

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ASSAINISSEMENT
DES VILLES
HADJOUT ET MEURAD



Proposé par :
SETHYAL

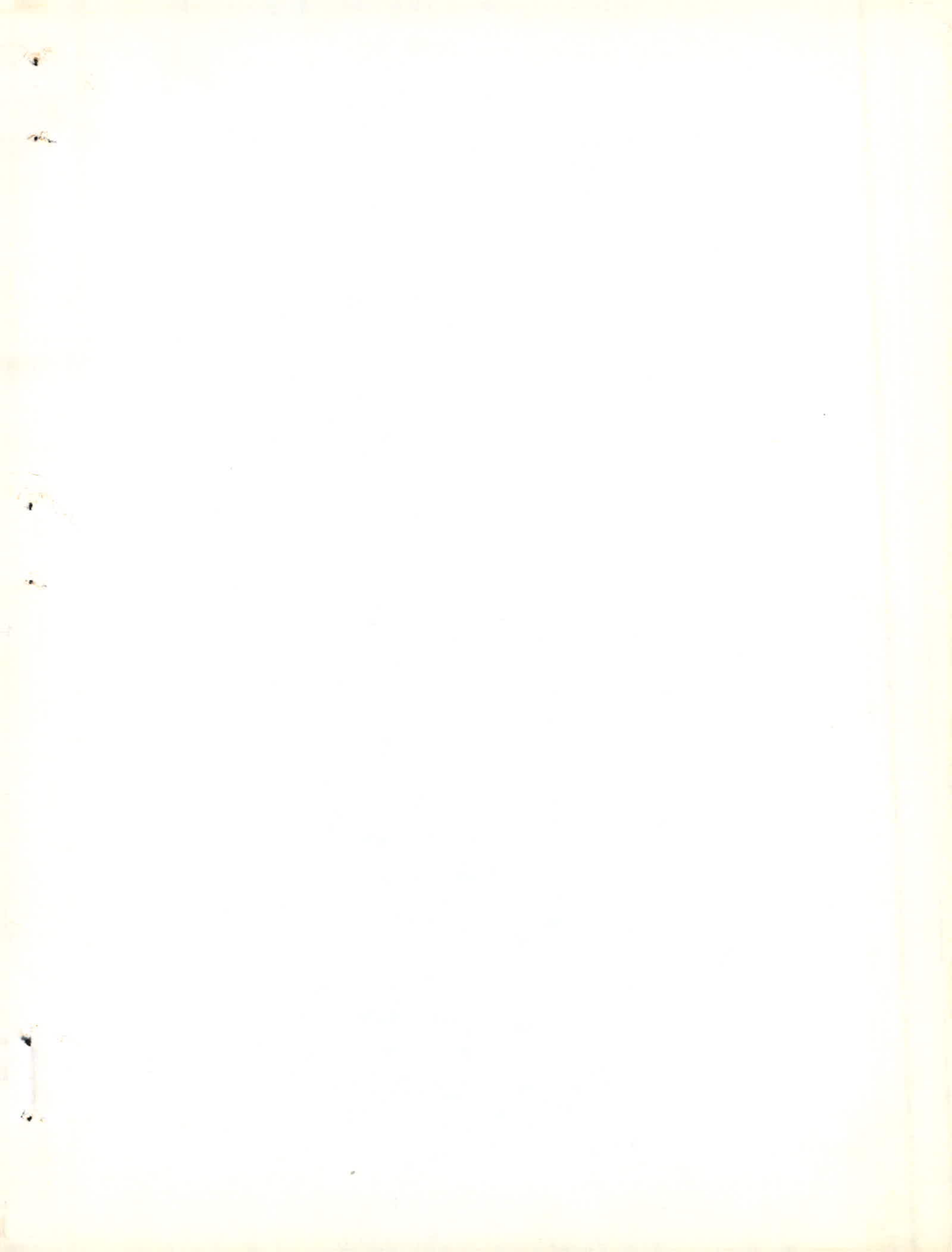
Etudié par :
M. HAMADENE
H. RAMDANE

Dirigé par :
Dr. Ing. A. KETTAB
A. BOUDENE

PROMOTION : JANVIER 1984



E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi-EL-HARRACH



وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique
—»O«—

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
(EL - HARRACH)
—»O«—

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES

(POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT)

THEME

*Assainissement des Villes
HADJOUT ET MEURAD*

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

M. HAMADENE

H. RAMDANE

Dirigé par :

