

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
—»O«—

18/84

1 ex

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique  
—»O«—

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER**  
—»O«—

**DEPARTEMENT HYDRAULIQUE**  
—»O«—

**PROJET DE FIN D'ETUDES**  
—»O«—

(POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT)  
—»O«—

**THEME**

Assainissement de la Zone  
Industrielle  
de OUED-SMAR EXTENSION

2 PLANS

Proposé par :  
D.H.W. ALGER

Etudié par :  
Y.A. FAKHARDJI

Dirigé par :  
Mr BOUDENE

Promotion Janvier 1984

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
—»O«—

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique  
—»O«—

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER**  
—»O«—

**DEPARTEMENT HYDRAULIQUE**  
—»O«—

**PROJET DE FIN D'ETUDES**  
—»O«—

(POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT)  
—»O«—

**THEME**

Assainissement de la Zone  
Industrielle  
de OUED-SMAR EXTENSION

Proposé par :  
**D.H.W. ALGER**

Etudié par :  
**Y.A. FAKHARDJI**

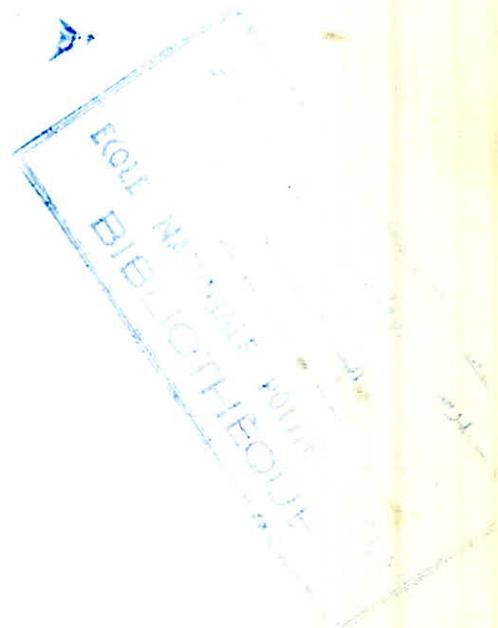
Dirigé par :  
**Mr BOUDENE**

Promotion Janvier 1984

- DEDICACES -

Je dédie cette thèse :

- à mon père
- à ma mère
- à mes sœurs
- à mon frère
- à toute ma famille d'Algérie et de France
- à tous mes amis (es)
- à tous mes professeurs



-- REMERCIEMENTS --

Qu'il me soit permis, au terme de cette étude, d'exprimer ma gratitude à mon promoteur Mr. BOUDENE pour ses conseils et son aide.

Je remercie sincèrement notre chef de département Mr. KETTAB, pour m'avoir guidé dans le choix du sujet.

Ma reconnaissance va également à tous les responsables de la D.H.W. d'Alger et du C.N.E.R.U.

# TABLES DES MATIERES

---

<u>CHAPITRE I :</u>	<u>INTRODUCTION</u>	<u>PAGES</u>
I.1.	PRESENTATION DU PROBLEME .....	1
I.2.	TYPOLOGIE DE L'AGGLOMERATION A ASSAINIR .....	1
I.	I.2.1. ANALYSE DE L'AGGLOMERATION .....	1
	I.2.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE .....	2
<u>CHAPITRE II :</u>	<u>CONCEPTION DES RESEAUX</u>	
II.1.	DONNES NATURELLES DU SITE .....	3
	II.1.1. SUPERFICIE .....	3
	II.1.2. PLUVIOMETRIE .....	3
	II.1.3. TOPOGRAPHIE .....	3
	II.1.4. GEOLOGIE .....	4
	II.1.5. HYDROGRAPHIE ET REGIME DES NAPPES .....	4
II.2.	DONNES RELATIVES A L'AGGLOMERATION .....	4
	II.2.1. IMPORTANCE DE L'AGGLOMERATION .....	4
	II.2.2. MODE D'OCCUPATION DU SOL .....	4
	II.2.3. EXIGENCES .....	5
II.3.	CONTRAINTES GENERALES .....	5
II.4.	CHOIX DU TYPE DE RESEAUX .....	6
<u>CHAPITRE III -</u>	<u>CALCUL HYDRAULIQUE ET DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX</u>	
III.1.	BASES DES CALCULS .....	8
III.2.	EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES .....	11
	III.2.1. EAUX DE PLUIE .....	11

III-2.1.1.	COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT .....	12
III-2.1.2.	INTENSITE DE PLUIE .....	12
III.2.2.	EAUX USEES D'ORIGINE INDUSTRIELLE ET DOMESTIQUE	15
III.3.	DETERMINATION DES SECTIONS D'EGOUT .....	17
III.4.	CONDITIONS D'ECOULEMENT ET D'EXPLOITATION .....	19
III.4.1.	VITESSES ADMISSIBLES .....	19
III.4.2.	DONNES HYDRAULIQUES .....	20
III.4.3.	DEGRES DE REMPLISSAGE .....	20
III.4.4.	EXAMEN DES RESULTATS DE CALCUL .....	22
III.4.5.	TRACE EN PLAN DES COLLECTEURS .....	25
III.4.6.	TEMPS D'ECOULEMENT .....	27
III-5.	CONDITIONS D'IMPLANTATION DES RESEaux .....	28
III.5.1.	EMPLACEMENT DES CANALISATIONS .....	28
III.5.2.	POSITION EN PROFONDEUR DES CANALISATIONS .....	28
III.5.3.	POSE DES CANALISATIONS EN TRANCHEE .....	29
III.6.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES .....	29
III.6.1.	CHOIX DU MATERIAU .....	29
III.6.2.	ETANCHEITE DES TUYAUX .....	30

#### CHAPITRE IV : CALCUL DE LA RESISTANCE DES EGOUTS A LA RUPTURE

IV -1.	ETUDE DE LA RESISTANCE MECANIQUE AUX CHARGES EXTERIEURES ..	31
IV-1.1.	DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE "a <sub>1</sub> " .....	31
IV-1.2.	DETERMINATION DE LA CHARGE D'ECRASEMENT "P <sub>c</sub> " .....	32

#### CHAPITRE V : OUVRAGES DU RESEAU D'EGOUT

V-1.	OUVRAGES PRINCIPAUX .....	37
V-2.	OUVRAGES ANNEXES .....	37
V.2.1.	BRANCHEMENTS PARTICULIERS .....	37
V-2.1.1.	- GENERALITES .....	37
V-2.1.2.	- CARACTERISTIQUES .....	37

V.2.2.	CANIVEAUX	38
V.2.3.	BOUCHES D'EGOUT	38
V.2.3.1.	ROLE	38
V.2.3.2.	CARACTERISTIQUES	40
V.2.3.3.	ORGANES DE SELECTION	40
V.2.4.	REGARDS	42
V.2.4.1.	ROLE	42
V.2.4.2.	ESPACEMENT ET EMLACEMENT	42
V.2.4.3.	BRANCHEMENT	42
V.2.4.4.	CARACTERISTIQUES	42
V.2.5.	DISPOSITIFS DE VENTILATION	45
V.2.6.	CHASSES D'EAU	45

## CHAPITRE VI. POSTES DE RELEVEMENT

VI.1.	BUT PRINCIPAL DE LA STATION DE RELEVAGE	48
VI.2.	CHOIX DES POMPES	48
VI.3.	VIS D'ARCHIMEDE	49
VI.3.1.	GENERALITES	49
VI.3.2.	CHOIX DU TYPE DE VIS	51
VI.4.	CARACTERISTIQUES DE LA STATION	52
VI.4.1.	HAUTEUR DE RELEVAGE	52
VI.4.2.	DEBITS A RELEVER	52
VI.5.	BASSIN DE RETENUE	52
VI.5.1.	OBJET	52
VI.5.2.	TYPE DE BASSIN ET DISPOSITION D'ENSEMBLE	53
VI.5.3.	CALCUL DU VOLUME DU BASSIN	54
VI.5.4.	DIMENSIONNEMENT DU BASSIN	56

VI.6. DETERMINATION DU NOMBRE DE POMPES ET DES DIAMETRES DES VIS .....	56
VI.7. FONCTIONNEMENT DE LA STATION .....	57
VI.7.1. PAR TEMPS SECS .....	57
VI.7.2. PAR TEMPS PLUVIEUX .....	57
VI.8. DETERMINATION DU RENDEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE .....	58
VI.9. PUISSANCE DE LA POMPE A VIS D'ARCHIMEDE .....	60
<u>CHAPITRE VII. BIBLIOGRAPHIE</u> .....	61

## CHAPITRE I : INTRODUCTION

### I-1. PRESENTATION DU PROBLEME

Dans le cadre de la restructuration de certains tissus d'Alger (Casbah, Honna, Hussein-Dey ...) axée sur le transfert d'activités nuisantes, peu employantes, ou ayant de gros besoins en matière d'extensions, les autorités de la Wilaya d'Alger ont demandé au Centre National d'études et de Recherches Appliquées en Urbanisme (C.N.E.R.U.) d'effectuer des recherches en vue de localiser de nouvelles zones d'activités réservées au transfert

La recherche préliminaire que le C.N.E.R.U. a engagé, a été axée sur les enclaves du tissu urbain, afin de conserver de bonnes relations habitat-travail et d'utiliser au mieux des terrains à fort taux de nuisances.

L'extension de la zone industrielle de Oued-Smar a été retenue, pour l'étude du projet de son assainissement.

### I.2. . TYPOLOGIE DE L'AGGLOMERATION A ASSAINIR

#### I.2.1. Analyse de l'agglomération

La nature ou le type exact d'entreprises et d'unités qui s'implanteront dans cette zone n'est pas tout à fait bien connue. Ce qui est sûr, est que celles-ci seront de faibles technicités, dont la plupart de type artisanales.

### 1.2.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La future zone se situe entre la limite est de la commune d'El Harrech, et celle de Dar-El-Beïda.

Elle est limitée au sud par la rocade sud (CW 11) au cours de réalisation, sa limite nord est constituée par l'emprise éventuelle de la future gare de chemin de fer.

La limite ouest se confond avec celle des emprises occupées par la zone industrielle existante.

La route nationale (RN5) qui mène à l'aéroport HOUARI BOUMEDIENNE, matérialise la limite sud-est.

L'ensemble de ces limites forme le bassin versant de la zone.

Cinq maisons

Bab. Ezzouar

Vers Bordj. EL KIFFAN



Vers Oued El-harrach

Beaulieu

Coll Oued Smar  
Darel. Beïda

ALGER. CONSTANTINE

Extension de  
la zone industrielle  
de Oued Smar

Voie Ferrée

Coll Oued Smar

Coll Oued Smar

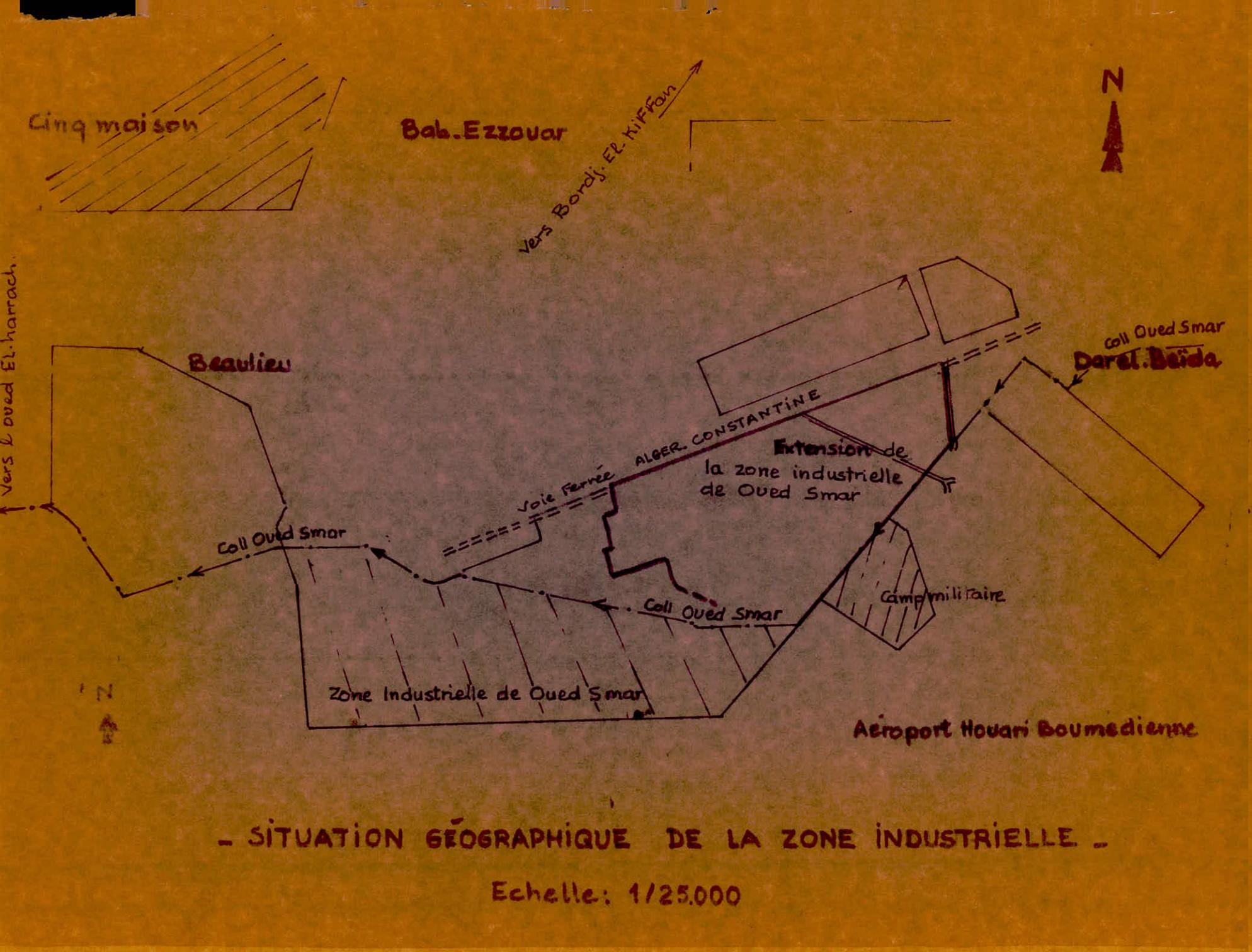
Camp militaire

Zone Industrielle de Oued Smar

Aéroport Houari Boumedienne

- SITUATION GÉOGRAPHIQUE DE LA ZONE INDUSTRIELLE -

Echelle: 1/25.000



## CHAPITRE II . CONCEPTION DES RESEAUX

### II.1. DONNES NATURELLES DU SITE

#### II.1.1. Superficie

La superficie totale de la zone industrielle proposée est de 100 hectares, dont 40 seront sous servitude S.N.T.F.

#### II.1.2. Pluviométrie

Dans la région d'Alger, la formule suivante a été adoptée pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation.

$$i = \frac{290 + 250 \lg N}{T^{0,65}}$$

i = intensité de la pluie mm/heure

T = durée de chute en minute (mn)

N = nombre d'années

Le réseau d'assainissement sera dimensionné pour la pluie la plus intense, qui se répète tous les deux ans, c'est-à-dire une pluie d'une durée de 15 mn et de fréquence biennale.

Ce qui correspond en application de la formule empirique, à une intensité :

$$i = 63 \text{ mm/h}$$

#### II.1.3. Topographie

Le terrain est quasiment plat, sacôte NGA varie de 12 à 16 mètres. Un drainage superficiel sur l'ensemble de la zone est nécessaire.

## II-1-4 Géologie

La zone industrielle de Oued-Smar est située sur le bassin versant de l'oued Smar. Les terrains sur lesquels, elle repose, font partie d'un ancien marécage ; ceux-ci sont recouverts d'une épaisse couche d'argile brune imperméable. Cette couche d'argile repose sur des cailloux d'âge quaternaire qui renferment la nappe phréatique de la Mitidja.

### II.1.5. Hydrographie et régime des nappes

Le niveau de la nappe phréatique varie entre 8 et 15 mètres de profondeur selon les saisons et les terrains rencontrés.

La fluctuation du niveau de la nappe (infiltrations remontées capillaires) entretiennent des variations, en volume des argiles. Leur taux de gonflement est élevé et leur portance est faible.

## II-2. Données relatives à l'agglomération.

### II.2.1. Importance de l'agglomération :

La capacité en terme d'emplois pourra varier de 3250 à 13.000 emplois en fonction de la nature des activités qui y seront implantées.

La ration calculée sur une surface cessible de 60 hectares, sera de 50 à 200 emplois à l'hectare (fourchette de densité).

### II.2.2. Mode d'occupation du sol

Le mode d'occupation du sol détermine :

- La quantité et la nature des eaux usées
- La quantité des eaux de ruissellement
- La profondeur minimale du réseau d'égout.

La quantité d'eau usée d'origine industrielle et domestique qui pourrait être rejetée par la zone est environ 100 l/j/employé. (valeur prise d'une dotation théorique de 120 l/j/employé). Les matières constituant les eaux usées seront constituées de matières biodégradables, c'est-à-dire qu'elles se désintégreront par réactions biologiques.

La quantité des eaux de ruissellement (eaux de pluie, eaux de lavage des chaussées) sera évaluée. En considération des points explicités au paragraphe I-2-1-, l'étude de la détermination des débits d'eaux fera l'objet d'une estimation.

#### II-2-3 - Exigences :

Les eaux usées industrielles et domestiques rejetées par la zone doivent répondre aux exigences suivantes :

- elles ne doivent pas être chaudes (au dessous de 35° c)
- Elles ne doivent pas contenir d'éléments corrosifs
- Elles ne doivent pas contenir de matières solides qui peuvent détériorer par frottement, les parois des canalisations.
- Elles ne doivent pas dégager d'odeur insupportable.
- Elles ne doivent pas contenir de matières toxiques et volatiles qui empoisonnent l'air.
- Les eaux devront circuler dans les canalisations de façon régulière et non par-à-coup.

#### - II-3 . CONTRAINTES GENERALES :

Vu les données topographiques (terrain plat), il y aura des problèmes de stagnation et de surcroît de débâiement.

Connaissant la nature du sous-sol, il faudra prévoir l'implantation de constructions légères pour lesquelles des fondations profondes sont proscrites.

Les vents dominants étant de nord-est - nord-ouest, les problèmes de la pollution atmosphérique se poseront avec peu d'acuité. Toutefois, la présence de l'aéroport au sud de la zone projetée risque de limiter dans ce domaine, le choix à des activités qui ne seraient pas gênées par le bruit, et qui ne risqueraient pas, par leurs hauteurs ou par le rejet de fumées opaques de gêner la circulation aérienne.

