eau accumulée dans le terrain lors des vidanges.

#### PREPARATION POUR BASSIN

La fouille est exécutée jusqu'aux cotes nécessaires avec des talus latéraux dont la pente est fonction du revêtement utilisé.

Dans le cas d'emploi de feuille souple ; celle-ci doit être de 3 à 2 de longueur pour 1 de hauteur, 2 pour 1 étant la limite. Cette pente donne des talus stables et permet et faciliter la pose de feuilles plastiques.

Le sol est dressé soigneusement et tous les obstacles saillants retirés (grosses pierres etc...). Une couche de sable donne une surface plane au fond, les talus sont compactés avec soin et la surface lissée pour éviter que la pluie ne trace des rigoles.

Les feuilles plastiques sont déroulées sur le sol puis assemblées par soudure à chaud ou similaire. La mise en eau doit suivre rapidement pour que la feuille ne soit pas soulevée et déplacée par le vent.

Dans le cas de bassin maçonné, il s'agit d'une feuille classique pour un ouvrage enterré en béton armé. Dans les deux cas, la présence d'une nappe phréatique proche constitue une gêne importante :

Il faut alors lester le bassin pour éviter son soulèvement.

#### 4.7 BASSINS A DEVERSOIRS DE PLUIE ET CANALISATION UTILISES COMME RETENUES.

##### a) Bassins à déversoirs de pluie.

Les bassins pièges sont des bassins qui ne sont pas traversés par l'eau de déversement.

Les bassins de transit sont des bassins traversés par l'eau de déversement.

La connexion est directe lorsque le débit dirigé vers la station d'épuration passe par le bassin.

La connexion est latérale lorsque le débit dirigé vers la station d'épuration passe à côté du bassin, le bassin est alors alimenté par un déversoir de pluie.

##### Deversoirs :

Dans le cas de bassins-pièges à connexion directe, il n'y a qu'un déversoir, en amont de l'ouvrage, qui commence à déverser quand le bassin est plein.

Les bassins à connexion latérale sont alimentés par la canalisation d'arrivée par un déversoir de pluie qui commence à déverser lorsque le débit dérivé vers la station d'épuration a dépassé la valeur fixée.

##### Débits sortants :

On désigne par débit sortant la moyenne entre le débit dérivé vers la station au début de la mise en charge et celui au début du déversement.

Dans les bassins à déversoir de pluie à connexion directe vides, le débit  $Q$  sortant doit être au moins le  $Q_{ts}$  pour éviter dans le bassin. les bassins déversoir de pluie à connexion latérale doivent être alimentés au plus tôt une fois dépassé  $Q$  sort = 2  $Q_{ts}$ . Dans le cas des projets nouveaux, la canalisation devrait être dimensionnée, après chaque décharge par bassin de pluie pour au moins (1+2)  $Q_{ts}$  au mieux (1+3)  $Q_{ts}$  pour faire face à des développements imprévisibles.

Grace à la commande des débits sortants, on peut maintenir constant le débit issu du bassin de pluie et d'adapter au format actuel de la station d'épuration. Sur le réseau, cette adaptation peut aussi résulter d'un tuyau d'étranglement installé de façon provisoire.

b) Dimensionnement des bassins à déversoirs de pluie

Le volume utilisable V est le volume de bassin jusqu'au niveau de deversement du déversoir. Les bassins, à déversoirs de pluie ne doivent pas être dimensionnés pour des intensités de pluie inférieures à 10 l/s/ha car alors, dans de nombreux cas l'efficacité souhaitée ne serait pas atteinte. Le volume utile nécessaire des bassins à déversoirs de pluie, se calcule au moyen des courbes (voir graphe fig.22d ).

$$V = v \cdot a \cdot S_{red}$$

V- volume utile du bassin à déversoir  
 v- volume de bassin en m<sup>3</sup>/ha selon le graphe  
 a- facteur correctif du temps d'écoulement  
 S<sub>red</sub>- proportion imperméabilisée de la surface assainie raccordée.

Le facteur correctif de temps d'écoulement "a" s'évalue selon le tableau suivant en fonction du temps d'écoulement calculé de la pluie de calcul dans le réseau jusqu'au bassin.

temps d'écoult t <sub>c</sub> en mn	coeff du temps d'écoult "a"
5	1.00
10	1.25
15	1.43
20	1.63
25	1.74
30	1.82

Pour des raisons de construction, les bassins de transit de moins de 100 m<sup>3</sup>, et les bassins pièges de moins de 50 m<sup>3</sup> ne sont pas recommandés sur le réseau.

Exemple

• Bassins-pièges à connexion directe  
 Hypothèses:  
 S<sub>red</sub> = 12 ha  
 t<sub>c</sub> = 10 mm ( sans décharge antérieure sur ce réseau )  
 i<sub>crit</sub> = 11 l/s ha  
 Q<sub>ts</sub> = 20 l/s  
 Q<sub>max</sub> = 1600 l/s  
 calcul :  
 Q<sub>sort</sub> = 2 Q<sub>ts</sub> = 40 l/s (supposé constant)  

$$i = \frac{Q_{sort} - Q_{ts}}{S_{red}} = \frac{40 - 20}{12} = 1,7 \text{ l/s/ha}$$
 intensité correspond au débit sortant

$V = v \cdot a \cdot S_{red}$   
 $v = 9,5 \text{ m}^3/\text{ha}$  (tiré de la figure)  
 $a = 1,25$  (pour  $t_f = 10 \text{ mn}$ )  
 $V = 9,5 \times 1,25 \times 12 = 142,5 \text{ m}^3$

Calcul de la longueur  $L_d$  du seuil du déversoir de bassin

$$L_d = \frac{3}{2} \times \frac{Q_d}{\mu \sqrt{2g h_d^3}}$$

avec  $Q_d = Q_{max} - Q_{sort} = 1600 - 40 = 1560 \text{ l/s}$   
 charge choisie  $h_d = 0,25 \text{ m}$   
 $L_d = 6,9 \text{ m}$

c) Canalisation utilisée comme retenues avec déversoirs amont

Une canalisation utilisée comme retenue doit être en règle générale projetée et exploitée comme un bassin piège c à d comme un bassin à déversoir de pluie à connexion directe.

Une canalisation peut être utilisée comme retenue, lorsque la pente dans la zone qu'elle parcourt, garantit une vitesse d'écoulement calculée d'eau moins  $0,8$  à  $1 \text{ m/s}$  en débit de temps sec pour empêcher les dépôts.

Avantages :

- Pas d'ouvrages supplémentaires sur la canalisation
- vidange gravitaire
- pas de canalisation accessoire

Inconvénients :

- dépôts de boue
- le niveau de retenue est soulevé.

Exemple

Hypothèses:

$S_{red} = 12 \text{ ha}$   
 $t_f = 12 \text{ mn}$ , pas de décharge amont dans le réseau  
 $i_{crit} = 15 \text{ l/s ha}$   
 $Q_{ts} = 20 \text{ l/s}$   
 $Q_{max} = 1600 \text{ l/s}$

Calcul:

$$Q_{\text{sort}} = 2 Q_{\text{ts}} = 40 \text{ l/s}$$
$$i_{\text{sort}} = \frac{Q_{\text{sort}} - Q_{\text{ts}}}{S_{\text{red}}} = \frac{40 - 20}{12} = 1,7 \text{ l/s /ha}$$

$$V = v \cdot a \cdot S_{\text{red}} \text{ en m}^3$$
$$v = 10,0 \text{ m}^3/\text{ha}$$
$$a = 1,36 \text{ -----} \rightarrow V = 163 \text{ m}^3 \left. \vphantom{a} \right\} \text{ voir fig. 24d}$$

On adopte pour canalisation utilisée comme retenue une ovoïde 1000/1500 pour  $k = 1 \text{ mm}$  et  $J_s = 0,4 \%$  on a :

$$Q_v = 2,505 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } V_v = 2,18 \text{ m/s}$$

Evaluation de la longueur "l" de la canalisation utilisée comme retenue: (fig. 21)

Le taux de remplissage à  $Q_{\text{sort}}$  est de

$$\frac{Q_{\text{sort}}}{Q_v} = \frac{40}{2505} = 0,016 ; \text{ il en résulte la vitesse :}$$

$$V_{\text{sort}} = 0,43 \text{ m/s} \quad V_v = 0,94 \text{ m/s}$$

----> La section mouillée à  $Q_{\text{sort}}$  est de :

$$S_{\text{sort}} = \frac{Q_{\text{sort}}}{v} = \frac{0,040}{0,94} = 0,0043 \text{ m}^2$$

La section utilisable en retenue est donc de :

$$1,15 - 0,043 = 1,10 \text{ m}^2$$

La longueur de canalisation utilisée comme retenue est de:

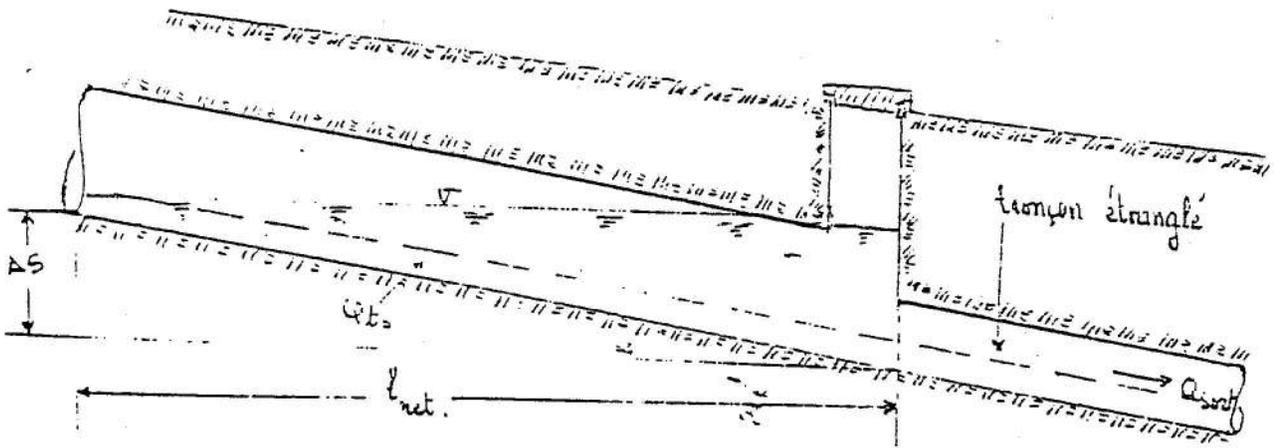
$$l_{\text{ret}} = \frac{163}{1,1} = 148,2 \text{ m}$$

La dénivellée  $\Delta s = L \cdot J_s = 148,2 \times 0,004 = 0,59 \text{ m}$

d) Exemples de combinaisons de fonctionnement des canalisations des décharges pluviales et de la station d'épuration

1. Bassin piège à connexion directe en limite de zone assainie (fig. 22a)

- Le temps d'écoulement jusqu'au bassin est inférieur à 15 mn, pour tous les cas.