Dr. Ing. A. KETTAB

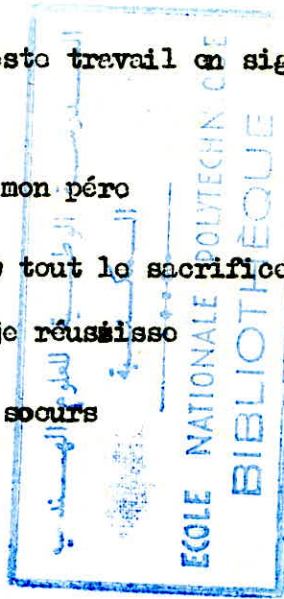
O. BOUDENE

Promotion Janvier 1984

- DEDICACES -

Je dedie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance

- A la mémoire de mon père
- A ma mère , pour tout le sacrifice qu'elle a consenti à mon égard pour que je réussisse
- A mes frères et sœurs
- A tous les amis



II. RAÏDANE

Je dedie ce modeste ouvrage

- A la mémoire de mon père
- A ma famille
- A mes amis et collègues

M. HAMADIENE

- REMERCIEMENTS -

Nous tenons à exprimer au terme de cette étude notre profonde gratitude à nos promoteurs Mr KETTAB "Docteur Ingénieur et chef du département Hydraulique" et à Mr BOUDENNE pour leurs conseils et aides si efficaces , ainsi qu'à tout le personnel de la S.E.T.H.Y.A.L en particulier à Mr JOSEPH . M.

Nous tenons à exprimer notre sincères reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation en particulier Mr LAPRAY .

TABLE DES MATIÈRES

Chapitre I : INTRODUCTION

1.1 - Présentation	1
1.2 - Situation Géographique	1
1.3 - Situation Climatique	1
1.4 - Situation Sanitaire	1

Chapitre II : DEMOGRAPHIE

2.1 - Evaluation la population future	2
2.1.1 - Accroissement et densité de la population	3
2.1.2 - Tableaux des données de base	4

Chapitre III : SITUATION DU RESEAU EXISTANT

3.1 - Présentation du réseau	6
3.2 - Caractéristiques du réseau	6
3.3 - Conclusion	8

Chapitre IV : ANALYSE DU RESEAU FUTUR

(Horizon 2000)

4.1 - Introduction	9
4.2 - Définition	9
4.3 - Conception	9
4.4 - Tracé du réseau futur	10
4.5 - Caractéristiques du réseau	11

Chapitre V : AMIENSONNEMENT DES COLLECTEURS PROJES

5.1 - Nature des eaux	12
5.1.1 - Eaux usées d'origine domestique	12
5.1.2 - Eaux de ruissellement	12
5.1.3 - Eaux industrielles	12

5.1.4	Caracteristiques physiques:.....	12
§5.2	Calcul hydraulique et hydrologique:.....	13
5.2.1	Conditions d'écoulement	13
5.2.2	Détermination des débits des eaux usées:.....	13
5.2.2.1	Détermination du débit de pointe :.....	14
5.2.2.2	Détermination du débit par temps sec:.....	14
5.2.3	Détermination des débits des eaux pluviales:.....	14
5.2.3.1	Coefficient de ruissellement:.....	15
5.2.3.2	Intensité de pluie:.....	16
5.2.4	Calcul des pentes , vitesses et diamètre:.....	17
5.2.4.1	Calcul du débit total:.....	18
5.2.5	Tableaux de calcul et profils en long des collecteurs projetés....	

CHAPITRE VI : CALCUL DES OUVRAGES INTERMEDIAIRES ET DEFINITIONS

6.1	Choix du matériaux:x.....	19
6.1.1	Pose de canalisations:.....	19
6.1.2	Etanchéité des tuyaux:.....	20
6.2.a	Regards de visite	
6.2.1	Rôle:.....	20
6.2.2	Espacement et emplacement:.....	20
6.2.b	Bouches d'égout:.....	21
6.3	Déversoirs d'orage:.	
6.3.1	Rôle:.....	21
6.3.2	Détermination des débits évacué:après déversoir d'orage.....	22
6.3.3	Dimensionnement d'un déversoir d'orage:.....	25
6.3.3.1	Hautcur du seuil de deversement.....	25
6.3.3.2	Longueur du seuil de deversement.....	26
6.4	Traverséc de l'Qued	28
6.5	Traverséc de chausséc	31