Le projet d'assainissement de la zone doit concorder avec celui du collecteur principal de Oued-Smar, qui évacuera les quartiers suivants :

- Ville de Dar-El-Beïda, et son extension
- L'aéroport et son extension
- L'extension de la zone industrielle de Oued-Smar
- La ville de Oued-Smar
- La région de Bab-Ezzouar
- Le quartier de Beaulieu et le terrain militaire
- Une partie du quartier d'El Harrach

Ce futur collecteur longeant le cw n° 11, devra donc être prévu comme exutoire de la zone industrielle. Le point de raccordement devra forcément se situer sur cette limite, (cw n° 11).

Le réseau d'assainissement de la zone existant est de type "unitaire". Pour raison d'économie, l'écoulement gravitaire sera recherché.

#### II-4. Choix du type de réseau.

Un réseau de type unitaire est économique de pose, car facile à mettre en oeuvre, surtout en site urbain déjà encombré. En sachant d'une part, que, c'est toujours l'existant qui impose le choix, et que le système unitaire a été retenu pour le collecteur Oued -Smar. (décision de la D.H.W.A.).

Il est évident que le type de réseau préconisé pour la zone industrielle en extension sera le type unitaire.

Dans le système unitaire, une seule conduite est utilisée pour évacuer les eaux pluviales (E.P.) et les eaux usées (E.U.).

CHAPITRE III - CALCUL HYDRAULIQUE ET DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX

III.1. BASES DES CALCULS

Dans un aqueduc, l'eau se trouve à sa surface libre, à la pression atmosphérique ; par conséquent, les lois de l'écoulement sont les mêmes que dans un canal découvert.

La conception des réseaux d'assainissement s'appuie sur la formule de base de l'écoulement dans les ouvrages à plan d'eau libre.

$$Q = S.V. \quad (1)$$

Q = Débit d'eau à évacuer en m<sup>3</sup>/s.

S = Section transversale mouillée en m<sup>2</sup>

V = Vitesse moyenne d'écoulement en m/s

Comme l'aqueduc se compose de tronçons successifs, le long de chacun desquels la pente I et la section S, sont constantes dans chaque tronçon, le régime d'écoulement est donc uniforme, et par conséquent, on applique à ceux-ci les équations et relations établies pour les canaux à surface libre en régime uniforme.

La formule de Chézy servira donc de base au dimensionnement des collecteurs :

$$V = C \sqrt{R_h I} \quad ; \quad (2)$$

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

$R_h$  : désigne le rayon hydraulique, et s'exprime par le rapport de la section S au périmètre mouillé p, correspond, exprimé en m.

$$R_h = \frac{S}{P} \quad ; \quad (3)$$

I : pente de la ligne piézométrique supposée confondue avec le fil d'eau (pente de l'ouvrage) en m.p.m

C : coefficient de Chézy.

Le coefficient de Chézy C, dépend de la section et de la nature des parois de la canalisation. La formule de Bazin est couramment utilisée pour sa détermination.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\delta}{\sqrt{R_h}}} = \frac{87 \sqrt{R_h}}{\sqrt{R_h} + \delta} \quad (4)$$

$\delta$  : coefficient de rugosité des parois (ou d'écoulement). Ce coefficient dépend à la fois du type de réseau utilisé, des pertes de charges dues à la nature du matériau des parois, et à la nature des eaux transportées.

La principale difficulté de son application réside dans le choix judicieux de la valeur à attribuer au coefficient  $\delta$ .

Du fait des dépôts de sable pouvant se former au fond des conduites  $\delta$  est pris égal à 0,46, ainsi le coefficient de Chézy peut-être représenté par l'expression approximative.

$$C = 60 R_h^{1/4} \quad (5)$$

En écoulement gravitaire, il peut-être fait appel à la formule de Manning-Strickler, pour le calcul de la vitesse d'écoulement.

$$V = K R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (6)$$

Le coefficient de Manning K et celui de Chézy sont liés par l'expression

$$C = K R_h^{1/6} \quad (7)$$

La pente motrice ou ligne piézométrique I, qui est parallèle au radier de la conduite en écoulement gravitaire, peut-être déterminé par la formule suivante :

$$I = \left[ \frac{Q}{K.S. R_h} \right]^2 \quad (8)$$

Pour le calcul des sections, la formule s'applique pour des vitesses variant de 0,6 à 4 m/s.

$$0,6 < V < 4 \text{ m/s}$$

### III - 2. Evaluation des débits d'eaux usées

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale, la détermination des débits d'eaux pluviales et d'eaux usées, ~~ces derniers sont presque~~ sans influence sur les dimensions des canalisations unitaires.

Le débit d'eau usées n'a d'importance que pour le calcul du remplissage partiel correspondant à l'effluent du temps.

#### III.2.1. - Eaux de pluies

La méthode la plus couramment utilisée pour évaluer les débits des eaux de ruissellement ou plus précisément, les débits pluviaux est la méthode "dite"rationnelle".

Le principe de la méthode consiste à estimer, les débits à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs d'apports de superficie respectives  $A_1, A_2, \dots, A_n$  correspondant à chaque tronçon de canalisation considéré. Le débit  $Q_i$  (l/s) résultant d'une averse  $r$  (l/s/ha) d'intensité constante, tombant uniformément sur un secteur de superficie  $A_i$  (ha) ayant un coefficient de ruissellement  $\Psi_i$ , s'exprime ainsi par la formule :

$$Q_i = \Psi_i \cdot r \cdot A_i \quad (9)$$

Le débit total de ruissellement sera donc :

$$Q_r = r \cdot \sum_{i=1}^n \Psi_i A_i \quad (10)$$

### III-2.1.1. - Coefficient de ruissellement

Le Coefficient de ruissellement  $\Psi$  entrant dans les calculs d'une manière déterminante, son appréciation correcte constitue l'élément le plus important de tout le calcul. Une légère modification de celui-ci peut avoir plus d'influence sur le résultat final que toutes les autres nuances de calcul.

Ce coefficient se définit comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur une surface donnée, au volume d'eau tombant sur elle.

Vu que le revêtement des chaussées des places, et des toits sont aujourd'hui **meilleurs** qu'avant et plus imperméables, on admettra donc pour ce projet que toutes les surfaces de la zone industrielle (toits, routes, parkings ...) seront totalement imperméabilisées, par conséquent.

$$\Psi_1 = \Psi_2 = \dots = \Psi_n = 0,9$$

### III.2.1.2. Intensité de pluie :

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence. On entend par intensité de la pluie, le rapport :

$$i = \frac{H}{T} \hat{=} \frac{\text{hauteur de la pluie}}{\text{durée de la pluie}} ; \quad (\text{mm/mm})$$

On désigne sous le terme de fréquence  $n$ , le nombre des précipitations d'une durée déterminée, qui dépassent, au cours de l'année, une intensité donnée.

Des courbes intensité-durée-fréquence ont été tracées par la station pluviométrique de Bir-Mourad-Rais (voir page suivante). Comme durée de pluie la plus courte correspondant aux averses les plus intenses, il sera choisi, en se basant sur des valeurs expérimentales de l'hydrologie urbaine, une valeur de  $T = 15$  mm. La fréquence de dépassement n'a été prise égale à 0,5 (fréquence biennale).

Ainsi de la courbe I.D.F

$$\left. \begin{array}{l} \text{pour } T = 15 \text{ mm} \\ \text{et} \\ n = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow i = 63 \text{ mm/h}$$

En outre, une relation entre les durées de chute et les plus fortes intensités moyennes de précipitation correspondantes a été établie pour la région d'Alger (voir II.1.2).

La valeur de  $i$  peut-être déduite par la formule suivante :  
pour  $N = 2$  ans

$$i = \frac{3,66}{T^{0,65}} = \frac{3,66}{15^{0,65}} = 63 \text{ mm/h}$$

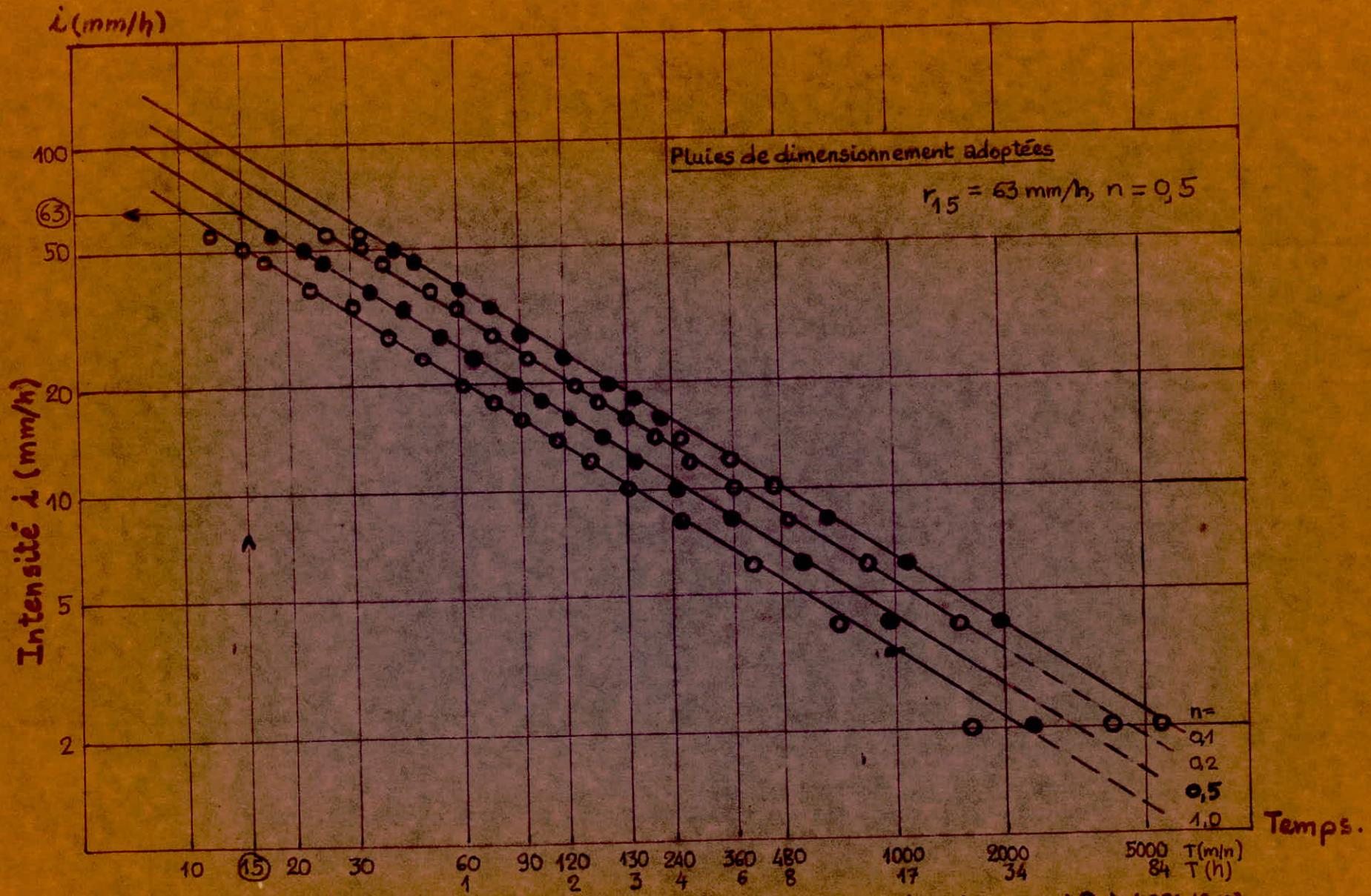
$i$  = Intensité de pluie en mm/heure

$T$  = durée de chute en mm

A partir de l'intensité  $i$ , on calcule la précipitation tombée ou le débit moyen de la pluie, ... correspondant :

$$q = \frac{10.000 \text{ (l/ha, mm)}}{60 \text{ (s/min)}} \cdot i \text{ (mm/min)}$$

$$= 166,7 \cdot 1,05 = 175 \text{ l/s/ha}$$



Courbes Intensité-Durée-Fréquence (année moyenne), station Bir. Mourad-Rais (1951-1960)

Cette précipitation est constante sur toute la surface de la zone industrielle.

Le débit d'écoulement pluvial maximum **sera déterminé** pour chaque tronçon de canalisation par l'expression simplifiée suivante :

$$QEP = 157,5 \cdot Ai,$$

### III-2.2. Eaux usées d'origine industrielle et domestique

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- les eaux ménagères (eau de cuisine, de lessive ...)
- les eaux vannes (en provenance des wc)

Les eaux d'origine industrielle comprennent :

- les eaux de refroidissement de machines
- les eaux de rinçage de produit
- et toutes les eaux en provenance des unités de production et de transformation qui ne contiendront pas de produits nocifs au réseau.

Le calcul des débits d'eaux usées porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets liquides provenant des lieux d'activité.

Un volume total de 100 litres d'eau industrielle et domestique sera rejetée chaque jour, par chaque personne travaillant dans cette zone industrielle. Ce volume d'eau usée rejeté est indépendant du type de fonction des employés.

Chaque hectare de terrain sera occupé par environ 150 employés (moyenne de la fourchette donnée au II.2.1.)

La densité de "population" est donc égale à :

$$d = 150 \text{ employés/ha}$$

- Débit moyen :  $q_m$

En prenant un nombre de 10 heures de travail par jour, pour chaque employé, on peut déterminer le débit moyen horaire  $q_m$ , spécifique pour chaque tronçon par la formule suivante :

$$q_m = \frac{A_i \cdot d \cdot 100}{10 \cdot 3600} = \frac{A_i \cdot d}{360} \quad (\text{en l/s})$$

Coefficient de pointe  $C_p$  :

Il se définit comme le rapport du débit maximum dans l'heure la plus chargée, sur le débit moyen. Pour les calculs, la formule suivante a été adoptée :

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{q_m}} \quad (11)$$

Ainsi le débit de pointe sera :

$$Q_p = C_p \cdot q_m \quad (\text{en l/s})$$

En estimant le débit des eaux étrangères ou eaux d'infiltration à  $q_i = 0,10 \text{ l/s/ha}$  (valeur expérimentale), on peut déterminer le débit total maximum d'eau usée correspondant à l'effluent de temps sec.

$$Q_{EU} = Q_p + q_i \quad (\text{en l/s})$$

Le débit total d'écoulement pour le système unitaire sera donc :

$$Q_T = Q_{EP} + Q_{EU} \quad (\text{en l/s})$$

### III-3, Détermination des sections d'égout.

Pour le calcul des sections, la formule (6) de Manning-Strickler sera en définitif utilisée, car d'une part, elle présente l'avantage d'avoir une forme monôme qui permet des calculs plus simples et réalisables à la règle, et d'autre part, elle s'applique bien pour la compréhension des procédés d'écoulement qu'on rencontre dans la technique d'élimination des eaux usées.

Le débit à travers une canalisation de section  $S$ , s'exprimera par la formule :

$$Q = K.S.R.^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (12)$$

Le coefficient de Manning  $K$  dépend uniquement de la nature des parois internes de la canalisation ainsi que du type de joints employés pour assurer l'étanchéité des tuyaux.

Un abaqué spécial a été établi pour résoudre l'équation de Manning-Strickler, pour une certaine valeur moyenne du coefficient  $K$ , déterminé expérimentalement, et qui englobe tous les cas de fabrication rencontrés (voir les eaux usées . H.Gomella. Annexe IX).

$$K = 90$$

La longueur minimale à adopter pour chaque tronçon, correspondrait à la limite, à une longueur unitaire de tuyau, ce qui permettrait de serrer au plus près la réalité, mais il en résulterait des calculs beaucoup trop importants.

En définitive, un compromis est à rechercher. Pour ce faire, il y a lieu d'établir le profil en long du terrain, et de définir les tronçons en fonction tant du tracé des collecteurs que des pentes du terrain.

Les conditions imposées par le tracé sont que chaque jonction de collecteurs corresponde à une extrémité de tronçon et que chaque tronçon ait une longueur raisonnable, au maximum de 250 m.

Grâce au profil en long du terrain, nous pourrons ainsi choisir la pente du radier pour chaque tronçon de canalisation, tout en respectant une certaine profondeur critique, des extrémités de chaque collecteur, prise égale à 6 mètres (la nappe phréatique pouvant surgir à 8 mètres de profondeur). L'enfoncement progressif des canalisations (solution pour obtenir l'écoulement gravitaire) est inévitable, car le terrain est plat.

Le collecteur 1.2.3. .... 11.12 est pris comme principal collecteur, celui-ci est le plus important et le plus long. A ce collecteur, se brancheront les collecteurs secondaires, et leurs antennes respectives. Son profil est donc établi en premier lieu.

En fonction de la pente du radier, et du débit  $q_{ti}$  à transiter à travers un tronçon quelconque, on détermine à l'aide de l'abaque, de Manning-Strickler, le diamètre D du tronçon.

Pour une canalisation circulaire, la section est :

$$S = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad (13)$$

Et le rayon hydraulique sera :

$$R = 0,25 D. \quad (14)$$

Tous les calculs, se feront pour le type de section circulaire.  
En examinant l'état de l'écoulement dans chaque tronçon, nous  
pourrons dire s'il faut ou non **changer** le type de section.  
Un diamètre minimal de 200 mm est pris, afin d'éviter des éventuelles  
obstructions des tuyaux.

### III-4 Conditions d'écoulement et d'exploitation

#### III-4-1 - Vitesses admissibles

Un réseau d'assainissement de type unitaire, doit dans  
toute la mesure du possible satisfaire aux conditions d'autocurage,  
c'est-à-dire *que* doit permettre :

1°) L'entraînement des sables par les débits pluviaux,  
pour **empêcher** leur décantation.

2°) L'entraînement des vases fermentescibles par un  
débit minimal d'eaux usées.

Afin de satisfaire à ces conditions, on se fixe une  
vitesse minimale de 0,6 m/s (voir 0,5 m/s).

$$V_{\min} \geq 0,6 \text{ m/s}$$

Par suite de l'érosion du radier de canalisations  
par les matériaux charriés, une vitesse d'écoulement maximale doit  
être respectée :

$$V_{\max} \leq 2,0 \text{ m/s (voir 3 m/s)}$$

### III - 4.2. Données hydrauliques :

Les canalisations d'égout dimensionnées par un débit à plein  $Q_p$  ne débitent en réalité et dans la plupart du temps, que des quantités d'eau plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées, ainsi elles ne seront que partiellement remplies.