VOLUME DE LA CANALISATION UTILISEE COMME RETENUE  
A DEVERSOIR AVAL. fig. 21

- Le débit vers la station d'épuration maintenu constant en cas de pluie, est de  $(1+1)$  Qts.
- La pente est suffisante pour une vidange gravitaire
- Pour des zones assainies plus petites, aucun deversoir de pluie ne devrait être prévu sur le réseau.

Une canalisation utilisée comme retenue avec deversoir amont est également une bonne solution, lorsqu'on peut utiliser un collecteur existant.

## 2- Bassin piège à connexion latérale sur la station d'épuration fig 22b

L'eau n'arrive à l'émissaire qu'après remplissage du bassin. Après la fin de la pluie, le contenu du bassin piège est dirigé par pompage dans la canalisation d'arrivée de la station d'épuration.

## 3 Bassin de transit à connexion latérale à la fin de la zone d'assainissement. (fig. 22c)

Le temps d'écoulement de l'ensemble de la zone d'assainissement jusqu'au bassin est supérieur à 15 mn. Sur le réseau d'assainissement, on décharge à i crit. Par manque de pente, il faut pomper le contenu du bassin après la fin de la pluie dans la canalisation allant à la station d'épuration (8)/

### e) Utilité des bassins-pièges :

- Sont considérés pour des surfaces assainies sans décharge.
- sont utiles lorsque le temps d'écoulement de la pluie de calcul dans le réseau jusqu'au bassin est inférieur à 15 mn. <
- En amont, il n'y a pas de deversoirs de pluie susceptibles de commencer à déverser au dessous d'une intensité de pluie de 30 l/s.

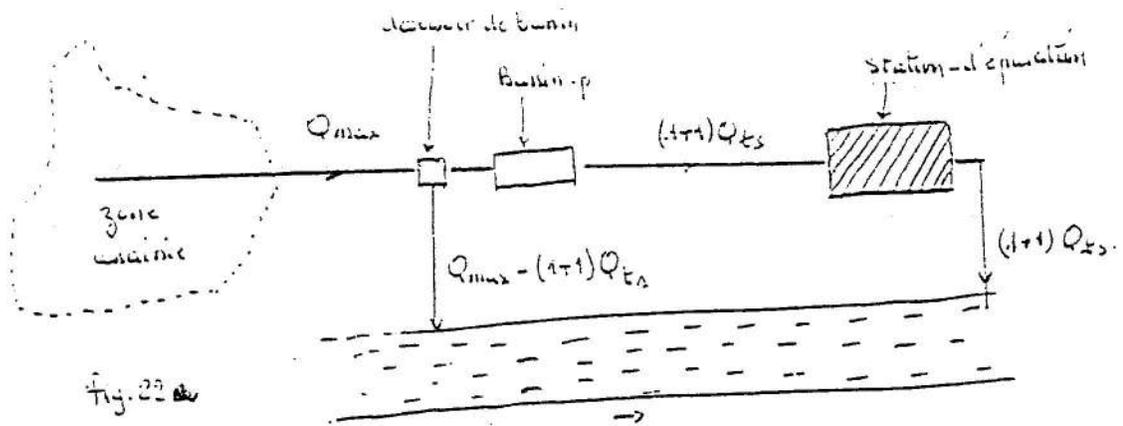
### f) Avantages et inconvénients des bassins pièges:

#### \* B.p à connexion directe

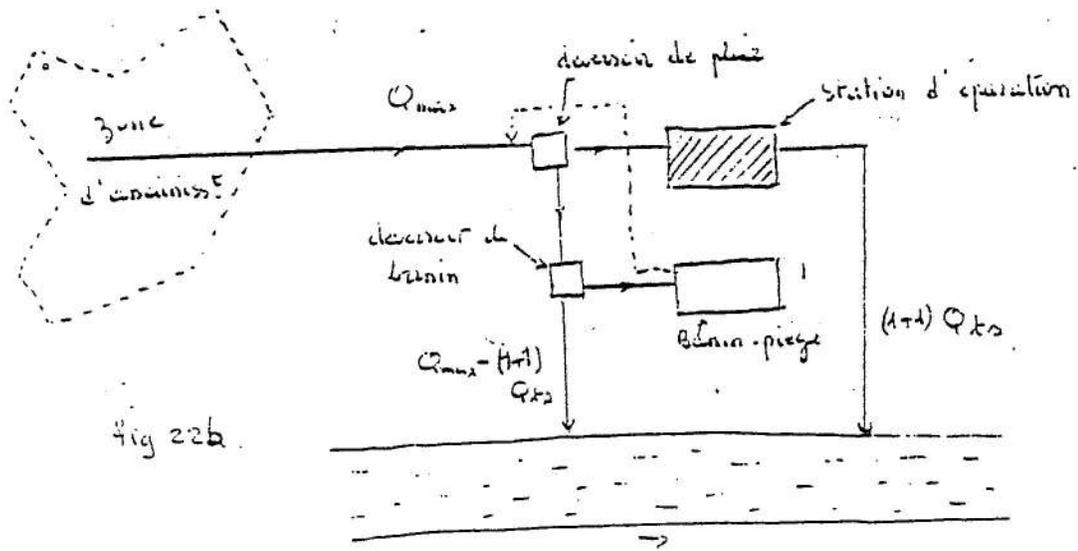
##### - Avantages

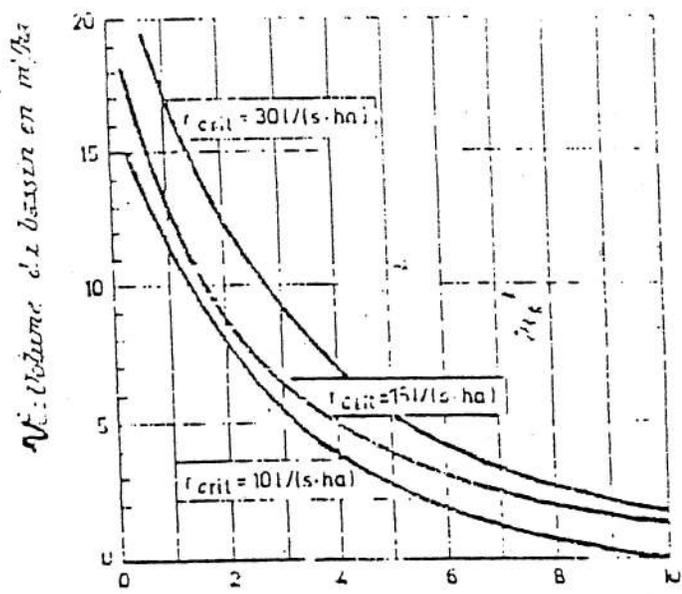
Un seul deversoir  
pas de canalisation accessoire  
vidange gravitaire possible  
grande liberté de conception en plan.

Bassin piége à connexion directe à la fin de la zone assainie



Bassin piége à connexion latérale sur la station d'épuration.





Débit dérivé vers la station d'épuration  
(intensité de pluie dérivée  $i_{db}$  en l/s/ha)

Abaque de dimensionnement pour les bassins à déversoir de pluie.  
fig. 21d.

Plan de l'axe de la voie relative à la fin des travaux d'entretien

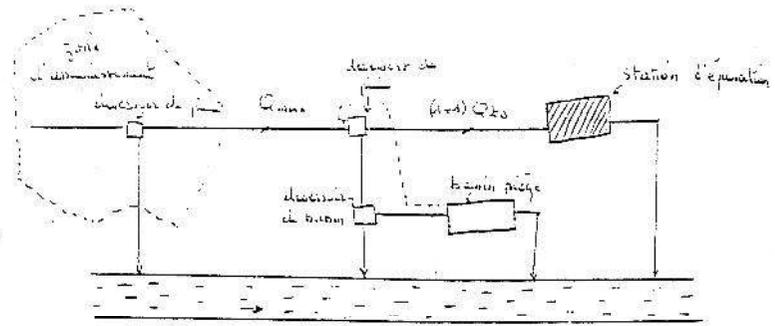


fig. 216

-Inconvénients:

- . Débit vers la station variable s'il y a absence de régularisation.
- . Alimentation du bassin très fréquente qu'en connexion latérale.
- . perte de charge éventuelle

\*Bassin piège à connexion latérale

- Avantages:

- . Pas de perte de pente du collecteur.
- . en temps sec, le bassin n'est pas traversé.

bassin à connexion directe sans régulation.