CHAPITRE VII : RELEVAGE DES EAUX USEES

7.1 Station de relevage:.....	34
7.1.1 Emplacement :.....	34
7.1.2 Constitution:.....	34
7.2 Pompes:.....	35
7.2.1 Choix des pompes:.....	38
7.2.2 Tracé des caractéristiques de la conduite et de la pompe:.....	38

CHAPITRE VIII: STATION D'EPURATION

8.1 Introduction:.....	41
8.1.1 Rôle:.....	41
8.1.2 Grandeurs utiles au dimensionnement.....	41
8.1.3 Définitions de quelques paramètres.....	42
8.1.4 Conclusion:.....	43

8.2 PRETRAITEMENT

8.2.1 Dégrillage:.....	44
8.2.2 Dessablage:.....	45
8.2.3 Désmaillage:.....	47

TRAITEMENT PRIMAIRE

8.5 Décantation primaire :.....	48
8.5.1 Rôle:.....	48
8.5.2 Dimensionnement :.....	48

TRAITEMENT SECONDAIRES

8.6. Lit bactérien:.....	50
8.6.1 Principe:.....	50
8.6.2 Dimensionnement:.....	50
8.6.3 Besoins en Oxygène:.....	53

8.7	Décantation secondaire.....	53
8.7.1	Principe :.....	53
8.7.2	Dimensionnement:.....	54
8.7.3	Bilan des boues:.....	55

CHAPITRE IX : TRAITEMENT DES BOUES

9.1	Stabilisation et concentration des boues:.....	56
9.2	Dimensionnement du digesteur:.....	56
9.3	Production de gaz:.....	57
9.4	Epaississement :.....	57
9.5	Lit de séchage:.....	58

CHAPITRE -I-

Introduction

1.1- Présentation

Le but de notre projet consiste à l'étude de l'assainissement des villes : HADJOUT et MEURAD . Comme la plupart des villes de moyenne importance HADJOUT et MEURAD présentent un réseau unitaire d'assainissement

Ces deux villes connaissent une extension démographique importante dont la motivation est tout à fait logique = l'exode rural ou l'exemple de cette augmentation .

1.2- Situation Géographique

Les deux villes se situent dans la Wilaya de BLIDA.

La ville de HADJOUT est limitée à l'Est par la ville de BLIDA et EL AFROUN , au Nord-Ouest par la ville de CHERCHELL , au Sud par MEURAD qui se trouve à une altitude supérieure à celle de HADJOUT, de 5 Km ^{distante} .

Le vignoble étant leur principale ressource agricole.

L'Oued MEURAD longe la limite d'urbanisme de la ville de HADJOUT et présente un cheminement irrégulier .

1.4- Situation Climatique

Situées à 20 Km de la mer , ces deux villes présentent un climat méditerranéen ce qui influence considérablement leurs conditions climatiques .

1.4- Situation Sanitaire

Les villes de HADJOUT et MEURAD ont le réseau unitaire d'assainissement avec des avaloirs à chaque croisement .

Les eaux des égouts ne sont pas traitées ,polluent l'Oued MEURAD avec toutes sortes de déchets .Il existe au voisinage de l'Oued ,des ouvrages de prise d'eau destinés à l'alimentation de la ville.

Donc il est nécessaire de traiter les eaux d'égout des deux villes et de les utiliser pour les besoins agricoles .

.../...

CHAPITRE -II-

Démographie

2.1- Evaluation de la population future

La population future est évaluée à l'aide de la formule empirique suivante :

$$P_n = P_o (1 + K) ^t$$

P_n = Population future pour l'horizon considéré

P_o - Population au dernier recensement (1977)

K - Taux d'accroissement démographique (en %))

T - Nombre d'années entre l'horizon fixé (2000) et le dernier recensement.

Pour la ville de HADJOUT

$$P_o = 17345 \text{ hab}$$

$$K = 3,6 \%$$

$$T = 23 \text{ années}$$

$$P_n = P_o (1 + K) ^t$$

$$P_n = 17345 (1 + 0,036)^{23} = 39080 \text{ hab}$$

Pour la ville de MEURAD

$$P_o = 4500 \text{ hab}$$

$$K = 3,48 \%$$

$$T = 23 \text{ années}$$

$$P_n = P_o (1 + K) ^t$$

$$P_n = 4500 (1 + 0,0348)^{23} = 9883 \text{ hab .}$$

.../...