De l'abaque de Manning-Strickler, pour une certaine valeur de la pente, et du diamètre normalisé choisi, on déduit le débit  $Q_s$  et la vitesse  $V_p$  du tuyau rempli entièrement. Ces valeurs permettront d'apprécier le degré de remplissage pour chaque tronçon.

### III.4.3. Degrés de remplissage :

La connaissance de la vitesse d'écoulement s'établissant en cas de remplissage partiel est utile pour l'appréciation des possibilités d'autocurage (vitesse du flot par temps secs).

Cette vitesse  $V_{EU}$  est atteinte en régime uniforme pour un débit  $Q_{EU}$  correspondant à une fraction du débit à pleine section  $Q_{PS}$ .

Pour les calculs des graphiques de remplissages, adimensionnels, dans lesquels les valeurs de remplissage sont mentionnées sous forme d'un rapport avec le remplissage total. Ils représentent les rapports de grandeurs géométriques et hydrauliques en fonction du taux de remplissage  $h/D$ . (ou  $H = D$  pour la section circulaire) (voir le graphe page suivante).

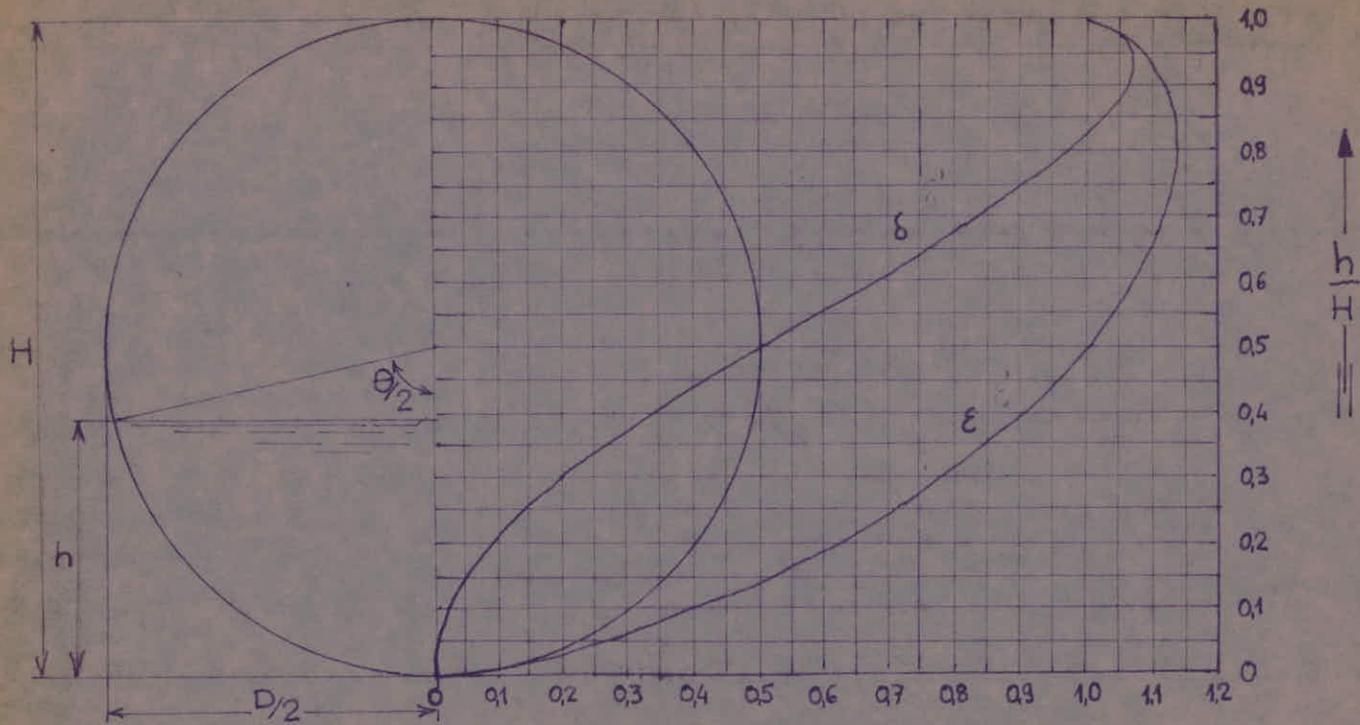
Ainsi pour l'effluent de temps secs, on calcule la valeur du rapport  $\delta = Q_{EU}/Q_{PS}$  et à l'aide du graphe, on obtient les coefficients :

$$\delta = h/D \quad \text{et} \quad E = V_{EU}/V_{PS} \quad (\text{avec } Q_{EU} = Q_h \text{ et } Q_{PS} = Q_H)$$

# Section circulaire. Vitesse et débit pour différentes profondeurs d'eau.

$V_h$  et  $Q_h$ . Vitesse moyenne et débit pour une hauteur d'eau  $h$ .

$V_H$  et  $Q_H$ . Vitesse moyenne et débit pour une hauteur d'eau  $H$



$$\epsilon = \frac{V_h}{V_H} ; \delta = \frac{Q_h}{Q_H}$$

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	
Tronçon Superficie Population				Débits d'eau usées par temps secs				Débits Pluviaux				Débits totaux		Caractéristiques de la canalisation						DONNÉES HYDRAULIQUES (degrés de remplissage)										Temps de Concentration		Observations.																																									
du au d'apport respectif				domestique et industriels				Infiltration				Superficies réduites		Longueur d'un tronçon		CÔTES (m NGA)				Pente		Plene section		Effluent de temps secs				Débit total d'écoulement				Partiels		Cumulés																																							
No	No	ha	employés	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	ha	ha	l/s	l/s	m	du terrain	du radier	I	mm	Qps	Vps	Qps	Vps	h	H+D	Vitesse	hauteur	Qr	Vr	h	Vitesse	hauteur	Partiels	Cumulés	sec.	sec.																																				
																Amont	Aval	Amont	Aval	‰	mm	l/s	m/s	S	E	g	m/s	mm	S'	E'	E'	m/s	mm	sec.	sec.																																						
1	2	1,896	284	0,78	0,78	4,3	3,35	0,19	0,19	3,54	1,706	1,706	298,55	302,1	200	16,00	15,80	15,00	13,00	10	500	4,80	2,30	0,007	0,28	0,06	0,64	30	0,63	1,05	0,58	2,41	290	87	87																																						
2	3	1,335	200	0,55	1,33	3,6	4,78	0,13	0,32	5,10	1,201	2,907	508,72	513,8	160	15,80	15,16	13,00	11,72	8	600	6,20	2,30	0,008	0,30	0,07	0,69	4,2	0,82	1,12	0,69	2,57	414	67	154																																						
3	4	0,364	144	0,40	0,40	5,4	2,16	0,09	0,09	2,25	0,868	0,868	151,30	154,1	130	15,16	15,16	14,16	12,02	16	400	3,10	2,45	0,007	0,28	0,06	0,68	2,4	0,49	1,00	0,50	2,45	200	58	58																																						
4	5	1,416	212	0,58	2,31	3,1	7,16	0,14	0,55	7,71	1,274	5,049	883,57	891,2	175	15,16	15,32	11,72	10,67	6	800	12,00	2,40	0,006	0,27	0,05	0,64	4,0	0,74	1,09	0,63	2,62	504	71	225																																						
5	6	1,067	160	0,44	2,75	3,0	8,25	0,10	0,65	8,90	0,960	6,009	1051,57	1060,5	145	15,32	15,66	10,67	10,35	2	1000	12,50	1,61	0,007	0,28	0,06	0,45	6,0	0,84	1,12	0,71	1,80	710	85	310																																						
6	7	1,715	257	0,71	0,71	4,4	3,12	0,17	0,17	3,29	1,543	1,543	270,02	273,3	150	16,28	16,23	15,28	12,88	16	400	3,10	2,45	0,011	0,33	0,07	0,80	2,8	0,88	1,12	0,73	2,74	292	59	59																																						
7	8	1,663	249	0,69	1,40	3,6	5,04	0,16	0,33	5,37	1,496	3,039	531,82	537,2	175	16,23	15,66	12,88	10,95	11	600	7,50	2,69	0,007	0,28	0,06	0,75	3,6	0,72	1,08	0,63	2,90	378	65	124																																						
8	9	0,514	77	0,21	0,21	6,9	1,45	0,05	0,05	1,50	0,463	0,463	81,02	82,5	100	15,56	15,66	14,56	11,16	34	250	1,29	2,62	0,011	0,53	0,07	0,86	17,5	0,64	1,07	0,58	2,80	145	40	40																																						
9	10	1,189	178	0,49	4,85	2,6	12,61	0,12	1,15	13,76	1,070	10,581	1851,67	1865,4	200	15,66	15,20	10,38	9,98	2	1200	2,29	2,62	0,011	0,53	0,07	0,50	7,2	0,91	1,13	0,75	2,03	900	103	413																																						
10	11	0,345	141	0,39	5,24	2,6	13,62	0,09	1,24	14,86	0,850	11,431	2000,42	2015,3	150	15,20	15,10	9,38	9,68	2	1250	2,280	1,86	0,006	0,27	0,05	0,50	6,25	0,88	1,12	0,73	2,08	912,5	77	490																																						
11	12	0,660	99	0,27	5,51	2,6	14,33	0,06	1,30	15,63	0,594	12,025	2104,37	2120,0	115	15,10	14,35	9,68	9,45	2	1400	30,50	1,99	0,005	0,26	0,05	0,51	7,0	0,69	1,07	0,62	2,13	868	58	548																																						
12	13	0,462	69	0,19	0,19	7,2	1,36	0,04	0,04	1,40	0,415	0,415	72,62	74,0	120	15,49	15,14	14,49	12,31	14	300	1,34	1,90	0,010	0,32	0,07	0,60	2,1	0,55	1,03	0,53	1,96	159	66	66																																						
13	14	0,855	128	0,35	0,54	4,9	2,65	0,08	0,12	2,77	0,769	1,184	207,20	210,0	150	15,14	14,88	12,81	11,31	10	400	2,45	1,95	0,011	0,33	0,07	0,80	2,8	0,86	1,12	0,72	2,74	288	59	125																																						
14	15	1,163	174	0,48	0,48	5,1	2,44	0,11	0,11	2,55	0,46	1,046	183,05	185,6	165	13,40	14,20	12,70	12,04	4	500	2,80	1,45	0,009	0,31	0,07	0,45	3,5	0,66	1,07	0,59	1,55	295	111	111																																						
15	16	1,087	163	0,45	0,93	4,1	3,81	0,10	0,21	4,02	0,978	2,024	354,20	358,2	150	14,20	14,88	12,04	11,50	4	600	4,60	1,64	0,008	0,30	0,07	0,49	4,2	0,77	1,10	0,66	1,80	396	88	199																																						
16	17	0,541	81	0,22	1,69	3,4	5,75	0,05	0,38	6,12	0,487	3,695	646,62	652,7	95	14,88	14,44	11,31	10,74	6	700	8,40	2,20	0,007	0,28	0,06	0,62	4,2	0,77	1,10	0,66	2,42	462	44	243																																						
17	18	1,545	231	0,64	0,64	4,6	2,94	0,15	0,15	3,09	1,390	1,390	243,25	246,3	215	13,50	14,44	12,50	10,35	10	500	4,40	2,30	0,007	0,28	0,06	0,64	3,0	0,56	1,03	0,54	2,37	270	95	95																																						
18	19	1,880	297	0,82	3,15	2,9	9,13	0,19	0,72	9,85	1,782	6,867	1201,72	1211,6	202	14,44	14,35	10,74	9,94	4	900	13,40	2,10	0,007	0,28	0,06	0,58	5,4	0,90	1,13	0,75	2,37	675	90	333																																						
19	20	0,956	149	0,41	9,07	2,3	20,86	0,09	2,02	22,88	0,887	18,779	3461,32	3484,2	145	14,35	14,84	9,45	9,16	2	1500	37,00	2,10	0,006	0,27	0,05	0,56	7,5	0,94	1,14	0,78	2,39	1170	65	398																																						
20	21	0,532	88	0,24	9,31	2,3	21,41	0,06	2,08	23,49	0,532	20,311	3554,42	3577,9	115	14,84	15,10	9,16	8,93	2	1500	37,00	2,10	0,006	0,27	0,05	0,56	7,5	0,96	1,14	0,79	2,39	1185	53	451																																						
21	22	1,476	221	0,61	0,61	4,7	2,86	0,14	0,14	3,00	1,328	1,328	232,40	235,4	210	13,50	12,70	12,50	11,02	8	500	3,95	2,00	0,007	0,28	0,06	0,56	3,00	0,59	1,04	0,56	2,08	280	105	105																																						
22	23	1,274	191	0,53	0,53	4,9	2,59	0,12	0,12	2,71	1,146	1,146	200,55	203,3	190	12,40	12,70	11,60	11,00	3	500	2,43	1,25	0,011	0,33	0,07	0,41	3,5	0,87	1,12	0,70	1,40	350	140	140																																						
23	24	1,500	225	0,62	1,76	3,3	5,80	0,15	0,26	6,06	1,350	3,824	669,20	675,3	200	12,70	13,05	11,02	10,42	3	800	8,50	1,70	0,007	0,28	0,06	0,48	4,8	0,79	1,11	0,62	1,88	496	111	251																																						
24	25	1,185	177	0,49	2,25	3,2	7,20	0,11	0,37	7,57	1,066	4,890	855,75	863,3	150	13,05	13,56	10,42	9,97	3	900	11,50	1,83	0,006	0,27	0,05	0,49	4,5	0,75	1,09	0,65	1,99	585	80	331																																						
25	26	2,152	322	0,90	3,15	2,9	9,13	0,21	0,58	9,71	1,936	6,826	1194,55	1204,3	220	13,56	15,10	9,97	9,50	2	1000	12,50	1,60	0,007	0,28	0,06	0,44	6,0	0,96	1,14	0,79	1,82	790	125	456																																						
26	27	0,517	77	0,21	12,46	2,2	27,41	0,05	2,71	30,12	0,465	27,602	4830,35	4860,5	95	15,10	14,40	8,93	8,74	2	1700	51,50	2,30	0,006	0,27	0,05	0,62	8,5	0,94	1,14	0,78	2,62	1326	41	497																																						
27	28	1,275	191	0,53	12,99	2,2	28,57	0,12	2,83	31,40	1,147	28,749	5031,07	5062,5	150	14,40	13,70	8,74	8,44	2	1700	51,50	2,30	0,006	0,27	0,05	0,62	8,5	0,98	1,14	0,81	2,62	1377	62	559																																						
28	29	0,741	111	0,30	0,30	6,1	1,83	0,07	0,07	1,90	0,666	0,666	116,55	118,4	200	12,40	12,55	11,60	10,40	6	400	1,90	1,55	0,010	0,32	0,07	0,50	2,8	0,62	1,05	0,57	1,63	228	127	127																																						
29	30	1,539	240	0,66	0,56	4,1	3,94	0,16	0,23	4,17	1,439	2,105	368,37	372,5	195	12,55	12,55	10,40	10,01	2	700	4,85	1,25	0,008	0,30	0,07	0,37	4,9	0,76	1,10	0,65	1,37	455	147	274																																						
30	31	1,035	155	0,43	1,39	3,6	5,00	0,10	0,33	5,33	0,931	3,036	531,30	536,6	150	12,96	13,63	10,01	9,71	2	800	6,90	1,38	0,007	0,28	0,06	0,39	4,8	0,77	1,10	0,66																																										

De ces paramètres, on trouve :

- La hauteur d'eau dans le tuyau  $h = \xi H = \xi D$
- la vitesse du flot de temps secs  $VEU = \xi x (VPS) (VPS = \sqrt{2gH})$

De la même manière pour le débit total d'écoulement,  $QT$ , on détermine à partir du même graphe les paramètres pour chaque tronçon, afin de savoir si oui ou non, la canalisation est en charge. ( $V_T \geq V_{max}$  ou  $V_T \leq V_{max}$ )

pour  $\xi' = \frac{QT}{QPS}$  on obtient

-  $h' = \xi' D$

-  $VT = \xi' VPS$

#### III.4.4. Examen des résultats de calcul

Tous les résultats des calculs sont présentés dans le tableau général (page suivante) dans lequel, il apparaît que le réseau n'est nullement en charge, mais que les conditions d'auto-curage ne sont pas satisfaites pour certains tronçons (tronçons : 4-5, e-f, 22-23 ...)

La vitesse de l'eau dans ces tronçons est inférieure à 0,50 m/s ; deux solutions sont à envisager pour ce problème :

- 1°) L'emplacement de réservoir de chasse
- 2°) Choix d'un autre type de profil permettant un meilleur écoulement du flot de temps secs.

La deuxième solution semblerait plus économique, car ce n'est que la section des conduites que l'on modifie ; reste à savoir si cette solution est efficace pour la résolution du problème. Pour le savoir, entreprenons le calcul hydraulique du tronçon de canalisation, placé dans le cas d'écoulement le plus défavorable, pour satisfaire aux conditions d'autocurage.

Du tableau général, c'est le tronçon 22-23, dans lequel la vitesse de l'effluent par temps secs est 0,37 m/s (colonne 28).

Choisissons un profil de type pentagonal dont la partie basse du radier, qui est de forme triangulaire permet un meilleur écoulement du flot. Le calcul hydraulique se réduit uniquement à la détermination de la vitesse d'autocurage pour ce type de section. Il se conduit de la même façon que pour une section circulaire, c'est-à-dire en utilisant des abaques, et des courbes de remplissage propres à la section à radier triangulaire (ceux-ci sont tirés du manuel d'hydraulique général de A. Len castre).

Les coordonnées du tronçon 22,23 sont :

$$\begin{aligned} \text{-- pour le profil circulaire : } & D = 700 \text{ mm} \\ & I = 2 \text{ ‰} \\ & Q_{\text{EU}} = 4,17 \text{ l/s} \end{aligned}$$

-- pour le profil à radier triangulaire de largeur  $D = 0,7 \text{ m}$ , on obtient pour la même pente  $I$ .

$$Q_{\text{PS}} = 499 \text{ l/s} \quad V_{\text{PS}} = 1,20 \text{ m/s}$$

$$\text{donc : } = \frac{Q_{\text{EU}}}{Q_{\text{PS}}} = \frac{4,17}{4,99} = 0,0083$$

des courbes de remplissage, on obtient :

On peut donc déterminer la vitesse de l'effluent de temps secs dans la section pentagonale.

$$(V'EU)_{\text{sect.pent.}} = 0,326 \cdot 120 = 0,33 \text{ m/s}$$

alors que :

$$(VEU)_{\text{sect.circ.}} = 0,37 \text{ m/s}$$

On remarque que pour ce type de profil, la vitesse change peu, mais reste toujours inférieure à 0,6 m/s.