- Inconvénient :

- . davantage de canalisation de bassin

\* Bassin de transit

Ils sont considérés lorsque :

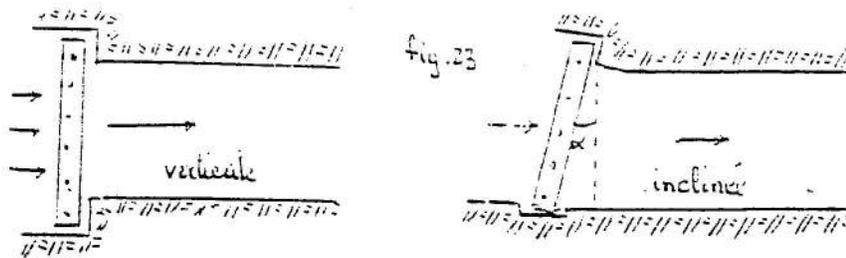
- Ils jouent le rôle de décanteurs
- le temps d'écoulement de la pluie de calcul dans le réseau jusqu'au bassin est supérieur à 15 mn.
- Sur des réseaux déjà déchargés en amont.

4.8 GRILLES DE RETENUE (fig.23)

Les grilles servent à retenir les matières les plus grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent de grilles à barreaux placées en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un maniement inattentif, chaque grille est équipée d'un by-pass. Celui-ci peut être supprimé que dans certains cas par exemple dans une station pour eaux d'égout provenant d'une canalisation séparée. la grille causerait un reflux si le canal n'était pas élargi à l'emplacement de la grille. la vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser 0,5 à 1,5 m/s.

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage, installées à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées.



L'écartement ( $e$ ) des barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

- grille précédant une station d'épuration.  
 $40 < e < 60\text{mm}$
- grille précédant une station de pompage
  - . petite pompe :  $e = 20 \text{ mm}$
  - . grosse pompe :  $40 < e < 50\text{mm}$
- grille sur by-pass:  $100 < e < 200\text{mm}$

إمضاء بـ بوعـلام صالح  
Boualem SALAM

Dans certaines installations, l'encrassement des grilles crée une perte de charge qui fait monter le niveau amont, dès que celui-ci atteint une certaine cote, l'opération de dégrillage est mise en route.

#### 4.9 DESSABLEURS

Dans les dessableurs, on élimine des eaux usées les matières facilement décantables, le plus souvent du sable. les dessableurs sont nécessaires pour la protection des ouvrages.

- frottement au niveau des conduites et pompes
- pertes en volume utilisable dues aux dépôts qui se forment rapidement.

\* La decantation se distingue du dessablement en ce sens qu'elle enlève toutes les particules en suspension, de densité supérieure ou inférieure à 1.

\* Le dessablement arrête seulement le sable et les autres matières plus lourdes que l'eau et que les hydrocarbures par exemple.

Les particules des grains charriés ont une granulométrie qui s'échelonne de 0,05 mm à 3 mm de diamètre.

Pour les grains de  $\phi < 0,05$  les ouvrages sont mesurés (>200m). En conséquence, le dessablage ne s'effectue que sur les particules de diamètre  $>$  à 0,02 mm.

Selon les vitesses d'écoulement, les matières putrescibles, ou seulement les gros grains de sable sont éliminés. Etant donné que le débit d'eau usée est variable, il est souhaitable, que les bassins dessableurs soient traversés à la vitesse d'écoulement de 0,2 ou 0,3 m/s (vitesse de sédimentation 0,001 à 0,05 m/s pour 0,1 à 0,3 mm). Dans les stations d'épuration, les dessableurs sont toujours placés à l'aval des grilles de retenue et à l'amont du decanteur primaire, et également au niveau du siphon à point bas.

#### 4.9.1) Dessableurs couloirs

Le dessableur est un canal avec une partie élargie. L'entrée doit être construite de telle façon que la vitesse soit réduite avec une répartition de vitesse au niveau de cette partie élargie aussi régulière que possible ou une vitesse de 0,3 m/s puisse être maintenue.

#### 4.9.2) Dessableur aéré (Fig. 24)

Dans un dessableur aéré, on insuffle de l'air par un côté, on provoque aux eaux usées un mouvement giratoire avec une vitesse marginale de 0,3 m/s environ. Ce phénomène a pour but

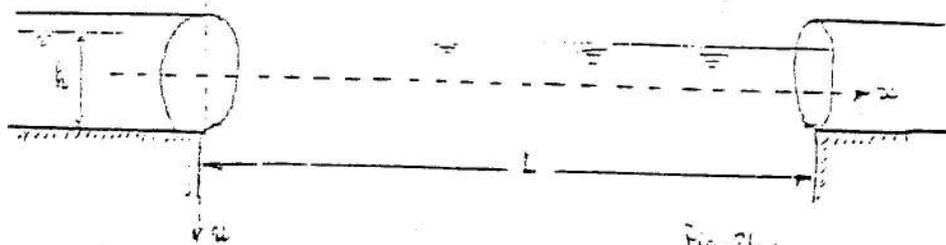
- Un rafraichissement des eaux d'égout par apport de O<sub>2</sub> atmosphérique.
- Une décantation de grains de sable très fins qui contiennent très peu de matières organiques.

Les différents débits d'eau usée transitée donnent une hauteur qui est généralement fixée par le niveau d'eau dans le premier bassin de décantation et par les pertes de charge obtenues par frottement.

Le dessableur doit être placé de manière à ce que la vitesse correspondant aux faibles débits dans le canal sera maintenue dans l'ordre de 0,5 m/s.

#### Choix technique de l'ouvrage projeté

- Donner une forme optimale compte tenu des contraintes de place (rectangulaire simple, plusieurs éléments disposés en // ou en serie).
- Prévoir les équipements nécessaires au fonctionnement insufflation d'air ou broyage mécanique pour éviter les dépôts de matières organiques à plus faible débit
- Considérer les conditions d'exploitation : fréquence de dépotage.



A l'entrée du bassin, nous avons :

$$y = \bar{u} \cdot t$$

$$w = vt = \frac{v}{u} \cdot t$$

u- représente la composante de la chute d'une particule

v- vitesse de l'eau à l'entrée du bassin

Le calcul de la largeur nécessite la connaissance de la vitesse de sédimentation (u) des particules supposées sphériques.

$$u = \left[ \frac{4g d (p_d - p)}{3c p} \right]^{0,5}$$

d- diamètre de la particule

p<sub>d</sub>- masse volumique de la particule

p- masse volumique du fluide

c- coefficient de frottement

$$\text{- si } Re = \frac{u \cdot d}{v} < 1 \text{ ----> } c = \frac{24}{Re}$$

$$\text{- si } 0,5 < Re = \frac{u \cdot d}{v} < 200 \text{ ----> } c = \frac{24}{Re} + \frac{3}{Re} + 0,034$$

Quelques vitesses de sédimentation en fonction des diamètres des particules:

d (mm)	u (cm/s) eau à 15 °c
200	0,29
1,50	0,23
1,00	0,17
0,80	0,14
0,60	0,10
0,50	0,10
0,40	0,07
0,30	0,05
0,20	0,03
0,1	0,01
0,05	0,002

- Le temps de chute théorique dans un bassin de hauteur h est donc:

$$t = \frac{h}{u}$$

- La longueur minimale du bassin est alors  $L = v \cdot t = \frac{h}{u} \cdot v$

### Exemple

La longueur nécessaire pour qu'une particule de 0,1 mm de diamètre, débouchant dans le bassin à une vitesse  $v = 0,3$  m/s chute est théoriquement :

$$L = \frac{h}{u} \text{ avec } u = 1 \text{ cm/s}$$

Si la profondeur  $h = 1$  m, on a  $L = 30$  m  
Si le bassin est rectangulaire, on a donc :

$$h \times l = S = \frac{Q}{v} \text{ soit } l = \frac{Q}{v \cdot h}$$

h- hauteur d'eau

l- largeur minimale du bassin

Q- débit d'arrivée à pleine section (débit max. à décanter)

si- S du bassin  $> \frac{\pi D^2}{4}$  (section d'arrivée), et  $D=h$  et qu'on

admet une vitesse d'autocurage  $V_0$ , on a :

$$\frac{\pi D^2}{4} V_0 = l \cdot h \cdot v = l \cdot D \cdot v \rightarrow l = \frac{\pi \cdot D \cdot V_0}{4 v}$$

### 4.9.3. Dimensionnement d'un dessableur couloir (fig. 25)

#### EXEMPLE

Soient les débits  $Q_{Ti}$  transités dans un canal de dimensions communs et  $h_{Ti}$  les hauteurs d'eau dans le canal à l'amont du dessableur.

$Q_{max}$	$Q_{T14}$	$Q_{T24}$	$Q_{T37}$
$h_{max}$	$h_{t14}$	$h_{t24}$	$h_{t37}$

Si on considère que la vitesse d'écoulement ( $v$ ) à travers le dessableur est de l'ordre de 0,3 m/s aussi régulière que possible pour que l'effet de débouage soit conservé

Nous pouvons écrire :

$$S_i = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{0,3} = 0,3 Q_i \text{ (m}^2\text{)}$$

ce qui correspond :

Qmax	Qt14	Qt24	Qt37
S	St14	St24	St37

si nous choisissons hc pour profondeur de la cunette au niveau du dessableur :

- pour le debit minimum Qt 37

$$bt_{37} = \frac{St_{37}}{(ht_{37} + hc)}$$

- pour debit Qt 24

$$Q = Qt_{24} - Qt_{37} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

donc s = 3,3 Q (m<sup>2</sup>)

$$h = (ht_{24} + hc) - (ht_{37} + hc)$$

et  $bt_{37} = \frac{\Delta s}{\Delta h}$

Nous faisons de même pour les autres debits :

Qi , hi

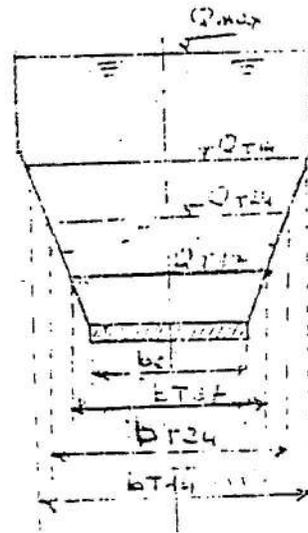
$$hi = hi - hi-1$$

$$Qi = Qi - Qi-1$$

$$si = 3,3 Qi$$

$$bi = \frac{\Delta si}{\Delta hi}$$

fig.25.