La deuxième solution n'est donc pas rentable au point de vue technique. Il faut alors opter pour la première, qui prévoit l'installation des chasses d'eau.

#### III.4.5. Tracé en plan des collecteurs

Le tracé en plan a été établi, de façon à éviter tous changements brusques de direction, on obtiendra ainsi un bon écoulement des eaux.

Les jonctions se feront par raccordement circulaire, afin d'éviter des pertes de charges singulières trop importantes et seront prises à un angle aigu de 45 °.

Le branchement d'une antenne sur un collecteur devra être suffisamment haut, de manière que si le niveau d'eau dans le collecteur monte, jusqu'à une cote correspondant au débit maximal il n'en résulte pas une mise en charge dans l'antenne (voir profil page suivante).

Par exemple, pour le tronçon d'antenne 20-10, se **raccordant** au tronçon 10-11 du collecteur 1-12, on a les données suivantes ( voir planche n° 2 ).

- Tronçon 10-11 : Cote du radier : 8,93 m .NGA

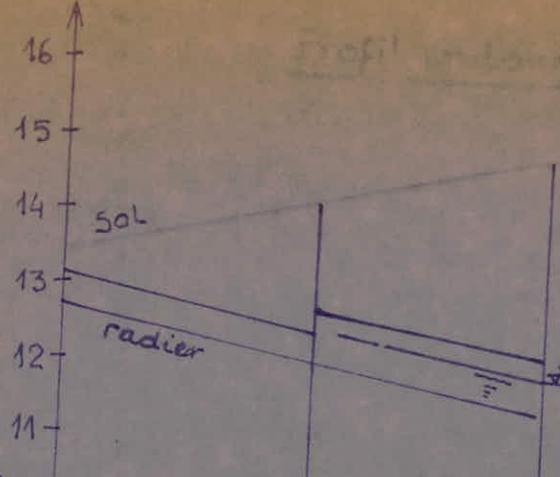
Cote du plan d'eau : 10,25 m

NGA

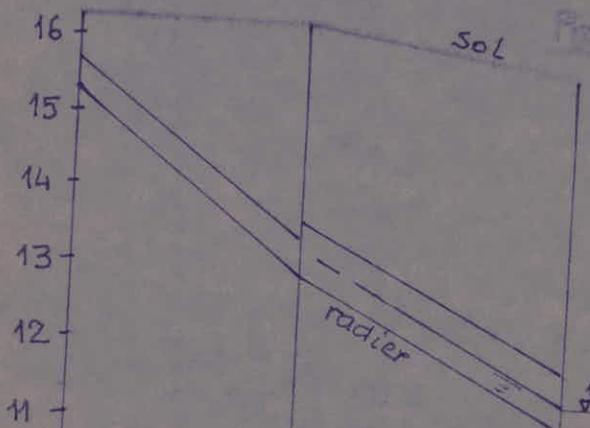
Altitudes

Echelles:

haut.: 1/100  
Long.: 1/5000



Tronçons	e		f	15
Diamètres (mm)	500		600	
Longueurs partielles (m)	165		150	
Longueurs cumulées (m)	0	165	315	
côtes du sol	13,40	14,20	14,88	
Côtes du radier	12,70	12,04	11,50	
Pente du radier (mpm)	0,004			



Echelles:

haut.: 1/100  
Long.: 1/5000

Tronçons	b		c	5
Diamètres (mm)	400		600	
Longueurs partielles (m)	150		175	
Longueurs cumulées (m)	0	150	325	
Côte du sol	16,28	16,23	15,66	
Côte du radier	15,28	12,88	10,95	
Pente du radier (mpm)	0,016		0,011	

-- Tronçon 20-10 : Côte du radier : 9,50 m .NGA  
Côte du plan d'eau : 10,29 m .NGA

### III-4.6. Temps d'écoulement (de concentration)

Pour chaque collecteur, il est utile de définir le temps de concentration  $T$  (mn) . Sa détermination conduit au débit maximal de fréquence biennale. La connaissance de ce débit étant indispensable pour le calcul des ouvrages d'évacuation (exemple : déversoir d'orage).

$$T = t_1 + t_2$$

Le terme  $T_1$  représente le temps mis par l'eau ruisselant des toits, chaussées, etc .... pour atteindre la première bouche d'égout. A la suite de diverses observations expérimentales  $t_1$  est pris, en général égale à 5 minutes.

Le terme  $t_2$  représente, le temps mis par l'eau pour s'écouler (depuis la bouche d'égout) dans la canalisation, celui-ci est fonction de la vitesse d'écoulement  $V$  (m/s).

$$t_2 = \frac{L}{V} = \frac{\text{longueur du tronçon}}{\text{Vitesse d'écoulement}}$$

$t_1$  et  $t_2$  sont exprimés en secondes

### III.5. Conditions d'implantation des réseaux

#### III.5.1. Emplacement des canalisations

Les rues ont une largeur de moins de 15 mètres, les canalisations d'égout seront donc placées dans l'axe de la chaussée les branchements d'immeubles auront de ce fait la même largeur.

#### III.5.2. Position en profondeur des canalisations

La continuité des niveaux au radier est assurée uniquement pour tirer le meilleur parti de la pente disponible. La profondeur maximale obtenue à la fin du réseau est 5,41 m (SR).

Lors de la pose des conduites, une profondeur minimale de 0,8 m est respectée, pour les canalisations de tête. Les profondeurs des tuyaux sont déterminés selon les points de vue suivants :

a) Les conduites sont à disposer suffisamment bas, pour franchir par en dessous et sans difficultés, les autres conduites disposées dans les rues (eau potable, gaz, etc ...) sans que des déplacements des sus-dites canalisations soient nécessaires.

Les conduites d'eaux usées sont placées à 10 cm sous d'adduction d'eau.

b) La résistance au gel : cette considération est négligée, pour la région d'Alger Centre (pas de gel).

### III.5.3. Pose des canalisations en tranchées

La largeur minimale B des tranchées sera égale au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,50 m. Les tuyaux seront posés à partir de l'aval du réseau, de façon à avoir les emboitements des conduites dirigés vers l'amont (voir planche n° 2). Il faut comprimer avec soin le matériau de remplissage.

$$B = D_{\text{ext.}} + 0,5$$

### III.6. Dispositions constructives

#### III.6.1. Choix du matériau

La canalisation constitue l'ouvrage principal d'un réseau d'assainissement ; c'est pourquoi, les matériaux de construction des installations d'eaux usées doivent être de telle nature qu'ils puissent résister aux actions :

- mécaniques
- statiques
- chimiques

Les actions mécaniques résultent du charriage par les eaux usées, des sables, graviers et autres, qui provoquent l'érosion des radiers.

Les charges statiques comprennent la pression des terres et de l'eau, ainsi que les surcharges dues à la circulation.

Les attaques chimiques possibles sur les matériaux de construction sont très nombreuses. Il faudra tenir compte que des substances corrosives, explosives ou toxiques pourront toujours parvenir dans les conduites.

### III-6.2. Étanchéité des tuyaux.

Afin d'assurer de bonnes conditions d'étanchéité il faudra :

- obtenir une bonne compacité du matériau constitutif (important pour la corrosion).
- Minimiser les fuites provenant surtout des joints, en utilisant des assemblages à anneaux roulants en caoutchouc, dont le montage est facile, et qui garantissent une bonne étanchéité.
- Apporter un soin particulier à la pose des conduites.

Le béton qui est utilisé souvent en Algérie sera choisi. Le ciment alumineux sera utilisé pour la préparation du béton car il possède des propriétés anticorrosives.

**CHAPITRE IV - CALCUL DE LA RESISTANCE DES EGOUTS A LA RUPTURE :**

**IV-1. Etude de la résistance mécanique aux charges extérieures :**

La classe de résistance à laquelle les tuyaux cylindriques doivent appartenir est déterminée en comparant, d'une part, la charge de rupture minimale  $P_r$  garantie par le fabricant, d'autre part, la charge  $P_c$  que supportera le tuyau en service, de telle manière que la condition suivante soit satisfaite :

$$Pr > a. Pc$$

ou  $a$  : est un coefficient de prise en compte (ou coefficient de sécurité)

Pour des travaux courants  $a$  et  $P_c$  pourront être estimés d'après les données suivantes :

- le diamètre extérieur des tuyaux :  $D \leq 2,00m$
- la hauteur de remblai au dessus de la génératrice supérieure varie de 0,8 à 6,0 m.
- Il est prévu des charges roulantes
- Le terrain est argileux :  $\gamma_v = 1,8 \text{ t/m}^3$

**IV.1.1.- Détermination du coefficient  $a$  :**

Pour des tuyaux provenant d'usines agréées

$a = 1,50$  pour des diamètres inférieurs à 800 mm

$a = 1,65$  pour des diamètres supérieurs à 800 mm

IV - 1.2. - Détermination de la charge  $P_c$

La charge d'écrasement  $P_c$  par mètre de canalisation est donnée par la formule ci-dessous :

$$P_c = \frac{Q + Q'}{m} \quad (\text{exprimé en daN})$$

Où  $Q$  et  $Q^D$  : charges exprimées en daN, exercées au niveau de la génératrice supérieure du tuyau, par respectivement, le remblai et les charges roulantes.

$m$  = coefficient de pose

a) détermination de  $Q$  :

Diverses études ont montré que l'action des terres situées au dessus du tube de diamètre  $D$ , par unité de longueur, à une profondeur  $h$ , est égale à :

$$Q = \lambda G_t = \lambda \cdot h \cdot D.$$

où  $G_t$  est le poids des terres, par unités de longueur.

$\lambda$  est un coefficient qui dépend du rapport  $h/D$  et de la nature du sol  
(figure 1)

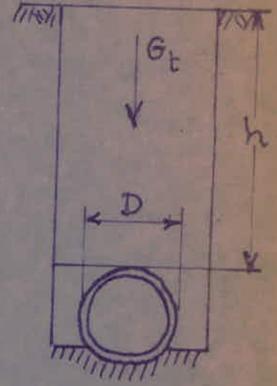
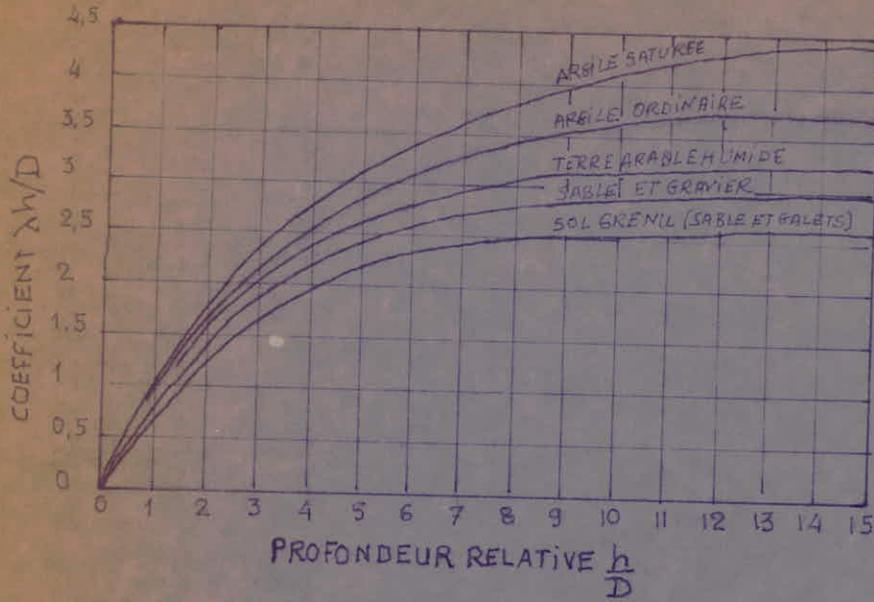
b) détermination de  $Q'$  :

Les canalisations d'eau usées posées sous chaussée subissent l'action des charges statiques et dynamiques dues à la circulation, pour éviter la détérioration du revêtement des rues à la suite d'affaissement les terres doivent être parfaitement tassées dans les tranchées.

Le calcul de la répartition des efforts dans le sol s'effectue au mieux d'après la théorie de l'élasticité. Les contraintes  $Q^D$  résultant des surcharges roulantes  $G_s$  peuvent se déduire de la formule de Boussinesq.

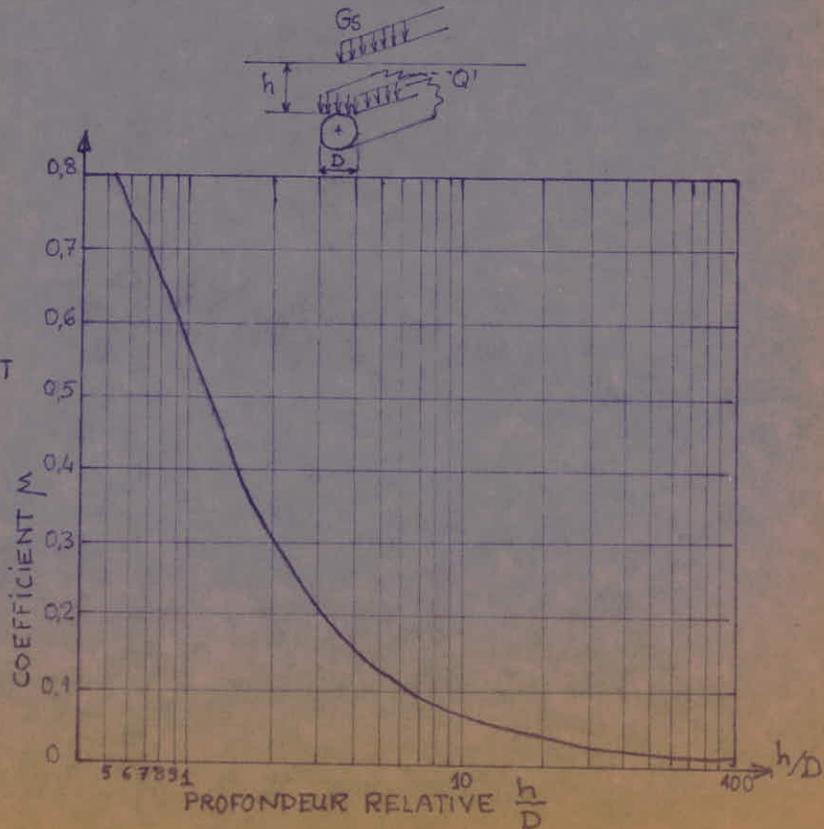
$$Q^D = j \cdot G_s$$

Figure 1 :



VALEURS DU COEFFICIENT  $\lambda h/D$

Figure 2 :  
VALEURS DU COEFFICIENT  $\mu$



Où  $\mu$  est un coefficient sans dimension, qui dépend du rapport  $h/D$  ; les valeurs de ce coefficient sont données par la figure 2.

c) Détermination de  $m$  :

Avec la même charge, l'effort réel exercé sur un tronçon de canalisation, atteindra des valeurs d'autant plus faibles, que la pose sera mieux exécutée.

Les valeurs du coefficient de pose,  $m$ , variables selon l'arc effectif d'appui du tuyau, sont données par le tableau (2), pour des travaux bien exécutés :

-  $m = 2,30$  pour  $D \leq 500$  mm  
-  $m = 2,00$  pour  $D > 500$  mm

( TABLEAU 2 )

arc d'appui	0	30	60	90	120	150	180
$m$	1,10	1,35	1,70	2,00	2,30	2,50	2,55

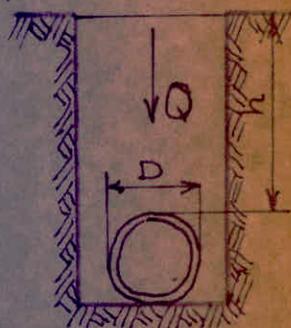
La justification de la sécurité à la rupture se détermine à partir du tableau 3 (page suivante).

Il y a lieu de préciser que la hauteur des terres  $h$ , sous chaque tronçon de canalisation est prise comme moyenne des hauteurs de terre sous chaque extrémité du tronçon.

On peut alors considérer que la force  $P_c$  est uniformément répartie sur le tronçon.

Tronçons	h	D	$\frac{h}{D}$	Q	Q'	P <sub>c</sub>
No au No	m	m.m	-	daN/ml	daN/ml	daN/ml.
1 - 2	1,35	500	2,70	2272	2900	2248
2 - 3	2,42	600	4,03	3480	1970	2725
a - 3	1,62	400	4,05	2600	2020	2008
3 - 4	3,14	800	3,92	5730	2040	3885
4 - 5	3,86	1000	3,86	9160	1810	5485
b - c	1,67	400	4,17	2600	1780	1904
c - 5	3,41	600	5,68	2550	1290	1920
d - 5	2,41	250	9,64	2120	820	1278
5 - 6	4,02	1200	3,35	9160	2160	5660
6 - 7	3,99	1250	3,19	9160	2160	5660
7 - 8	3,71	1400	2,65	11.130	2950	7040
13 - 14	2,63	300	8,76	2220	910	1360
14 - 15	4,80	400	12	2870	540	1482
e - f	0,88	500	1,72	1240	5130	2769
f - 15	2,21	600	3,68	3280	2150	2715
15 - 16	2,83	700	4,04	5470	1940	3705
g - 16	1,65	500	3,30	2600	2510	2221
16 - 8	3,10	900	3,44	5730	2300	4015
8 - 9	3,80	1500	2,53	11.130	2680	6905
9 - 10	4,32	1500	2,88	12.280	2680	7480
17 - 18	0,69	500	1,38	1240	5130	2769
h - 18	0,59	500	1,18	880	5130	2613
18 - 19	1,30	800	1,62	2800	5220	4010
19 - 20	2,16	900	2,40	4590	3190	3898
20 - 10	3,53	1000	3,53	6340	2130	4235
10 - 11	4,21	1700	2,47	12.280	3190	7735
11 - 12	3,61	1700	2,12	11.130	3730	7430
21 - 22	0,92	400	2,30	1410	3340	2065
22 - 23	1,80	700	2,57	2840	3070	2955
23 - 24	2,58	800	3,22	5190	2380	3790
24 - 12	3,14	900	3,48	5730	2300	4015
12 - SR	3,33	2000	1,66	11.130	4860	7995
25 - 26	1,87	500	3,74	2840	2220	2200
26 - 27	3,07	700	4,30	4010	1790	2900
27 - 28	3,00	800	3,75	5730	2040	3885
i - 28	1,95	200	9,75	1910	800	1178
28 - 29	3,29	900	3,65	6340	2300	4320
29 - SR	3,44	900	3,82	6340	1930	4135

Action des terres argileuses.



Surcharges

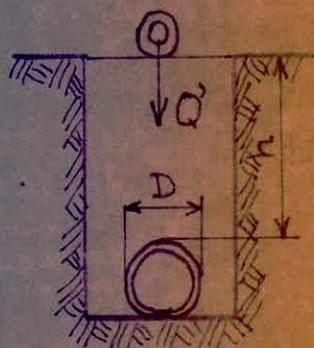


Tableau 3 .

Ainsi pour le tronçon 1.2 on a par exemple :

-- hauteur de terre sous le point 1.

$$h_1 = (C_{T1} - C_{R1}) - D_{1-2} = (16,00 - 15,00) - 0,50 = 0,50 \text{ m}$$

-- hauteur de terre sous le point 2

$$h_2 = (C_{T2} - C_{R2}) - D_{2-3} = (15,80 - 13,00) - 0,60 = 2,20 \text{ m}$$

Où  $C_{T_i}$  : côte du terrain au point i

$C_{R_i}$  : côte du radier au point i

La hauteur moyenne de terre est :

$$h_{1-2} = \frac{0,50 + 2,20}{2} = 1,35 \text{ m}$$

La charge totale d'écrasement  $P_C$  sous le tronçon e  
1-2 est égale à :

$$P_C = 2248 \times 200 \text{ m} = 449.600 \text{ da N.}$$

La charge de rupture minimale  $P_r$  ( $\alpha = 1,5$ ) doit répondre  
à la condition :

$$P_r \geq 2248 \times 1,5 = 3372 \text{ da N/m}$$

Cette charge devra être reprise par les armatures des conduites.

## CHAPITRE V : OUVRAGES DU RESEAU D'EGOUT

Les ouvrages constitutifs d'un réseau d'égout se divisent en deux classes :

- ouvrages principaux
- ouvrages annexes

### V-1. Ouvrages Principaux

Ce sont les canalisations, dont toutes les caractéristiques et les calculs ont été traités aux chapitres précédents. Leur majorité ne sont pas visitables, car une grande partie du réseau est constitué de conduites dont le diamètre ne dépasse pas 1,60 m. Elles sont toutes en béton précontraint.

### V-2. Ouvrages annexes

#### V.2.1. - Branchements particuliers

##### V.2.1.1. - Généralités :

Le rôle des branchements particuliers est d'écouler dans le réseau d'égout, les eaux usées et éventuellement les eaux pluviales des immeubles, en assurant les meilleures conditions d'hygiène des locaux, tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte.

##### V.2.1.2. - Caractéristiques :

Les branchements particuliers doivent être étanches et résistants. Pour un réseau de type unitaire, il y a un seul branchement par immeuble (canalisation d'évacuation).

Un branchement particulier comprend :

- Le raccordement à l'immeuble
- Localisation de branchement
- Le raccordement à l'égout public

La jonction d'un branchement particulier avec la canalisation d'évacuation des eaux de l'immeuble s'effectuera au moyen d'un siphon disconnecteur, ce qui permettra d'éviter l'obturation du branchement par des matières en provenance des locaux.

Le diamètre de la conduite de branchement sera au moins égal à 150 mm.

Les dispositifs de raccordement à une canalisation d'égout public pourront être constitués par :

- un regard de jonction
- ou une boîte de branchement

### V.2.2. - Caniveaux (rigoles)

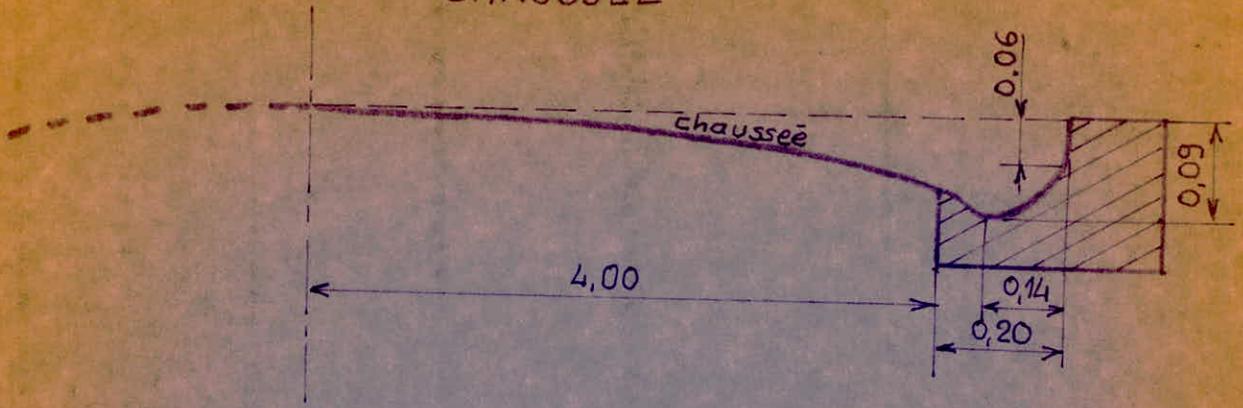
Les caniveaux sont destinés à véhiculer les eaux collectées, de la chaussée jusqu'aux bouches d'égout. Leur tracé sera prévu lors de la conception des voiries (voir page suivante).

### V.2.3. - Bouches d'égout

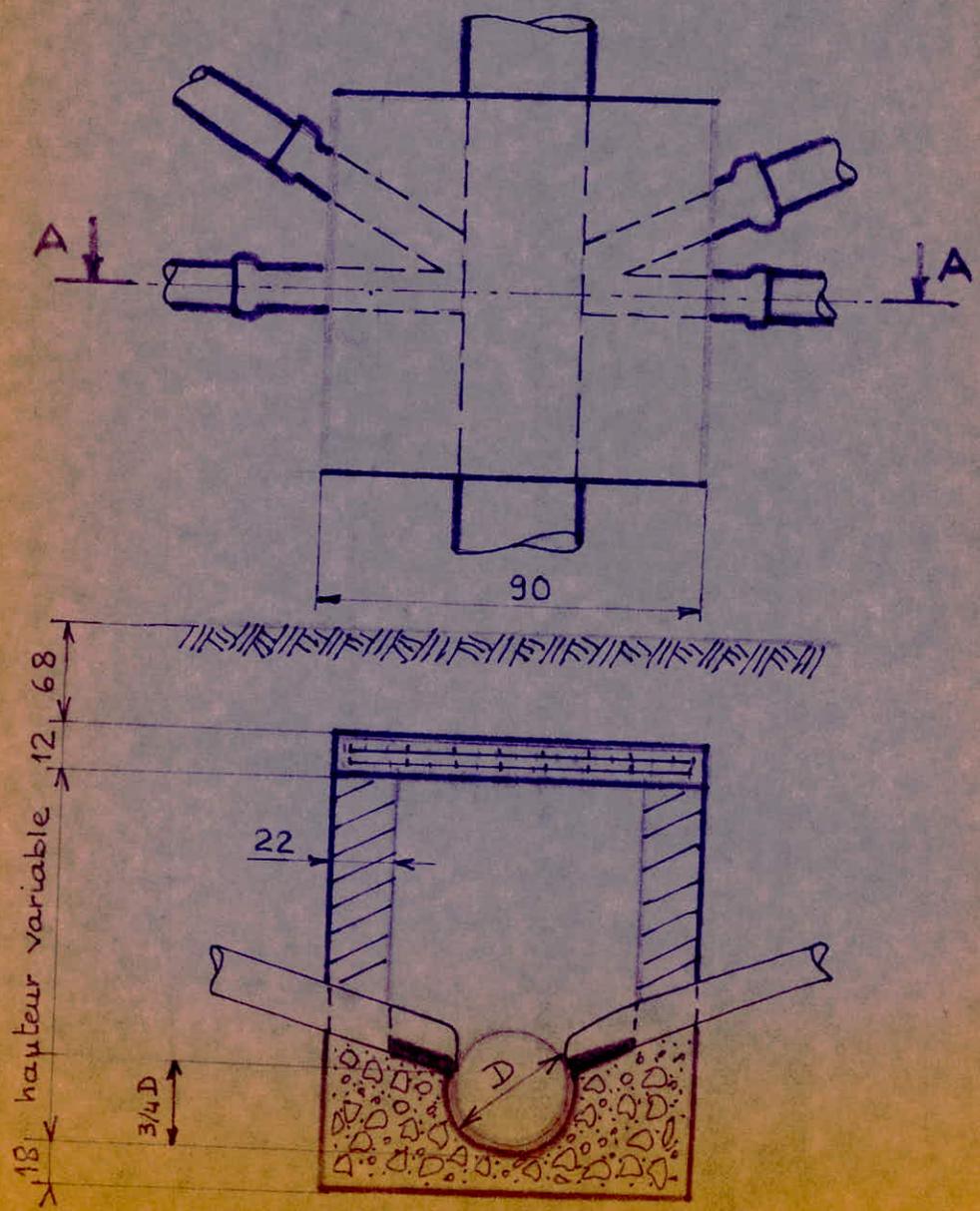
#### V.2.3.1. - Rôle

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie et de lavage des rues. Elles doivent garantir une bonne ventilation et aération du réseau.

### COUPE D'UN CANIVEAU INSCRIT DANS LA CHAUSSEE



### BOITE DE BRANCHEMENT



Coupe A-A

### V.2.3.2. - Caractéristiques ;

L'introduction de corps solides (obstruants ou pulvêrulents) à l'intérieur des canalisations est proscrite. Les bouches d'égout sont de type "sélectif" avec décantation, elles comprennent les éléments suivants :

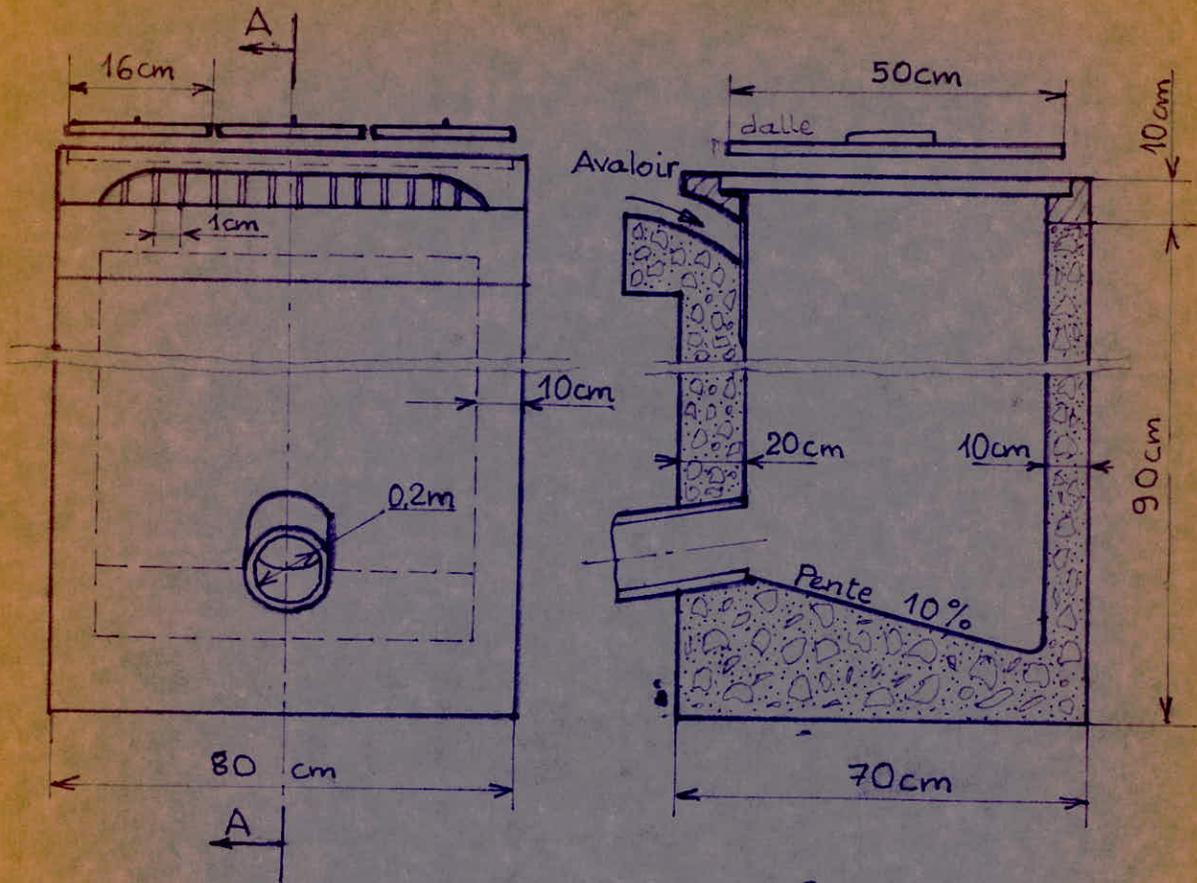
- un branchement de raccordement à la canalisation d'évacuation, constitué par une conduite de diamètre minimal 0,2 m
  - un radier étanche en béton de pente égale à 10 ‰.
  - Une cheminée verticale en béton de 10 cm d'épaisseur
  - un cadre supérieur en béton armé, destiné à supporter le couronnement de la bouche.
  - Un dispositif de recouvrement constitué par une dalle en béton armé.
  - Une couverture à accès latéral, dite "avaloir"
- Elles seront placées au bord de la chaussée -  
(voir page suivante)

### V.2.3.3. Organes de sélection

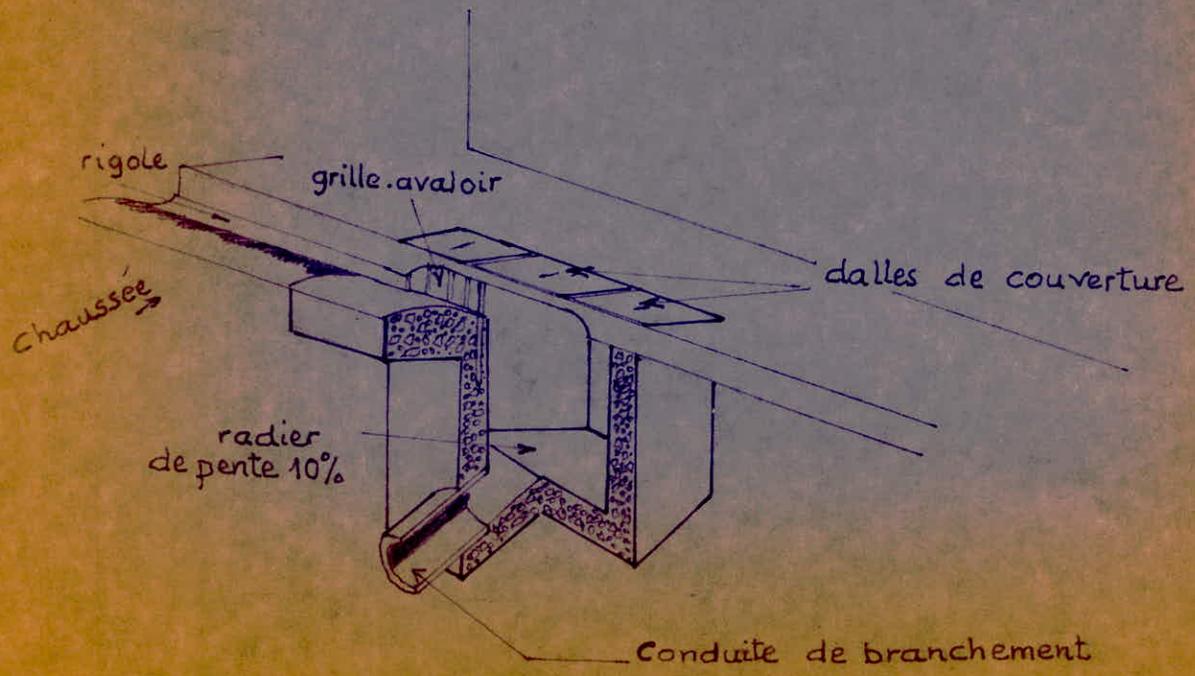
- la grille : Elle arrête au niveau de la chaussée les déchets les plus volumineux.
- Une grande partie des sables peut être retenue dans la bouche, grâce à l'inclinaison du radier qui permet leur décantation.

On admettra entre les bouches d'égout, un écart moyen de 50 mètres.

# BOUCHE D'ÉGOUT SELECTIVE A ACCÈS LATERAL AVEC DECANTATION.



Coupe A-A



#### V.2.4. Regards

##### V.2.4.1. -- Rôle

Les regards uniformisés pour toute la zone industrielle serviront essentiellement à l'aération des ouvrages, et pour les interventions accidentelles en cas d'obstruction total des égouts.

##### V.2.4.2. Espacement et emplacement

Il y aura entre chaque regard, un espacement de 40 à 50 mètres, dans les lignes droites. Un regard doit être disposé :

- au débouché d'une canalisation
- à chaque modification de section
- à chaque jonction de canalisation
- à chaque changement de pente

##### V.2.4.3. Branchement

**Sur** les ouvrages visitables (  $D \geq 1,6 \text{ m}$  )

les regards de visite sont branchés latéralement, c'est-à-dire, qu'ils comportent un branchement d'accès dont le radier est surélevé, par rapport à celui de l'ouvrage et incliné vers celui-ci d'une pente d'environ 0,01 a.p.m.

Sur les ouvrages non visitables (  $D < 1,6$  ) les regards se placent dans l'axe des ouvrages.

##### V.2.4.4. ; Caractéristiques :

Les regards comprennent les éléments suivants :

- un radier en béton
- une cheminée verticale

- des échelons de descente (ouvrages profonds)
- une dalle supérieure en béton armé munie d'un dispositif de fermeture.