#### 4.9.4 Dimensionnement d'un dessableur aéré

Le calcul du dessableur aéré se fait toujours avec le debit maximum et la vitesse de transit de 0,3 m/s

L'insufflation d'air provoque une vitesse de balayage de l'ordre de 0,25 m/s.

Le profil est calculé selon le debit max et la vitesse de transit v' = 0,3 m/s

$$S = \frac{Q \text{ max}}{0,3} = 3,33 Q \text{ max}$$

Si on fixe  $b = 1,4 h$  ou  $h$  est la hauteur du dessableur  
 $S = 0,8 b \cdot h = 0,8 \times 1,4 \times h^2 = 1,12 h^2$  (m<sup>2</sup>)  
d'où  $h = 0,05 \sqrt{S} = 1,73 \sqrt{Q \text{ max}}$   
et  $b = 1,4 h = 2,42 \sqrt{Q \text{ max}}$   
La vitesse de balayage est provoquée par un débit d'air  $Q_a$  de l'ordre 3 -- 5 Nm<sup>3</sup> au / mx heure.

Donc nous pouvons déterminer la puissance d'air en tenant compte d'une perte de charge  $\Delta H$  dans les conduites d'introduction d'air par mètre de dessableur (10)

$$P = \frac{1000 (h + \Delta H) Q_{air}}{3600 \times 102 \times \eta}$$

$h$  - étant la hauteur du profil

La longueur du dessableur :

$\eta$  - rendement

$$L = (6 \text{ -- } 15) h \text{ max pour } \phi = 0,14 \text{ -- } 0,3 \text{ mm}$$

#### 4.10. BASSIN DE DECANTATION

Son rôle est d'éliminer les matières en suspension ou flottantes des eaux d'égout brutes épurées biologiquement ou chimiquement. la quantité de matières éliminées est déterminée par le temps de passage  $t = V$  lorsque les bassins de décantation ont traversés sans turbulence dans les chambres, or l'écoulement sans turbulence peut être perturbé par la variation de débit de température ou de la composition des eaux usées à traiter.

Lorsque le débit et la composition des eaux d'égout varient normalement, on peut calculer le bassin de décantation selon le débit moyen de temps sec  $Qt_{14}$  ou  $Qt_{18}$ .

Lorsque il y a peu de turbulence dans le bassin de décantation le temps de passage  $t_a$  correspond au rapport du volume du bassin  $V$  sur le débit d'eau usée  $Q$  qui arrive :

$$t_p = \frac{V}{Q}$$

Le temps de chute  $t_c$  dépend de la profondeur ( $h$ ) du bassin et de la vitesse de chute  $V_c$ .

$$t_c = \frac{h}{V_c}$$

## CHAPITRE V STATION DE RELEVEMENT ET DE REFOULEMENTS

Les réseaux d'assainissement d'agglomération, ont été pendant longtemps du type gravitaire. Depuis quelques années, la technique de refoulement sous pression avec l'usage de pompes, puis plus récemment d'aérojecteurs, s'est développée.

### 5.1 UTILISATION DES POMPES

Le refoulement sous pression avec une pompe permet dans une certaine mesure de s'affranchir du relief, et aussi du tracé de la voirie, les principales préoccupations du projeteur sont alors, sécurité de fonctionnement de l'installation de station de pompage, assurance d'un auto-curage du réseau, évacuation de la phase gazeuse et protection anti-belier.

Les pompes de relevement d'eaux d'égout doivent toujours être alimentées en charge pour éviter les desamorçages. Parmi les pompes utilisées, nous pouvons citer :

5.1.1) Les pompes centrifuges : Nous pouvons tenir compte de certains cas, lorsque nous utilisons ce type de pompes pour le refoulement des eaux usées d'égout à savoir :

- L'usure rapide du fait des matières dures en suspension contenues dans l'eau usée.

- Le risque d'obstruction par la présence des corps volumineux (exemple, chiffons, cartons, boites etc...).

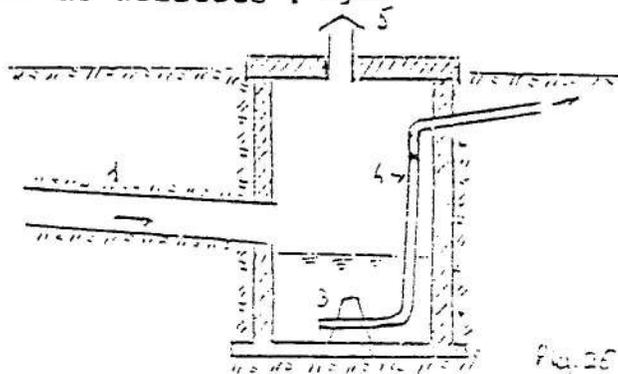
- L'encrassement dû au dépôt de sable par exemple.

Cependant certains dispositifs d'intervention peuvent être aménagés pour y remédier à ces problèmes.

Etant donné que ces pompes sont appelées à relever, les eaux usées chargées. Elles exigent une certaine protection par l'utilisation de grilles dont l'écartement des barreaux est étudié d'une façon appropriée.

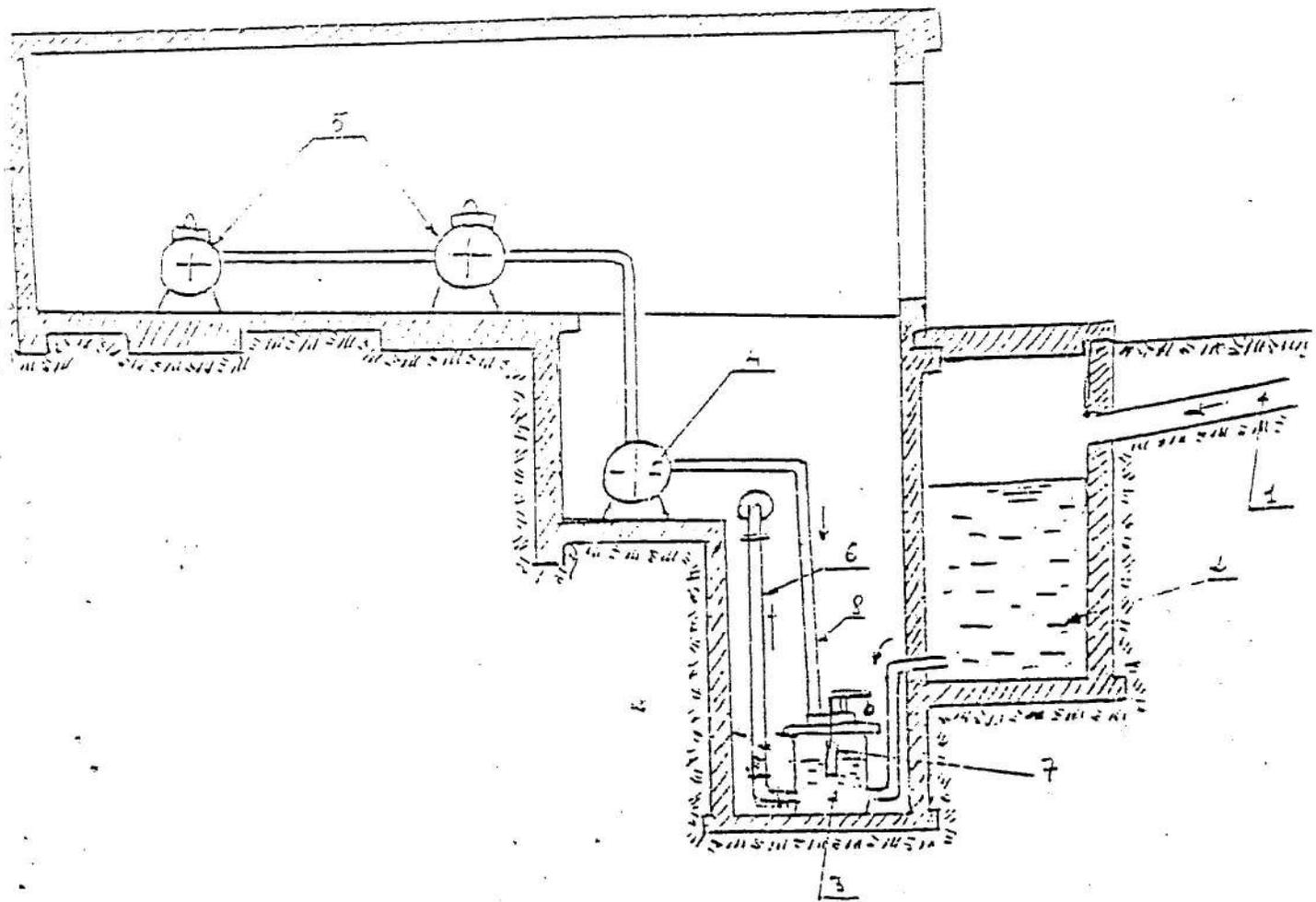
Si la protection par grille existe, on utilise deux cas d'installation :

\* Des pompes submersibles installées directement dans le bassin de collecte : fig. 26.