Pour un regard de visite simple, nous avons :

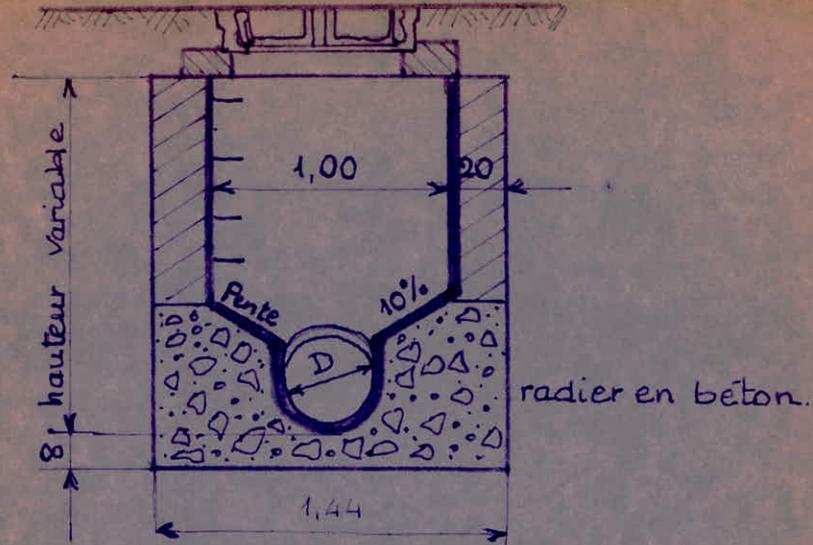
- le radier en béton, d'épaisseur minimale 8 cm, qui comporte une cunette de hauteur au moins égale au rayon de la canalisation et deux plages inclinées à 10 %, se raccordant aux parois de la cheminée.
  - La cheminée verticale en béton armé de section carré, dont les dimensions sont variables avec l'ouvrage, est coulée sur place.
  - Les échelons de largeur 0,35 m, espacés de 0,30 m, d'axe en axe, sont placés dans les regards profonds.
  - La dalle supérieure en béton armé d'épaisseur minimale 0,15 m (placée sous chaussée) est munie d'un dispositif de fermeture, constitué de 2 éléments.
- un cadre carré destiné à recevoir le tampon
  - un tampon qui se plaçant dans l'ouverture du cadre assure la fermeture convenable du regard.

Pour le cas de regards sous chaussée, le type suivant de dalle est choisi :

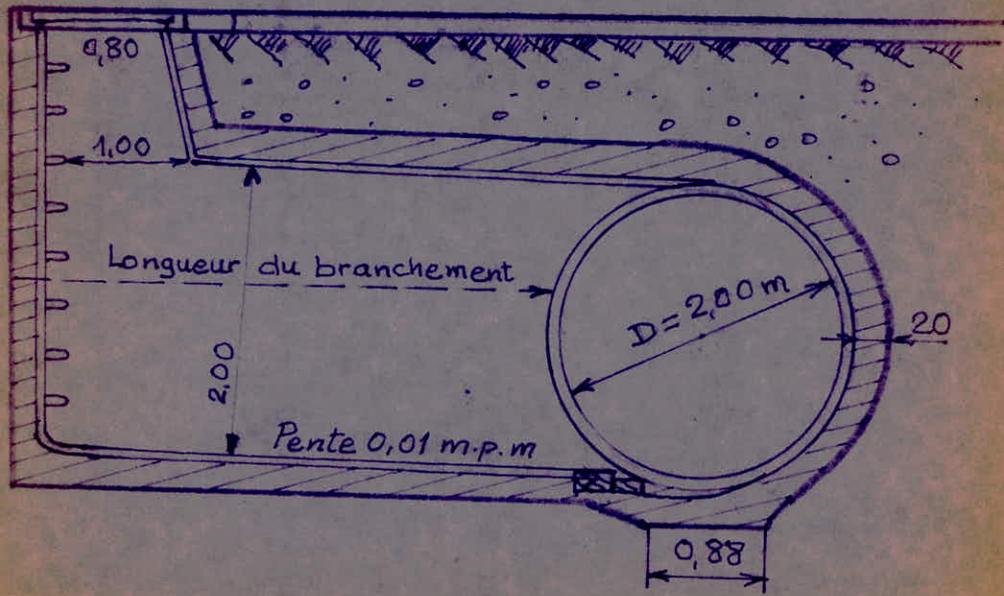
- carré de côté de 600 mm avec une ouverture de diamètre utile de 350 mm.

Les tampons comportent un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage et d'assurer l'aération du regard (voir page suivante).

COUPE D'UN REGARD DE VISITE SIMPLE (ouvrage non visitable)



COUPE EN LONG D'UN REGARD A BRANCHEMENT (visitable)



#### V.2.5. D-ispositifs de ventilation

La présence de l'air dans l'égout empêche la fermentation anaérobie des matières dont les eaux sont chargées.

Cette ventilation s'opère par :

- Les bouches sous chaussée
- Les tuyaux de descente des locaux prolongés en ventilation

primaire à l'air libre.

#### V.2.6. Chasses d'eau

Les insuffisances de vitesse en égout se trouvent liées dans la pratique aux insuffisances de débit. Dans certains tronçons, de canalisation, le flot régulier est trop faible (tableau 1, colonne 28), il est donc nécessaire pour l'entretien du réseau d'exercer une action discontinue en créant des chasses d'eau, à l'amont des tronçons à curer.

Ce curage est nécessaire car la zone est implantée dans une région où l'absence de pluie a lieu pendant plusieurs mois consécutifs.

L'utilisation de chasses d'eau automatiques peut conduire à une consommation d'eau importante par suite du dérèglement du robinet d'alimentation, et leur action dynamique ne s'exerce que sur une faible distance.

Afin de pallier à ce problème, et en sachant qu'actuellement, l'eau est si précieuse pour être gaspillée, il est proposé un système économique et pratique qui consiste à poser dans certains regards (ceux-ci prendront le nom de regards de chasse) deux vannettes, une amont et une aval.

Pour nettoyer la partie aval, les deux vannettes sont abaissées (étanchéité absolue non indispensable) et le regard est rempli d'eau de rinçage, par un moyen extérieur. La levée rapide de la vannette aval crée une chasse d'eau ; à noter que la levée postérieure de la vannette amont crée, également, une chasse en amont du regard en raison de l'eau qui s'y est accumulée.

Les regards de chasse sont placés en tête des tronçons c'est-à-dire en prenant comme exemple, le tronçon 4-5, le regard est installé aux points 4. Les points 4-5- -8-17-h-20-21-25, sont les points auxquels des regards de chasse seront implantés.

Le volume d'eau nécessaire pour assurer un bon curage sera calculé, de façon à ce qu'il corresponde au moins au débit d'eau résiduaire minimal, qui permettra d'assurer dans la canalisation, une vitesse d'écoulement supérieure à 0,6 m/s.

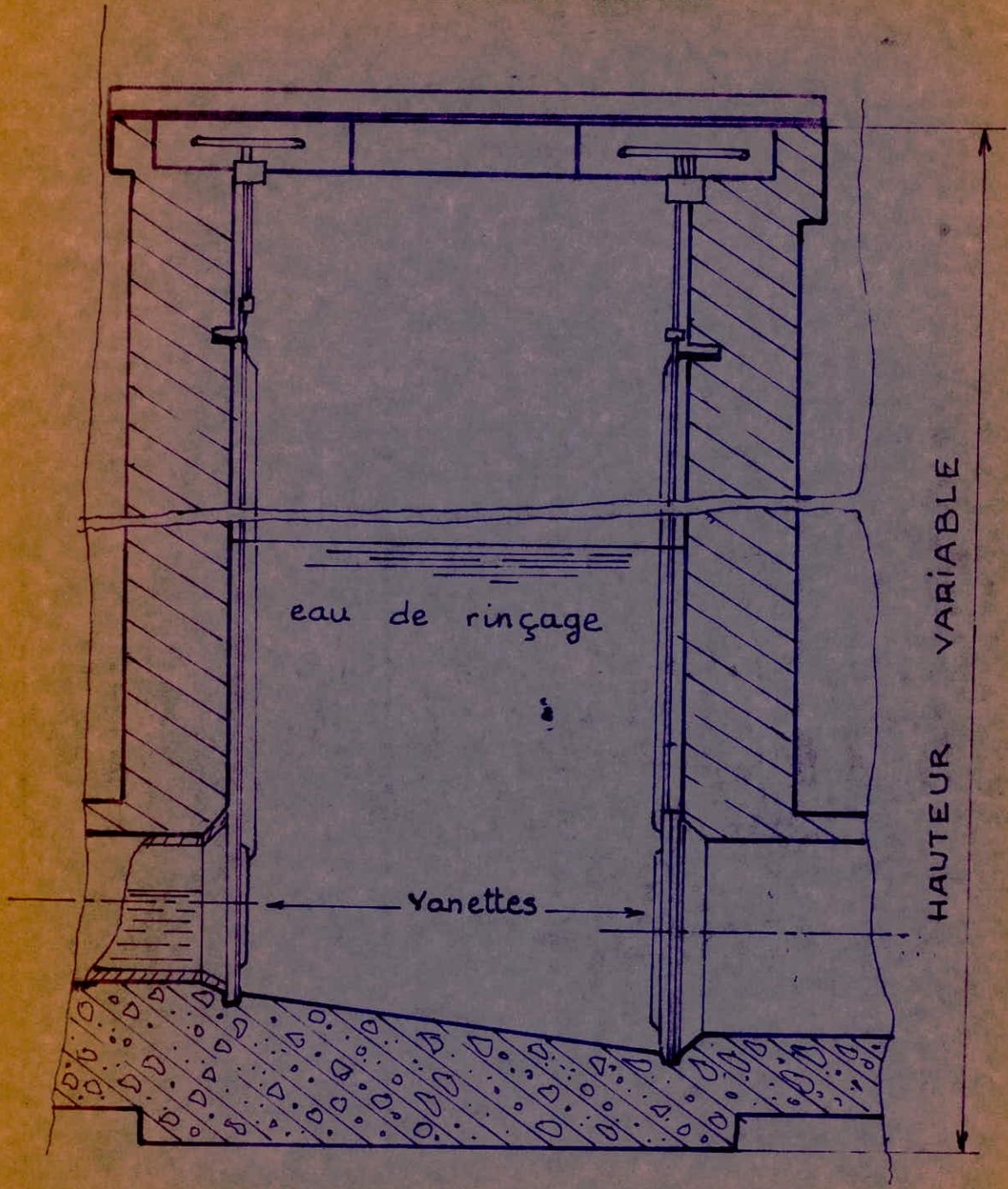
La table n° 91 du Manuel d'hydraulique générale de A. Lencastre nous donne en fonction de la pente de l'ouvrage et du diamètre de la conduite, les débits minimaux d'eaux résiduaires qui assurent une vitesse d'eau supérieure à 0,60 m/s.

Par exemple, pour le tronçon e-f, nous avons :

$$\begin{array}{l} I = 4 \text{ ‰} \\ D = 0,50 \text{ m} \end{array} \quad \text{on obtient } Q_r = 13,9 \text{ l/s}$$

Ce volume pourra toutefois être choisi en fonction des résultats de nettoyage que l'on désire obtenir, il ne devrait en aucun cas dépasser 1000 l.

REGARD DE CHASSE



## CHAPITRE VI - POSTES DE RELEVEMENT

### VI -1. But principal de la station de relevage.

La zone industrielle est implantée en en région plate, afin d'obtenir l'écoulement gravitaire des eaux usées, les canalisations de son réseau d'assainissement, ont été tracées à contre pente.

De ce fait, leur enfoncement progressif jusqu'au point d'accumulation de toutes les eaux, nous fait obtenir une profondeur maximale du radier de la dernière canalisation débouchant à l'exutoire choisi de 5,41 mètres. (côte de radier du point SR = 8,04 m).

D'autre part, le futur collecteur Oued-Smar qui est chargé d'évacuer les eaux de la zone et qui longera selon son plan directeur, la route CW n° 11, devrait atteindre la proximité du point SR à une côte de génératrice supérieure, égale à 11,45 m.NGA

Il est donc nécessaire de relever les eaux jusqu'à cete côte, pour pouvoir les déverser dans le collecteur principal. Le relèvement des eaux peut s'effectuer à l'aide de pompes à vis d'archimède ou de moto-pompes.

### VI-2. Choix des pompes

Pour le relèvement du débit pluvial, il n'est pas rentable d'utiliser des moto-pompes car leur exploitation serait mauvaise vue la courte durée pendant laquelle elles fonctionneraient à pleine charge. Pour ce cas, il est donc préférable d'utiliser des pompes à vis d'Archimède. Celles-ci tendent à être de plus en plus utilisées dans notre pays, pour des postes de relevement des eau, de grande ou de moindre importance.

### VI.3. Vis d'Archimède.

#### VI.3.1. Généralités

Le relèvement des eaux d'égout s'effectue par une vis sans fin appelée "vis d'Archimède" schématisée à la page suivante. La vis proprement dite est constituée par un tube en acier sur lequel sont soudées les spires en tôle. Aux deux extrémités du tube sont également fixés les deux arbres spéciaux qui viennent s'ajuster dans les paliers supports.

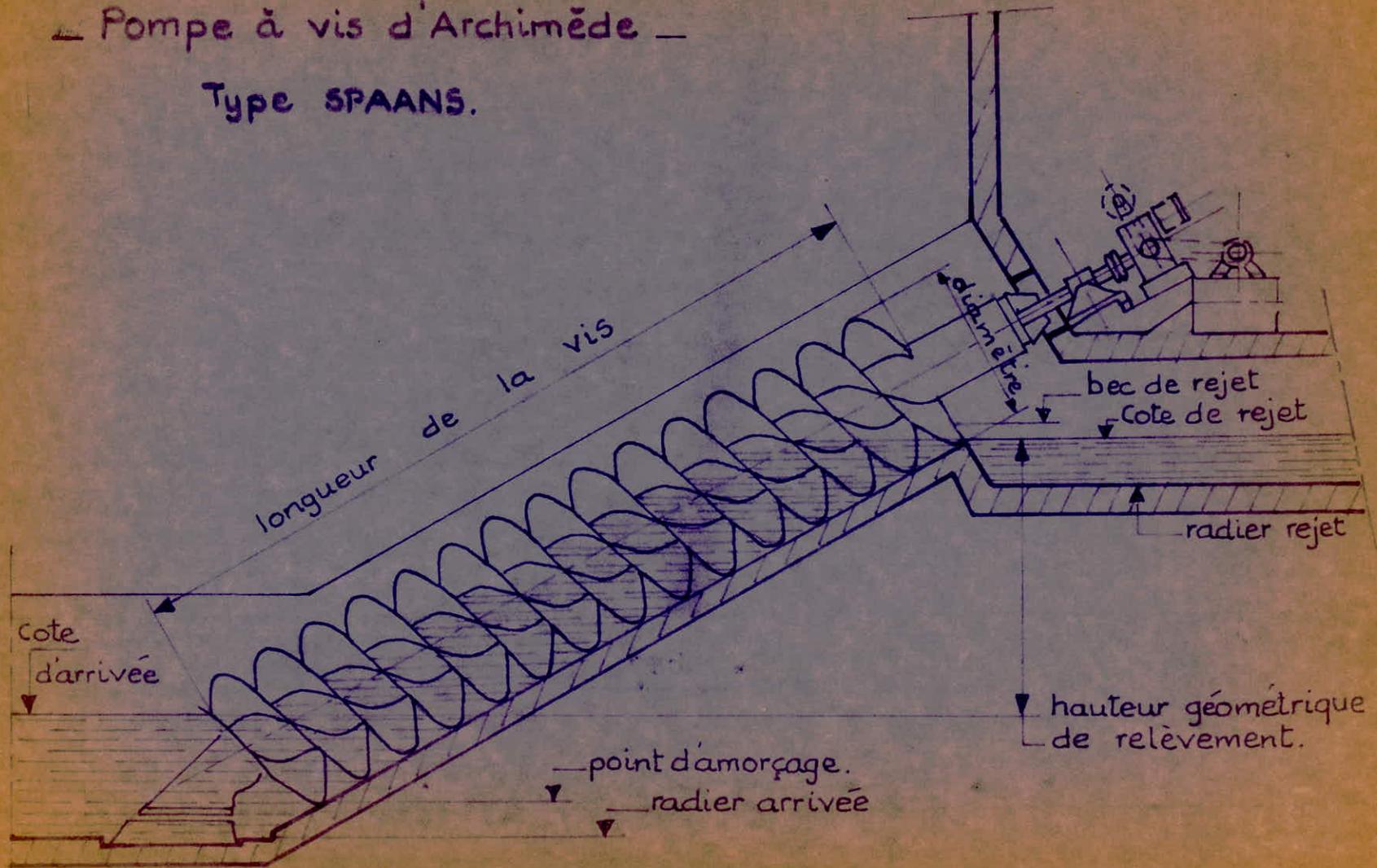
L'entraînement a lieu à l'aide d'un moteur électrique étanche, un anti-dévirreur pouvant être monté sur son arbre garantissant, lors de la mise en marche, son bon sens de rotation et évitant le retour en sens inverse de la vis lorsqu'elle s'arrête avec une charge de liquide. Ce système peut, d'ailleurs, être remplacé par une temporisation électrique, de sorte que la vis ne puisse pas démarrer en charge.

Les vis d'Archimède présentent des avantages suivants :

- suppression de la fosse d'aération, les eaux brutes peuvent être reprises au niveau maximal admissible à la canalisation d'amenée.
- Relevage de toutes les matières véhiculées par l'eau (petites pierres incluses).
- Élimination de crêpine et aucun danger d'obstruction.
- consommation électrique proportionnelle au débit relevé.

— Pompe à vis d'Archimède —

Type SPAANS.



VI.3.2. Choix du type de vis

Il est proposé des pompes à vis d'Archimède de type SPANNS, couramment utilisées dans le pays, et dont les débits approximatifs sont donnés par le tableau ci-dessous :

- TABLEAU 4 -

DIAMETRES (mm)	DEBITS (l/s)
380	25
560	50
650	75
750	100
900	150
1000	200
1200	300
1350	400
1500	500
1600	600
1800	800
2000	1000

Ce type de vis peut-être livré pour des débits allant jusqu'à 6000 l/s.

#### VI.4. Caractéristiques de la station

##### VI.4.1. Hauteur de relevage

La hauteur de relevage maximale  $H_R$  est prise égale à la différence entre la cote de la génératrice supérieure du collecteur Oued-Smar et celle du radier du point "SR<sub>1</sub>".

$$H_R = 11,45 - 8,04 = 3,40 \text{ m}$$

##### VI.4.2. Débits à relever

Le débit maximum arrivant à la station de relevage est très important (environ 7000 l/s). Celui-ci correspond à la plus forte précipitation.

-- débit pluvial      QEP  $\approx$  7000 l/s

-- débit de temps sec      QEU  $\approx$  43 l/s

Si l'on désire utiliser pour le relèvement des eaux des pompes à vis d'Archimède, il y a lieu d'écarter au maximum ce débit météorique, afin d'éviter d'aboutir à la réalisation d'ouvrages colossaux. Il faut donc prévoir un bassin de retenue.

#### VI.5. Bassin de retenue

##### VI.5.1. - Objet

Le but recherché lors de la construction d'un bassin de retenue peut se résumer en une meilleure adéquation entre, un réseau d'égout et son exutoire, et des débits d'orages qui restent par ailleurs exceptionnels. Le bassin de retenue est un bassin d'accumulation d'eaux pluviales. Il sert en effet, de régulateur, accumulant les flots provenant de l'amont et les restituant vers l'aval lentement et progressivement. Ils agissent à la façon des barrages.

L'utilisation des bassins de retenue peut répondre à divers buts :

-a) un tel bassin à l'extrémité de la zone desservie décharge le collecteur principal, jusqu'à la station d'épuration des gros débits provoqués par les pointes de ruissellement de sorte que le collecteur peut-être construit avec des dimensions plus faibles.

-b) Avec le raccordement de zones nouvellement bâties, l'installation de bassins de retenue présente souvent un sérieux avantage, car on peut entre autres, tirer parti du collecteur existant sans avoir à le renforcer, ce qui évite la pose d'un nouvel ouvrage.

-c) Ces bassins sont particulièrement utiles et efficaces en combinaison avec les déversoirs d'orage, grâce à eux, le cours d'eau récepteur peut se trouver sensiblement soulagé.

#### VI.5.2. Type de bassin et dispositions d'ensemble.

L'inutilité d'un bassin en eau, pour cette zone, nous amène donc à choisir un bassin de type "sec" ; ceux-ci sont économiques et généralement vides, sauf pendant la période consécutive à un orage, laquelle ne doit pas excéder quelques jours.

Avec les égouts du système unitaire, on construira toujours des bassins fermés en béton, on disposera le radier de telle sorte que, lorsque l'on videra le bassin après la pluie, les boues éventuellement déposées puissent se trouver convenablement chassées ; pour l'écoulement de temps sec, il faut disposer une rigole traversant le bassin, il importe que les bassins de retenue fermés comportent une aération.

### VI.5.3. Calcul du volume du bassin

Le calcul des bassins de retenue s'effectue exactement comme la détermination de la capacité des barrages de vallée fluviale, en fonction de la différence entre les débits d'arrivée et de sortie. Diverses méthodes sont proposées pour la détermination du volume de rétention, par exemple : la méthode "des pluies" qui exploite des séries de courbes, des hauteurs de pluie en fonction de la durée de chute, ou la méthode de volumes qui utilise les courbes donnant la capacité maximale à stocker (mm) en fonction du débit de fuite (mm/h).

Toutefois, elles restent très aléatoires, car il est difficile de connaître au préalable la précipitation fluviale qui fournira, d'après son intensité et sa durée, les valeurs les plus défavorables.

Il a été remarqué au cours des observations pluviométriques, dans la région d'Alger, et plus précisément sur le bassin versant de l'Oued-El-Harrach, que la valeur extrême de l'intensité de pluie est 100 mm/h, cette pluie étant considérée comme pluie exceptionnelle ; l'intensité est de 60 mm/h plus d'une fois en 2 ans, et de 30 mm/h plus de 2 fois par an.

La pluie pour laquelle, le réservoir d'égout a été dimensionné, correspond à un débit moyen de 175 l/s/ha, pour une durée de 15 minutes (plus courte pluie prise en compte). Ce qui correspond à un volume d'eau ruisselant sur une surface de 100 ha rien imperméabilisée de :

$$V_T = 175 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 60 \cdot 15 = 14 \cdot 175 \text{ m}^3$$

$V_T$  est le volume d'apport

Le volume d'eau à stocker reste le problème le plus délicat, il n'est pas l'objet d'une étude théorique, mais sa détermination dépend d'un raisonnement basé sur les observations pratiques propres à la région considérée.

Les eaux véhiculées par les deux tronçons de canalisation (12.SR et 29.SR) doivent être déversées dans le bassin. Les calculs nous donnent le débit affluent maximum, ( $Q_{\text{aff}} = 7000 \text{ l/s}$ )

Au bout de 15 minutes, nous aurons un volume d'eau affluent égal à :

$$V_{\text{affl.}} = 7000 \cdot 15 \cdot 60 \cdot 10^3 = 6300 \text{ m}^3$$

Ce volume diminuera après les 15 mn de temps car l'intensité de la pluie sera plus faible et environ égale à :

$$i = 70 \text{ l/s/ha au bout de 30 mn}$$

$$i = 30 \text{ l/s/ha au bout de 60 mn}$$

Le volume d'eau affluent au bassin doit être régularisé. On se fixe un débit de vidange égal environ à la moitié du débit affluent soit :

$$Q_{\text{vid}} = 3000 \text{ l/s}$$

$$V_{\text{vid}} = 2700 \text{ m}^3$$

Le volume stocké par le bassin, par temps de pluie, au bout de 15 mn, est le volume maximum, qui est pris égal à la différence entre le volume affluent et le volume évacué

$$V_{\text{stocké}} = 6300 - 2700 = 3600 \text{ m}^3$$

#### VI.5.4. Dimensionnement du bassin

Prenons un bassin rectangulaire de largeur 30 m et de longueur 50 m. La superficie du plan d'eau est :

$$S_p = 50 \times 30 = 1500 \text{ m}^2$$

So hauteur est égale à :

$$H = \frac{V \text{ stocké}}{S_p} = \frac{3600}{1500} = 2,4 \text{ m}$$

#### VI.6. Détermination du nombre de pompes et des diamètres des vis.

Les données du problème sont :

- le débit à relever par temps sec :  $Q_{EU} = 43 \text{ l/s}$
- Le débit pluvial écrêté à relever :  $Q'_T = 3000 \text{ l/s}$

Vis d'Archimède de type **SPAIN**

- 2 pompes à vis de diamètre 650 mm (tableau 4)  
dont une servira de réserve.

Pour les temps pluvieux, il est prévu :

- 5 pompes de diamètre 2000 mm dont 2 serviront de réserve, (en cas de panne ou en cas d'éventuelles augmentations des débits de pluie).

## VI.7. Fonctionnement de la station

La commande des pompes sera automatique, les niveaux d'eau se vérifieront par un système de flotteur.

Le fonctionnement de la station peut se résumer comme suit :

### VI.7.1. par temps sec :

Le débit d'eaux usées est régulier pendant les 10 heures de travail :

- la pompe n° 1 fonctionne
- Si le niveau d'eau augmente, et correspond à une augmentation du débit d'eaux usées ( $Q_{EU} > 75 \text{ l/s}$ ), Capacité maximale d'une vis)  
La deuxième pompe de réserve s'enclenche
- Si l'on désire entretenir la pompe n° 1, pendant les heures de travail, la deuxième prend la relève.

### VI.7.2. Par temps de pluie

- Pendant les plus fortes précipitations fonctionnement des 3 pompes diamètres 2,0 m - mise hors circuit des réserves.

- Après la durée de forte chute, diminution de l'intensité de pluie, fonctionnement des 2 pompes de 2,0 m (capacité 2000 l/s).

- En cas de précipitation exceptionnelle, fonctionnement des 3 pompes de temps pluvieux et des 2 pompes de temps secs. (capacité 3150 l/s).

- Avant les périodes de pluie, un entretien et un contrôle vigoureux des pompes est obligatoire.

### VI.8. Détermination du rendement de la station de relevage

On entend par rendement de la station de relevage, le rendement total de tout l'appareillage. Déterminons grâce au monogramme représenté à la page suivante (établi uniquement pour les pompes à vis d'Archimède de type SPANS) les rendements  $\eta_s$  et  $\eta_p$  correspondants respectivement aux temps secs et pluvieux.

a) temps secs : pompe de diamètre 650 mm

Le débit maximal qu'elle peut relever :  $Q_{\max} = 75 \text{ l/s}$   
(capacité maximale - tableau 4).

$$\text{Ainsi : } \frac{Q_{\text{EU}}}{Q_{\max}} = \frac{43}{75} = 0,57 ; \text{ soit } 57 \% \text{ de sa capacité}$$

D'après le monogramme, on trouve :  $\eta_s = 73 \%$

b) temps de pluie : pompe de diamètre 2,0 m

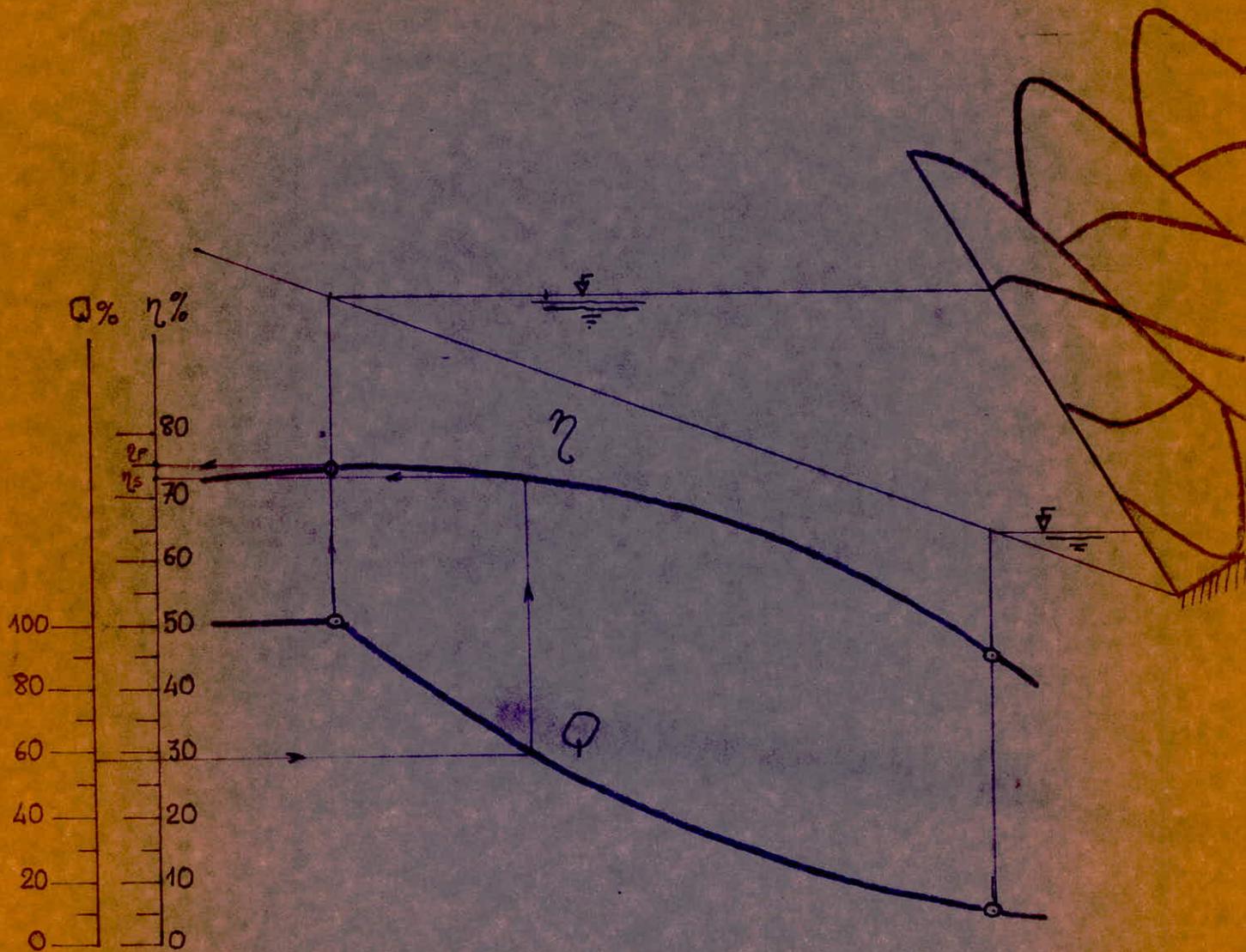
La capacité maximale de la pompe est :

$$Q_{\max} = 1000 \text{ l/s} \quad (\text{tableau 4})$$

En période de forte précipitation, pendant les 15 premières minutes, les pompes débitent à plein, c'est-à-dire que le rapport  $Q_T/Q_{\max}$  est presque égal à l'unité (100 % de sa capacité).

Ainsi, d'après le monogramme, on trouve :  $\eta_p = 75 \%$

# DÉTERMINATION DU RENDEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE $\eta$ %



En ce qui concerne l'après pluie, ce rendement sera plus faible, car la valeur du débit pluvial sera plus petite.

#### VI.9. Puissance de la pompe à vis d'Archimède

La puissance dépend du diamètre de la vis et de la vitesse de rotation. La puissance nécessaire pour son entraînement mécanique, s'exprime par la relation :

$$N_t = \frac{9,81 \times Q \times H_r}{\eta}$$

Avec :  $N_t$  exprimé en K W

$Q$  exprimé en m<sup>3</sup>/s

$H_r$  exprimé en m

$\eta$  est le rendement de la pompe

La hauteur de relevage  $H_r = 3,40$  m

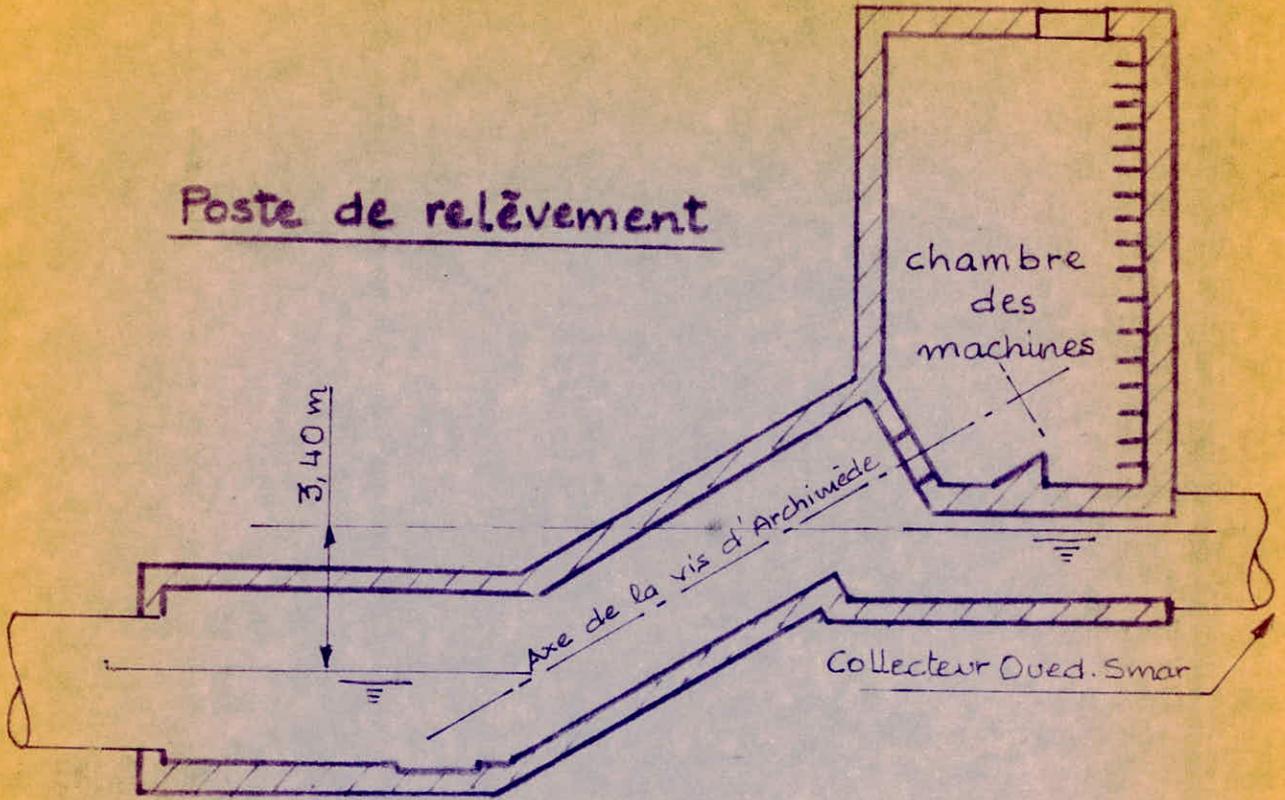
Ainsi pour les temps secs :

$$N_{t_s} = \frac{9,81 \times 0,043 \times 3,4}{0,73} = 1,96 \text{ KW}$$

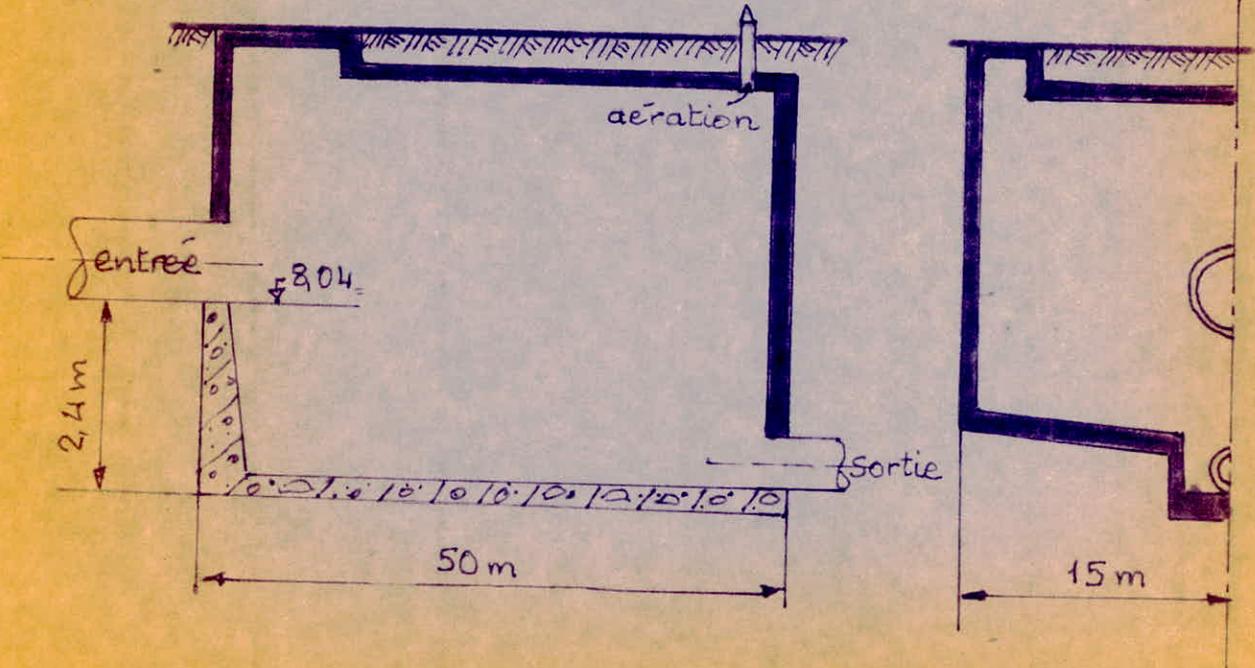
Pour les temps pluvieux :

$$N_{t_p} = \frac{9,81 \times 1,0 \times 3,4}{0,75} = 44,47 \text{ KW}$$

Poste de relèvement



Bassin de retenue.