- 1 - Conduite d'arrivée des eaux usées
- 2 - bâche de collecte
- 3 - pompe
- 4 - Conduite de refoulement
- 5 - reniflard

fig. 26



- 1 - arrivée des eaux usées.
- 2 - bassin de réception des eaux usées.
- 3 - réservoir d'éjection.
- 4 - ballon d'air comprimé.
- 5 - appareils compresseurs.
- 6 - conduite de départ des eaux usées.
- 7 - flotteur.
- 8 - conduite d'arrivée d'air au réservoir d'éjection.

\* Des pompes sont installées dans un regard à accès facile séparé du bassin de collecte par un mur mitoyen, ou l'aspiration des eaux usées se fait en charge. fig.27

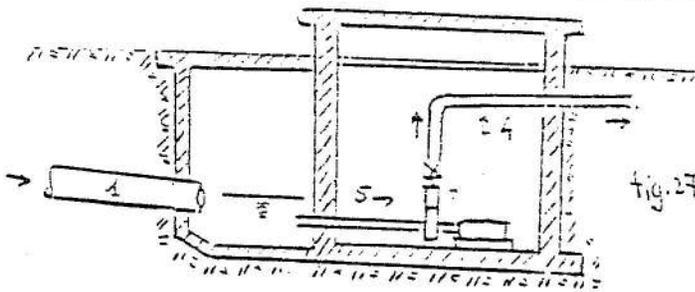


fig.27.

- 1 - Conduite d'amenée d'eau usée
- 2 - Conduite d'aspiration
- 3 - pompe
- 4 - Conduite de refoulement
- 5 - bassin de collecte

5.1.2) Pompes sécatriques: Ce sont des types centrifuges. Elles présentent une roue spécialement étudiée pour le broyage des matières contenues dans l'eau usée. Ce type de pompe trouve sa justification dans le cas où l'eau usée est rejetée en mer d'une part vues certaines contraintes de l'eau transitée exigeant des matières en suspension très fines. A l'amont de ces pompes, les grilles utilisées ne demandent pas un écartement entre barreaux trop serrés.

Ces pompes ont été conçues, de façon à avoir un rendement variant de 70 à 80 %. Les pompes immergées peuvent être équipées de roues sécatriques dont les débits refoulés peuvent atteindre 300 l/s, également pour les pompes installées dans les regards étanches où les débits arrivent jusqu'à 400 l/s. Les hauteurs de refoulement peuvent atteindre 70 m (2).

### 5.1.3) BASSIN COLLECTEUR (d'aspiration)

Le bassin collecteur doit jouer non seulement le rôle d'accumulation, mais également le rôle de volant régulateur, étant donné que le débit arrivant est variable, alors que le débit refoulé est constant. le volume du bassin doit être déterminé pour une période du cycle acceptable, c,à,d 4 à 6 démarrages en concordance avec l'entretien du matériel. Le volume du bassin de collecte est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{t}{4n} Q$$

ou Q désigne le débit maximum de l'égout en cas de ruissellement, c'est le débit d'orage décennal. Dans le cas de temps sec, c'est le débit d'eaux usées domestiques et industrielles.

t- durée en seconde pour une période du cycle de fonctionnement.

n- nombre de pompes de refoulement, dans ce cas, ayant les mêmes caractéristiques. pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 mn.

### 5.2 UTILISATION DE LA VIS D'ARCHIMEDE *fig.23.*

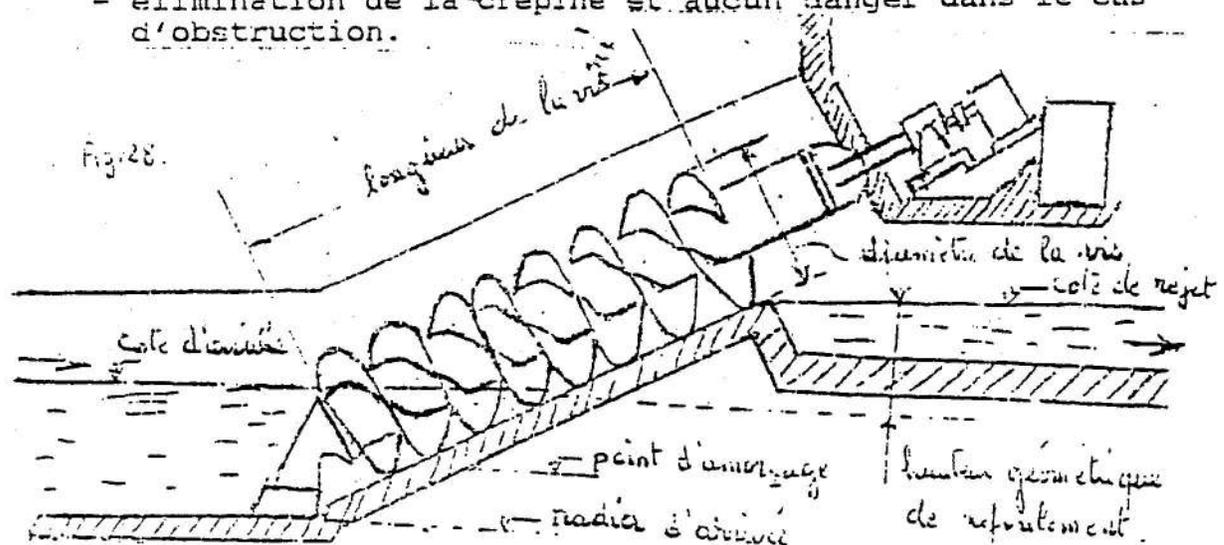
La vis proprement dite permet également le relèvement des eaux usées. Elle est formée d'un tube en acier sur lequel sont soudées les spires en tôle.

L'entraînement a lieu à l'aide d'un moteur électrique, étanche, un anti-devireur pouvant être monté sur son arbre, écrite pendant, la mise en marche, la rotation en sens inverse de la vis lorsqu'elle s'arrête avec une charge de liquide.

Le diamètre de la vis varie entre 250 et 3000 mm et les débits de 30 m<sup>3</sup>/h à 3600 m<sup>3</sup>/h. La hauteur de relèvement est fonction des dimensions de la vis.

Les avantages rencontrés dans le cas d'utilisation de la vis sont :

- relevage de toutes les matières véhiculées par l'eau
- suppression de la fosse d'aspiration
- élimination de la crépine et aucun danger dans le cas d'obstruction.



### 5.3 UTILISATION DES EJECTEURS

#### 5.3.1. Présentation des ejecteurs

Un réseau d'assainissement d'agglomération équipé d'éjecteurs se compose généralement de trois parties :

- Une partie amont à écoulement gravitaire ou est assurée la collecte des eaux usées vers les ejecteurs. les ejecteurs sont installés donc en un point bas, dans une fosse la plus souvent bétonnée. l'arrivée gravitaire se verse directement dans les ejecteurs sans bache de reprise

- Une partie sous pression au moins momentanément, à l'aval des ejecteurs.

- Une partie aval gravitaire vers la station d'épuration. Cette partie peut éventuellement être très courte devant la 2<sup>e</sup> partie du réseau. La structure générale d'un réseau est celle d'un réseau ramifié de l'aval vers l'amont.

Le principe de fonctionnement d'un ejecteur est le suivant: Les eaux usées collectées gravitairement s'accumulent dans le réservoir de l'ejecteur mis à la pression atmosphérique par un dispositif d'échappement d'air, lorsque leur niveau atteint une cote définie, de l'air comprimé est admis dans le réservoir à sa partie supérieure chassant l'eau par la partie inférieure vers l'aval du réseau. Un clapet à l'entrée évite le refoulement vers l'amont. Un clapet à l'aval évite le retour des effluents dans l'ejecteur. L'éjection dure jusqu'au moment où les eaux atteignent un niveau minimum défini dans le réservoir, l'arrivée d'air comprimé étant alors coupée. Les procédés de déclenchement et d'arrêt de l'éjection diffèrent d'un constructeur à l'autre, mais le principe général de fonctionnement reste le même.

La caractéristique essentielle des ejecteurs doit être leur simplicité de fonctionnement, voire leur rusticité. Pour le choix d'un ejecteur, on retiendra le plus simple et le plus fiable. (3) et (4)

En particulier l'étanchéité des clapets, surtout, doit être bonne.

Les ejecteurs utilisés pour les essais présentent trois particularités :

- Déclenchement et arrêt des ejecteurs commandés par le mouvement d'un flotteur vertical.
- Distribution brutale d'air comprimé au décollement d'un joint spécial
- Clapets très simples constitués d'une plaque de caoutchouc portant une plaque en tôle.

L'alimentation en air comprimé est assurée par un compresseur par ejecteur ou bien par un réseau de distribution d'air à partir d'une station de compresseurs. La distribution de l'air comprimé peut être effectuée par tube polyéthylène posé directement dans la tranchée au moment de la pose de canalisation de collecte ou de refoulement.

Les diamètres doivent être largement dimensionnés si la fréquence de pointe des éjections doit être élevée (plusieurs fois à la minute), de la glace pouvant alors se former dans la canalisation d'alimentation de l'ejecteur.

La pression d'air comprimé à la distribution de l'éjecteur doit évidemment toujours être supérieure à la pression régnant dans le réseau derrière le clapet de l'éjecteur.

Les éjecteurs sont très sensibles à la pression statique ou dynamique régnant à leur aval immédiat, également, pour une autre raison que l'apparition de la chasse d'air comprimé. la durée d'éjection ( $\tau$ ) augmente avec la pression dynamique tandis que le débit moyen durant l'éjection diminue. Avec les éjecteurs,  $\tau$  devient rapidement important dès que la pression dynamique dépasse 0,5 bar.