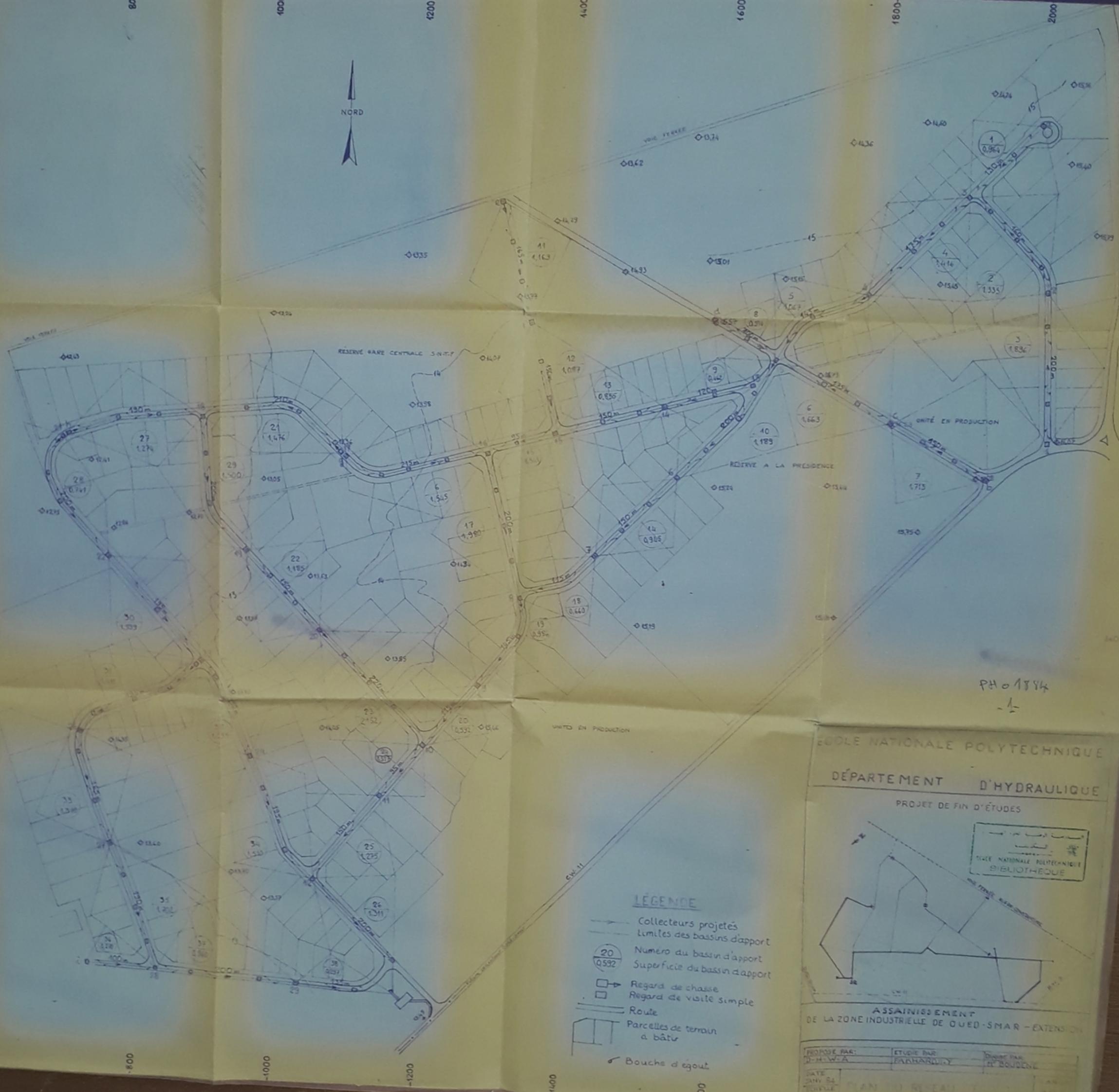
CHAPITRE VII -- BIBLIOGRAPHIE

1. Les réseaux d'assainissement : Régis BOURRIER
2. Les réseaux d'égout : Pierre KOCH
3. Manuel de l'assainissement urbain : K. EHOFF
4. Les eaux usées dans les agglomérations : C. GOMELA
5. Ouvrages d'assainissement : A. Valentin
6. Les résidus urbains : Technique et documentation
7. Moments d'assainissement : Henry Munchy
8. Cours d'assainissement urbain : Université Stuttgart

CÔTES DU TERRAIN

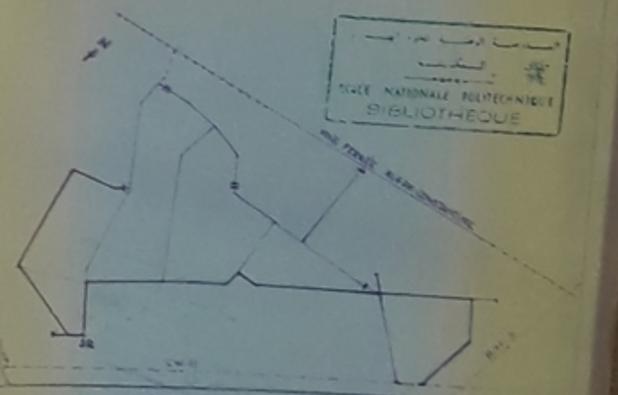
1 : 16,00	20 : 13,56
2 : 15,80	21 : 12,40
3 : 15,16	22 : 12,55
4 : 15,32	23 : 12,96
5 : 15,66	24 : 13,63
6 : 15,20	25 : 12,96
7 : 15,10	26 : 14,35
8 : 14,35	27 : 13,60
9 : 14,84	28 : 13,34
10 : 15,10	29 : 13,10
11 : 14,40	a : 15,16
12 : 13,70	b : 16,28
13 : 15,43	c : 16,23
14 : 15,14	d : 15,56
15 : 14,88	e : 13,40
16 : 14,44	f : 14,20
17 : 13,50	g : 13,50
18 : 12,70	h : 12,40
19 : 13,05	i : 13,30
SR : 13,45	

NORD



PH 01884  
-1-

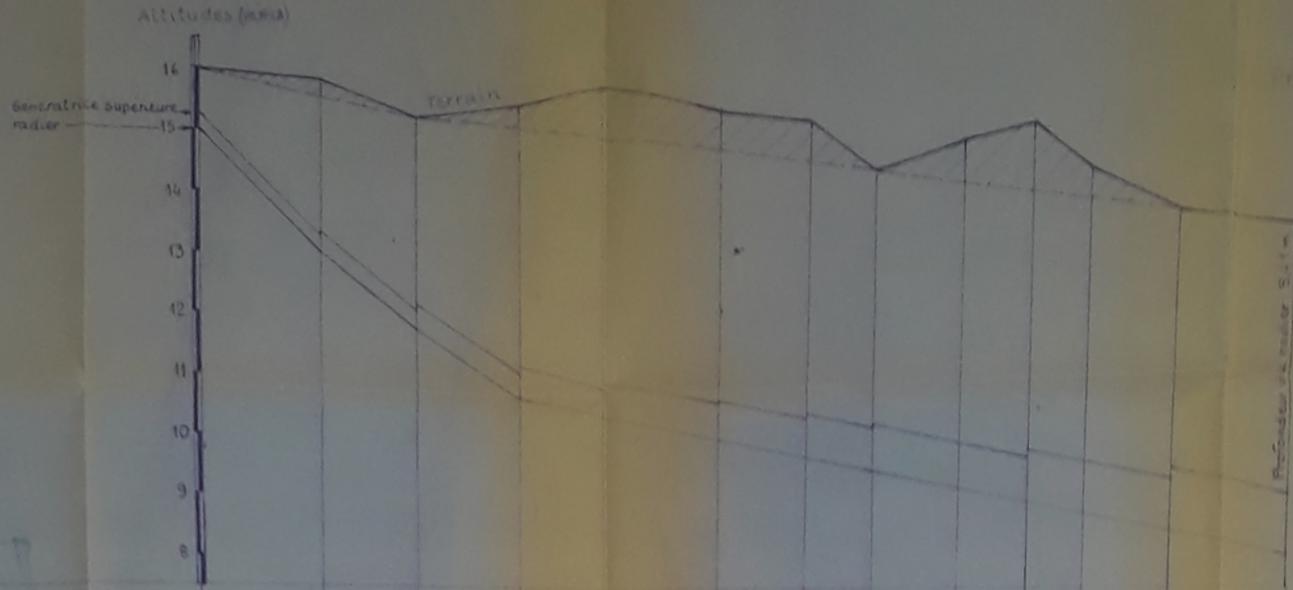
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE  
PROJET DE FIN D'ÉTUDES



ASSAINISSEMENT  
DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE QUÉBEC - SMAR - EXTENSION

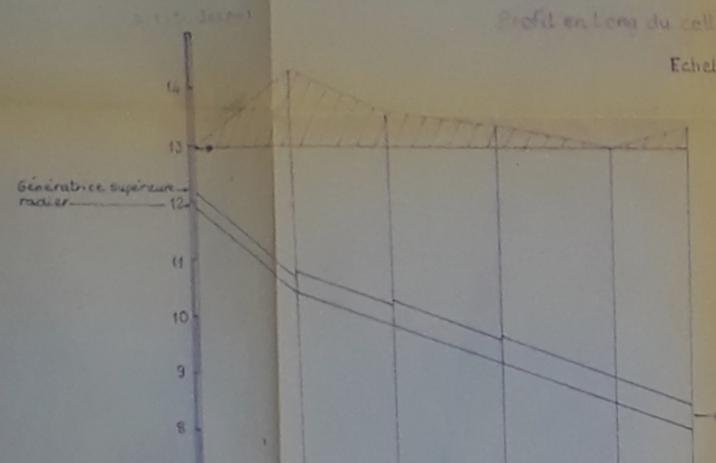
- LÉGENDE**
- Collecteurs projetés
  - Limites des bassins d'apport
  - 20 / 0,592 (in a circle) Numéro du bassin d'apport  
Superficie du bassin d'apport
  - Regard de chasse
  - Regard de visite simple
  - Route
  - ▭ Parcelles de terrain à bâtir
  - Bouche d'égout

PROPOSÉ PAR: D. H. W. A.	ÉTUDE PAR: P. BARRAUD	DIRIGÉ PAR: R. BOUDREAU
DATE: JANV. 24	ÉCHELLE: 1:2000	PLAN N° RESEAU 101



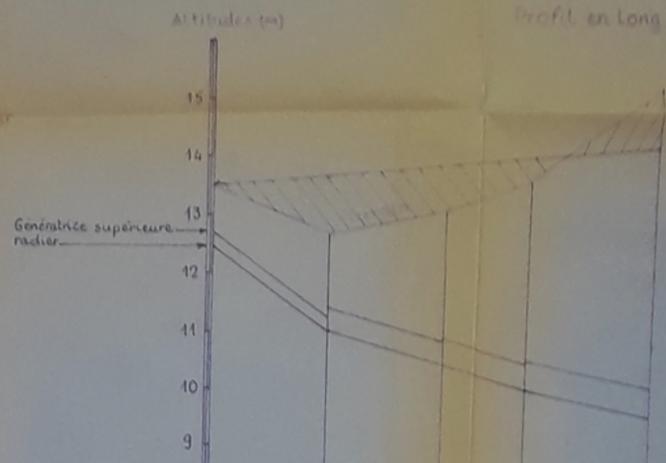
profil en long du collecteur 34-38  
 Echelles : Longueur 1/5000  
 hauteur 1/50  
 Terrain à excaver

Tronçons	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Diamètres (mm)	500	600	800	1000	1200	1250	1400	1500	1700	2000	
Longueurs partielles (m)	200	160	175	145	200	150	145	145	115	95	150
Longueurs cumulées (m)	0	200	360	535	735	885	1030	1175	1290	1385	1535
Côtes du terrain	15,00	14,80	14,60	14,40	14,20	14,00	13,80	13,60	13,40	13,20	13,00
Côtes du radier	14,90	14,80	14,72	14,64	14,56	14,48	14,40	14,32	14,24	14,16	14,08
Pente du radier (m.p.m)	0,010	0,008	0,006			0,002					



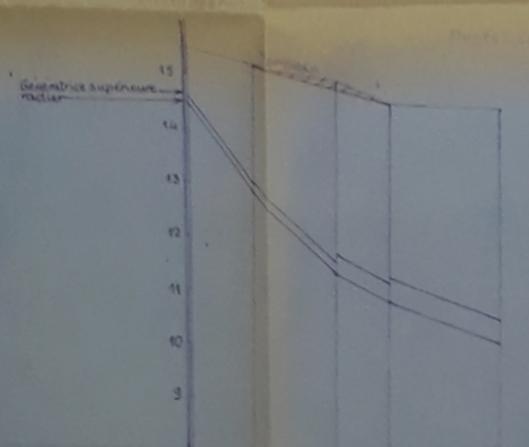
profil en long du collecteur 25-29  
 Echelles : Longueur 1/5000  
 hauteur 1/50  
 Terrain à excaver

Tronçons	25	26	27	28	29	SR
Diamètres (mm)	500	700	800	900	900	
Longueurs partielles (m)	19,5	165	190	200	135	
Longueurs cumulées (m)	0	19,5	360	550	750	885
Côtes du terrain	11,34	12,34	13,34	14,34	15,34	16,34
Côtes du radier	11,34	11,34	11,34	11,34	11,34	11,34
Pente du radier (m.p.m)	0,008			0,0034		



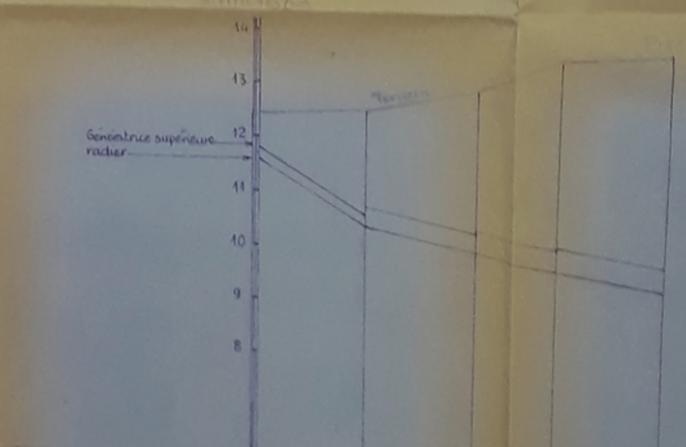
profil en long du collecteur 17-20  
 Echelles : Longueur 1/5000  
 hauteur 1/50  
 Terrain escave  
 Terrain remblayé

Tronçons	17	18	19	20	10
Diamètres (mm)	500	800	900	1000	
Longueurs partielles (m)	210	200	150	220	
Longueurs cumulées (m)	0	210	410	630	850
Côtes du terrain	12,50	12,70	13,05	13,56	14,10
Côtes du radier	12,50	12,70	13,05	13,56	14,10
Pente du radier (m.p.m)	0,008		0,003		0,002



Echelles : Longueur 1/5000  
 hauteur 1/50  
 excavation

Tronçons	13	14	15	16	R
Diamètres (mm)	300	400	700	800	
Longueurs partielles (m)	120	150	95	202	
Longueurs cumulées (m)	0	120	270	465	667
Côtes du terrain	14,00	14,15	14,30	14,45	14,60
Côtes du radier	14,00	14,15	14,30	14,45	14,60
Pente du radier (m.p.m)	0,014	0,010	0,006	0,004	

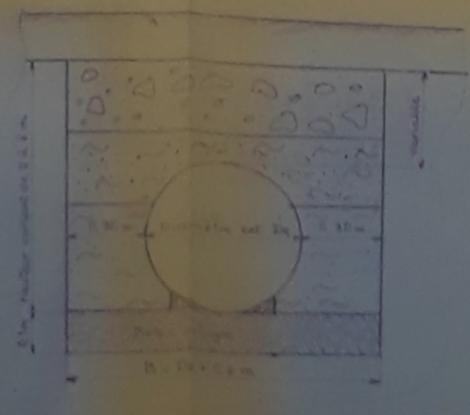
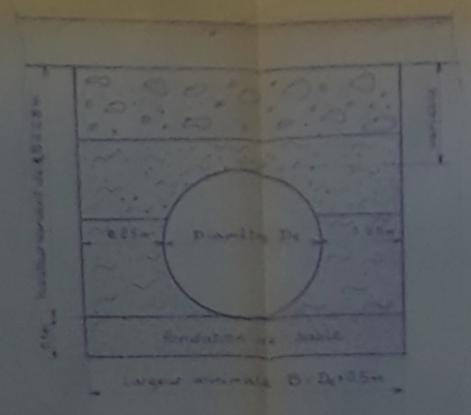


Echelles : Longueur 1/5000  
 hauteur 1/50

Tronçons	21	22	23	24	12
Diamètres (mm)	400	700	800	900	
Longueurs partielles (m)	200	195	150	195	
Longueurs cumulées (m)	0	200	395	590	785
Côtes du terrain	12,40	12,55	12,70	12,85	13,00
Côtes du radier	12,40	12,55	12,70	12,85	13,00
Pente du radier (m.p.m)	0,006		0,002		

P11 = 1784  
 - 2 -

REVETEMENT DE LA CHAUSSEE



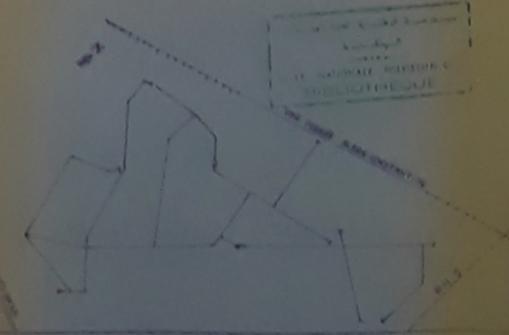
Plan des canalisations de tranchée

- 1. Bitume
- 2. Béton
- 3. Sable
- 4. Revêtement de la chaussée
- 5. Revêtement de la chaussée
- 6. Revêtement de la chaussée
- 7. Revêtement de la chaussée
- 8. Revêtement de la chaussée
- 9. Revêtement de la chaussée
- 10. Revêtement de la chaussée

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES



ASSAINISSEMENT DE LA ZONE INDUSTRIELLE DE QUBEC SHAR - EXTENSION

PROFESSEUR EN CHIEF : M. G. LALONDE  
 ETUDIANT : M. J. BÉGIN  
 DATE : 1984