Les éjecteurs permettent le passage des déchets solides de dimensions relativement importantes, la seule limitation étant la possibilité de coincement du clapet.

### 5.3.2) Fonctionnement des éjecteurs

#### 1) Description :

L'appareil se compose d'une cuve étanche d'une capacité variable, deux clapets largement conçus, un distributeur à air comprimé reliant la cuve soit :

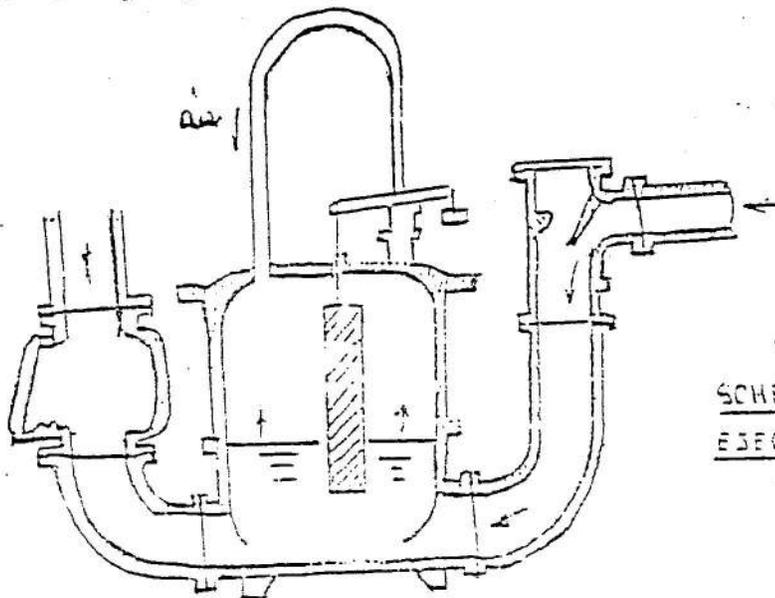
- à l'air comprimé
- à l'air libre

#### 2) Remplissage

Le flotteur complètement immergé ferme l'air comprimé et met la cuve à l'air libre, la cuve se remplit par gravité.

#### 3) Ejection

Le flotteur immergé laisse le contre-poids fermer l'échappement et ouvrir l'air comprimé. Le contenu de la cuve est refoulé rapidement. L'appareil vide devient inerte, sans dépense d'air jusqu'à la prochaine arrivée d'eau.



SCHEMA D'UN  
EJECTEUR

Remplissage

## 5.4 ACCESSOIRES DU RESEAU FORCE

### 5.4.1) Events

Des events, dont le rôle est de permettre une oscillation en masse comme dans les cheminées d'équilibre, tout en assurant l'évacuation de l'air accumulé en un point haut.

Ces events peuvent être construits soit en chlorure de polyvinyl soit en tôle mince et fixés sur un support solidaire d'une partie. la communication hydraulique avec le reseau sera assurée par un té et une vanne. Un tube manométrique disposé à l'extérieur de l'évent permet de connaître le niveau de l'eau dans ce dernier. l'évacuation de l'air par les events est totale tant que la ligne piézométrique dépasse la cote de la base de l'évent.

Toutefois ceux-ci laissent rentrer de l'air dans le reseau dès que la ligne piézométrique s'abaisse : L'évent étant disposé en un point haut constitué par un tronçon horizontal, au moment de l'éjection, l'évent se remplit d'eau et l'air est poussé vers l'aval (l'air situé à l'amont étant chassé à l'aval).

### Rendement hydraulique des events

Dans le cas d'un reseau qui comporterait un ejecteur en tête suivi rapidement d'un event (à une distance inférieure ou égale à la centaine de mètre), puis de plusieurs events plus éloignés aux points hauts, l'exutoire étant à la pression atmosphère, on peut prévoir le comportement suivant :

A l'éjection en tête, le premier event se remplit rapidement, l'ordre de pression y ayant rencontré une condition de pression nulle ( ou du moins proportionnelle au volume ejecté soit  $Q dt$ , le régime permanent est atteint en peu de temps, après quelques allées et retours de l'ordre, éventuellement le 2<sup>e</sup> event est atteint entretemps par l'onde et commence à ce remplir. Ensuite le ou les events remplis se vident dans le reseau, la charge disponible étant au maximum, différence entre la cote limite maximale à l'évent n° 1 et la cote de l'exutoire.

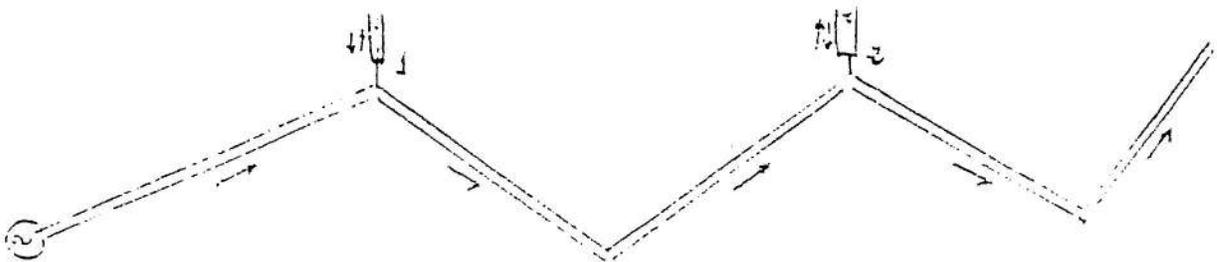
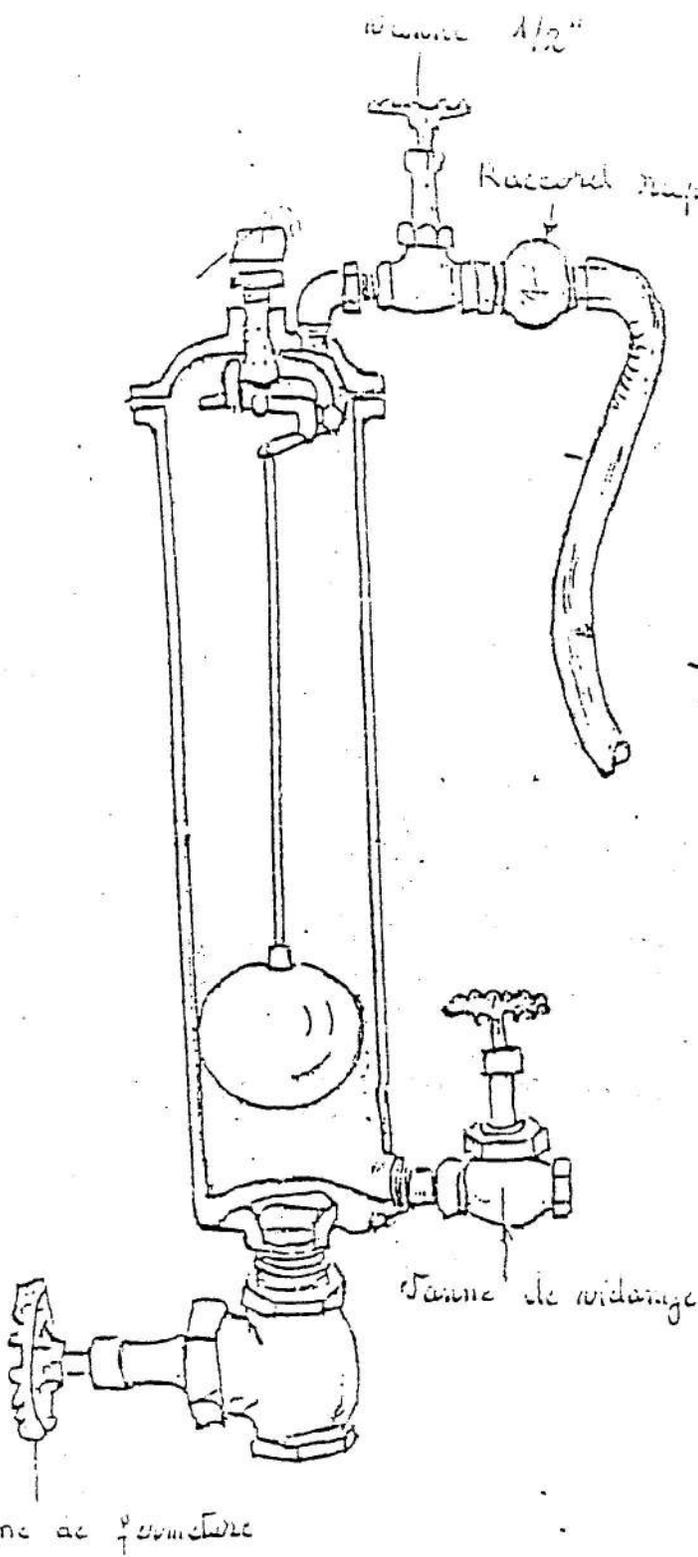


Fig. 27



pression de service  
Raccord rapide jusqu'à 10 bars.

MATERIAUX

- corps et clapet en fonte
- pièces mobiles en bronze moulé.
- axes en acier inoxydable.
- Siège en bronze.
- Flotteur en acier inoxydable

DIMENSIONS

- Hauteur ventouse seule 67 cm
- Hauteur avec accessoires 85 cm
- Diamètre de bride 15 cm.
- poids avec accessoires: 30 kg
- Diamètre d'entrée: 2, 3 ou 4"
- Diamètre de sortie: 1/2"

fig. 30.

Vanne de vidange

Vanne de fermeture

#### 5.4.2) Ventouses 44.30

Leur rôle est d'évacuer automatiquement l'air aux points hauts. Trois types de ventouses ont été testés, elles sont basées sur le même principe de fonctionnement à savoir :  
Un piston de densité inférieure à 1 est mobile à l'intérieur d'une cavité cylindrique verticale, entourée par de l'air il reste en position basse et permet l'évacuation de l'air sans pression, lorsque celui-ci a été chassé l'eau soulève le piston mobile qui vient obturer l'orifice d'évacuation d'air situé à la partie supérieure.

##### a) Ventours type "FID" VAFV

Réalisée entièrement en matière plastique, elle se compose d'un corps cylindrique et d'un piston de même forme. Ce type de ventouse n'a pas donné satisfaction et a été abandonné rapidement, car le piston trop léger compte tenu de ses dimensions était maintenu en position obturante par la seule pression de l'air.

##### b) Ventouse expérimentale "RAMOSIG"

Egalement réalisée en matière plastique, elle a fait l'objet de plusieurs adaptations. Dans sa dernière version le piston avait la forme d'un cylindre ayant à sa base un col:

##### c) Ventouse "APCO" S 400

Elle est constituée d'un corps en acier et d'un mécanisme mobile en bronzage. Ce dernier se compose d'une sphère reliée à une tige commandant un clapet à la partie supérieure du corps de ventouse. La distance entre la sphère et le clapet, de l'ordre de 70 cm évite les risques de projection extérieure d'eau. la ventouse possède de plus une entrée et une sortie filetée permettant un lavage éventuel.  
Le diamètre de passage à la base de la ventouse est de 1,5"  
L'orifice supérieur à un diamètre de

$$\left( \frac{1}{8} \right) (3)$$

6.1) Introduction

L'idée de l'élimination des déchets et des ordures englobe toutes les techniques de la collecte, le transport, le traitement, l'élimination et l'utilisation de tous les déchets ménagers tout en respectant l'environnement. Les déchets solides et liquides qui sont inesthétiques et les agents pathogènes doivent être éloignés le plus vite possible du centre de travail et d'habitation.

Ils doivent être éliminés de la manière la plus directe sans endommagement de l'environnement, ou bien transformés en produit final de valeur utile. Pour leur développement, tous les organismes de notre biosphère, ont besoin en plus de l'eau, de substances nutritives minérales de composition simple qui seront intégrées lors de processus de croissance en produits organiques de forte teneur moléculaire.

6.2 SORTE, QUANTITE ET COMPOSITION DES DECHETS(10)6.2.1. Sorte de déchets

Au point de vue origine, on distingue les différentes sortes suivantes :

a) Les déchets de la commune parmi lesquels, on cite les ordures ménagères, les ordures encombrantes, les ordures des rues et des marchés les déchets des jardins, les boues de decantation et de station d'épuration :

b) Les déchets industriels, provenant des industries de fabrication, de transformation, les décomores.

c) Les déchets spéciaux parmi lesquels on distingue les carcasses des voitures, les déchets des abattoirs, les déchets provenant d'animaux industriels, des hopitaux.

6.2.2) Quantité des déchets

La quantité d'ordures à collecter ne peut être déterminée que par une étude locale portant sur une durée minimum d'une année. Cette quantité varie d'un jour de la semaine à l'autre. Les quantités sont évaluées en poids; l'unité est la tonne.

Une quantité de déchets peut être caractérisée uniquement par le poids des ordures pour les déchets solides, par le poids des matières solides et la teneur en eau pour les déchets liquides et boueux.

La quantité des ordures ménagères peut être déterminée selon les recommandations des services de nettoyage communaux comme suit :

- Les quantités d'ordure sont uniquement déterminées par le poids.

- La période de détermination des quantités doit s'étendre sur toute une année.

- La quantité d'ordures dans les différents quartiers peut être très variables à cause des formes spéciales de zones d'habitations.

- La détermination de la quantité d'ordures produites par habitant par mois ou par an sera effectuée en kg/hab/an ou en kg/hab/mois.

- Pour la détermination du poids volumique, on vide un véhicule de voirie plein (poids connu) sur une surface plane ou dans une sorte de mésurage, et on mesure le volume.

- Les mesures seront effectuées au moins 4 jours par mois ou mieux encore 6 à 8 jours.

- Les mesures doivent s'effectuer chaque mois pour pouvoir établir un diagramme de l'année.

- Le poids volumique est exprimé en t/m<sup>3</sup>.

### 6.2.3 Composition des déchets

A- La composition des déchets peut être considérée sous les aspects les plus variés, comme par exemple la composition physique et chimique des déchets, leur origine, leur mise en valeur et autres.

La composition des ordures est très hétérogène, et peut varier suivant le lieu et la saison, ce qui rend très délicate toute comparaison des méthodes de collecte et d'évacuation. Il faut tout d'abord poser la question de leur exploitation ultérieure. De ce fait, il suffit de faire une distinction par une différenciation en trois groupes de matières.

a) matières pouvant être aussi bien incinérées que transformées en compost : on y trouve.

- Les déchets végétaux
- Les textiles
- Les papiers, cartons,
- la paille
- Les boues d'épuration communales après séchage

b) matières incinérables :

- bois et cartons grossiers
- cuir et caoutchouc
- cornes et os
- matières plastiques

Kategori Material	Kategori Material	Korea		Korea Pemerintah		El. Madania		Kawat		El. Harian		Estimasi Pasar Rupa	
		Kg	%	Kg	%	Kg	%	Kg	%	Kg	%	%	±/100
1.	1. Bahan-bahan	450	64.3	600	75.9	540	73.5	732	72.4	710	76.3	72	100
	2. Textiles	7.0	1.0	11	2.3	11	3.3	36	3.2	29	2.3	2.6	14
	3. Papyrus - Carton	165	23.8	123	14.1	160	12.5	136	13.4	130	12.9	16.0	89
	4. Plastik	0	0	0	0	2	0.2	1	0.1	3	0.3	0.1	0.8
2.	5. Bahan kertas emb.	10	1.4	12	1.5	8	0.6	11	1.1	8	0.8	1.0	5.5
	6. Kulit	4	0.6	3	0.2	11	1.2	13	1.3	7	0.7	0.9	5.0
	7. Kulit chamois	0	0	0	0	8	0.2	0	0.6	3	0.3	0.3	1.6
	8. Kulit od	0	0	3	0.2	2	0.2	6	0.6	1	0.1	0.2	1.0
	9. Kulit plastik	26	3.7	11	1.8	33	2.6	20	2.0	22	2.2	2.5	13.7
3.	10. Fer	13	2.0	11	2.0	35	2.7	25	2.5	23	2.3	2.4	13.4
	11. Aluminium	1	0.1	1	0.1	0	0	1	0.1	2	0.2	0.1	0.6
	12. Pemas & Peraklatan	3	1.6	40	4.2	8	0.6	20	2.0	2	0.1	0.7	3.7
	13. Varnis	11	1.6	7	0.8	20	1.6	7	0.7	10	1.0	1.2	6.6
TOTAL		695	100	803	100	1279	100	1010	100	1022	100	100	555

c) matières que l'on ne peut ni brûler, ni transformer en compost mais que l'on peut cependant :

- réutiliser : fer et métaux non ferreux
- mettre en charge avec les ordures ménagères : pierres, bouts de verdure, verre, porcelaine, balayures des rues, déblais, décombres.

Les déchets en provenance des hôpitaux ne peuvent être admis que moyennant quelques précautions spéciales. Le ramassage des résidus des casernes est généralement soumis à des ententes avec l'autorité militaire.

#### B-Caractéristiques des déchets

Les caractéristiques suivantes sont d'une importance particulière pour les différents procédés d'élimination.

a) Teneur en eau :

On pratique un séchage d'un échantillon dans une étuve à 105° jusqu'à ce que le poids devient constant

$$W = \frac{\text{poids avant séchage} - \text{poids après séchage}}{\text{poids avant séchage}}$$

b) Teneur en cendre :

Calcination d'un échantillon dans un four à incandescence à 775°c jusqu'à obtenir une constante de poids.

$$F = \frac{\text{poids avant la calcination} - \text{poids après calcination}}{\text{poids avant calcination}}$$

c) Pouvoir calorifique H

Détermination dans une bombe calorifique d'un échantillon d'un poids à sec de 1 gramme.

d) Faculté de compostage

L'essai d'autocalfaction (échauffement) avec des ordures préalablement humidifiées dans des récipients axés. Ils sont susceptibles d'être mis en compost si la température de 40°c est atteinte dans 15 jours.

e) Détection des matières toxiques

Surtout si les déchets sont utilisés pour l'agriculture, par exemple. La quantité spécifique d'ordures communales provenant des ordures ménagères, des déchets encombrants et des balayures de rues atteint actuellement à Alger 150 kg/hab/an.

Compte tenu de l'évaluation de la quantité d'ordure à Alger, cette quantité pourra atteindre 325 kg/hab/an en l'an 2000. Comme exemple, nous donnons le tableau montrant la composition des ordures de la ville d'Alger.

### 6.3 SYSTEME DE COLLECTE POSSIBLE

1. Les ordures sont jetées dans la rue ou bien dans les cours
  - Impropres, danger pour l'hygiène, inesthétique
2. Les déchets sont collectés dans la maison et enlevés à intervalle assez long
  - appropriés au ramassage des déchets encombrants
3. Les ordures sont entassés près de la maison et sont ramassées à intervalles assez espacés:
  - Dans les villages, en campagne. cependant, elles représentent certains dangers pour l'hygiène.
4. Les ordures sont collectées dans des récipients, qui sont enlevés une fois pleins :
  - appropriés seulement pour les déchets imputrescibles (decombres).
5. Les déchets sont collectés dans des récipients normalisés ou non et sont vidés et transportés régulièrement dans des véhicules de voirie:
  - Système habituel pour les ordures ménagères, on doit prendre des précautions à ce que l'opération se fasse sans poussière.
6. Les déchets sont collectés dans des sacs qui sont enlevés avec le reste (procédés de sac poubelle à jeter).
  - meilleur système, du point de vue hygiénique (sac en papier ou en plastique).
7. Les déchets sont évacués dans des systèmes de tuyaux spéciaux :
  - système parfait mais coûteux
8. Les déchets sont fractionnés et entraînés par les eaux d'égout.
  - impropres en raison de la protection des eaux (possible éventuellement pour les déchets organiques). (16).
9. Incinération des déchets sur place dans les petits fourneaux
  - impropres en raison de la pollution de l'air
10. Collection et transport des déchets par catégorie
  - Possible lorsque les déchets peuvent être réutilisés.

### 6.4 TRANSPORT DES ORDURES DE L'IMMEUBLE AU LIEU DE COLLECTE

Les récipients  
Les récipients (poubelles, sacs) doivent être ainsi conçus qu'on ne puisse les transporter que fermés.

### . Les vides-ordures

Dans les immeubles, l'installation de vides-ordures est recommandée. Les ordures ménagères provenant des appartements y sont jetées et recueillies dans un endroit approprié à recevoir tous les déchets de la maison. Afin d'obtenir un fonctionnement parfait des vides-ordures, les conditions suivantes doivent être remplies :

1. Les dimensions du conduit de descente doivent être d'au moins 40x40 cm
2. La paroi intérieure du conduit de descente doit être la plus lisse possible et doit pouvoir supporter les détériorations d'ordre mécaniques et chimiques.
3. On doit faire sorte qu'il soit impossible d'y jeter des objets volumineux.
4. Isolement contre le bruit du conduit de descente, lorsque celui-ci est cotiguë à des appartements.
5. L'équipement et l'installation du réservoir de réception situé sous le conduit, ne doit en aucun cas entraîner à des manipulations pénibles et non hygiéniques lors du changement du transport et du nettoyage.
6. Le réservoir de réception et sa loquette doivent être suffisamment aérés et d'un accès facile pour un nettoyage sérieux.

Pour projeter les compresseurs dans tous les cas, il convient d'équiper des ejecteurs d'un dispositif de sécurité coupant l'alimentation en air comprimé et donnant l'alarme lorsque survient une chasse d'air continue. Les ejecteurs sont très sensibles à la pression statique ou dynamique regnant à leur aval immédiat également pour une autre raison que l'apparition de la chasse d'air comprimé, la durée d'éjection (t) augmente avec cette pression, tandis que le débit moyen durant l'éjection diminue. Avec les ejecteurs étudiés, t devenait rapidement important dès que la pression dépasse 0,5 bar. Les ejecteurs permettent le passage des déchets solides de dimensions relativement importantes, la seule limitation étant la possibilité de coincement du clapet. La gamme de débit d'ejecteur s'étend de 2 à 120 m<sup>3</sup>H.

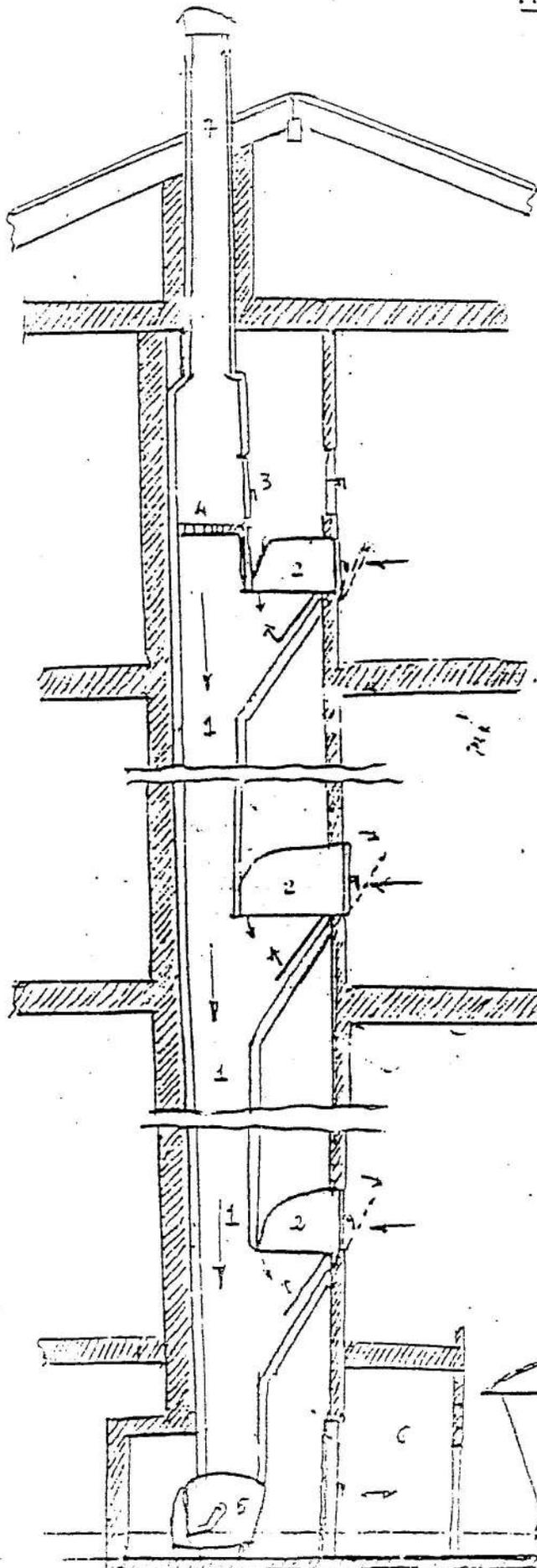
### 6.3 SYSTEME DE COLLECTE POSSIBLE

1. Les ordures sont jetées dans la rue ou bien dans les cours
  - Impropres, danger pour l'hygiène, inesthétique
2. Les déchets sont collectés dans la maison et enlevés à intervalle assez long
  - appropriés au ramassage des déchets encombrants
3. Les ordures sont entassées près de la maison et sont ramassées à intervalles assez espacés:
  - Dans les villages, en campagne. cependant, elles représentent certains dangers pour l'hygiène.
4. Les ordures sont collectées dans des récipients, qui sont enlevés une fois pleins :
  - appropriés seulement pour les déchets imputrescibles (decombres).
5. Les déchets sont collectés dans des récipients normalisés ou non et sont vidés et transportés régulièrement dans des véhicules de voirie:
  - Système habituel pour les ordures ménagères, on doit prendre des précautions à ce que l'opération se fasse sans poussière.
6. Les déchets sont collectés dans des sacs qui sont enlevés avec le reste (procédés de sac poubelle à jeter).
  - meilleur système, du point de vue hygiénique (sac en papier ou en plastique).
7. Les déchets sont évacués dans des systèmes de tuyaux spéciaux :
  - système parfait mais coûteux
8. Les déchets sont fractionnés et entraînés par les eaux d'égout.
  - impropres en raison de la protection des eaux (possible éventuellement pour les déchets organiques). (16).
9. Incinération des déchets sur place dans les petits fourneaux
  - impropres en raison de la pollution de l'air
10. Collection et transport des déchets par catégorie
  - Possible lorsque les déchets peuvent être réutilisés.

### 6.4 TRANSPORT DES ORDURES DE L'IMMEUBLE AU LIEU DE COLLECTE

- . Les récipients
- Les récipients (poubelles, sacs) doivent être ainsi conçus qu'on ne puisse les transporter que fermés.

INSTALLATION D'UN  
VIDE-ORDURES.



- 1 - conduit de descente des ordures.
- 2 - ouverture du vide-ordures.
- 3 - grille de nettoyage.
- 4 - installation contre incendie.
- 5 - réservoir de réception.
- C - pièces d'entre-pôt.
- 7 - cheminée d'aération.

## B I B L I O G R A P H I E

1. Abdelkader GAID, épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1. C.P.U Alger, 1984
2. GUERREE GOMELLA, les eaux usées dans les agglomérations urbaines, la collecte, Edd, Eyrolles, Paris 1967
3. CTGREF, Groupement de grenoble, les décharges pluviales des reseaux unitaires, Genie Rural, Grenoble 1976
4. R. BOURRIER, les reseaux d'assainissement urbain, Edd, OTH, Paris 91
5. REMENIERAS, hydrologie de l'ingenieur, Edd. Eyrolles, Paris 1970
6. René B. V.R.D, terrassement Espaces verts, Edd. Eyrolles, Paris 1986
7. SERGE THIBAUT, hydrologie urbaine I.N.S.A de Lyon 1982
8. Service du Génie Rural des eaux et des Forêts, les deversoirs d'orage, septembre 1985
9. Ir P. NONCLERCQ, hydraulique urbaine, appliquée, 3<sup>e</sup> partie, calcul statique des collecteurs urbains, Edd. Cebedoc/liège Bruxelles 1990.
10. O. TABASARAN, Initiation à la technique du traitement des eaux usées et des déchets solides, stuttgart 1974
11. K. IMHOFF, manuel de l'assainissement urbain dunod, 1964
12. P. KOCH, les reseaux d'égout, Dunold, Paris 1967
13. Revue T.S.M L'EAU n°5 Mai page 12.16 Revue T.S.M L'EAU n° 01 janv 1988, page 9 à 17
- 14 J.M BOYE, Ph CROS, J, WOLSACK, Etude experimentale d'un reseau d'assainissement d'agglomération ENGREF, Decembre 1977
15. Sciences et techniques de l'eau, page 325-331, vol 20 n°4 novembre 1987
16. Sciences et technique de l'eau, page 157-161, vol 22 n°2 Mai 1989.

إمضاء ب. وعلاء صالح  
Boualem SALAH