2.1.1- Accroissement et Densité de la population

Selon les données rassemblées par la CADAT et les A.P.C des deux villes (pour l'horizon 2000).

On a établi les tableaux suivants :

TABLERAU 1

Evolution de la population de la ville de HADJOUT
(selon CADAT)

A N N E E	P O P U L A T I O N (hab)	ACCROISSEMENT DE LA POPULATION (hab)
1977	17 345	
		6735
1983	23 070	
		5510
1990	28 580	
		10500
2000	39080	

Pour la ville de MEURAD

(Selon la préparation du troisième plan Quadrinennal)

A N N E E	P O P U L A T I O N (hab)	ACCROISSEMENT DE LA POPULATION (hab)
1977	4500	
		1376
1985	5876	
		1066
1990	6942	
		2741
2000	9883	

TABIEAU 2 :

Consiste à l'occupation des différentes aires des ilots à savoir :
(habitat , équipement.....)

(S; E; CM; A; SP; T)

S - Equipement Sanitaire

E - " " Scolaire

CM - " " Commercial

A - " " Administratif

SP - " " Sportif

T - " " Transport

TABLEAU 3

Ce tableau regroupe d'une façon générale les tableaux 1 et 2 .

	SURFACE (ha)	QUANTITE ET DENSITE DE LA POPULATION					
		1 9 7 7		1 9 9 0		2 0 0 0	
		Quantite (hab)	Densite (hab/ha)	Quantité (hab)	Densite (hab/ha)	Quantite (hab)	Densite (hab/ha)
TOTAL HADJOUT	230,73	17 345	87,45	28 580	123,87	39080	169,40
TOTAL MEURAD	50,50	4500	89,10	6942	137,40	9883	191,7

On remarque que pour les deux villes la densite a doublé de 1977 à l'an 2000 .

La densite est le rapport entre la population (hab) et la surface en (ha) .

Pour la ville de HADJOUT elle est égale à :

$$D = \frac{P}{S} = \frac{39080}{230,73} = 169,40 \text{ (hab/ha)}$$

Remarque :

On constate sur le tableau 3 : de 1977 à l'an 2000 , la population a dépassé le double pour chacune des villes .

- Dans les ilots (111 à 114) seront prévues des constructions à moyen et à long terme .

- La densité diffère d'un quartier à un autre

CHAPITRE -III -

SITUATION DU RESEAU EXISTANT

3.1 - Présentation du réseau :

Comme on l'a déjà noté, les villes de HADJOUT ET MEURAD possèdent un réseau unitaire qui date de l'époque coloniale .

Quant à la collecte des eaux des égouts , HADJOUT peut être divisée en 5 zones :

La première zone est concentrée autour du collecteur principal existant n°=1 .

La deuxième zone autour du collecteur n°=7 .

La troisième zone autour du collecteur n°=13

La Quatrième zone autour du collecteur n°=16

La Cinquième zone comprend le village situé sur la rive gauche de l'Oued MEURAD .

Toutes les eaux des égouts des deux villes sont deversées dans l'Oued MEURAD longeant la limite d'urbanisme . Celle de MEURAD divisée en une seule zone concentrée dans le collecteur " M " .

3.2 - Caractéristiques du réseau

Les eaux des égouts de ce réseau (eau ménagères, pluviales..) sont captées par des collecteurs des cours, des quartiers et Hors quartiers par zones .

La zone 1

Comprend le collecteur principal^{n°1} qui est formé de galeries (ϕ 1900), très longues avant de déboucher dans l'Oued . Une partie des collecteur secondaires demande un entretien (nettoyer, déboucher les regards de visite...).

L'autre partie de ces collecteurs est en bon état .

La zone 2

Comprend le collecteur principal n°=7 , demandé une attention particulière sur le tronçon Oued - regard 1 .

Les collecteurs secondaires 7 - 8 et 7 -8v aboutissent dans un collecteur unique, qui reçoit les eaux des égouts de MEURAD gravitairement par le collecteur M" . Les autres collecteurs sont dans un état satisfaisant .

La zone 3

Est celle qui est dans le plus mauvais état .La majorité des regards de visite n'ont pu être retrouvés sur le collecteur principal n°=13 et les collecteurs secondaires 13 - 14 et 13 - 15 .

Les autres collecteurs se trouvent enterrés et couverts d'asphalte (bitume résineux, noir et compact servant au revêtement des chaussées) .

L' A.P.C a fait appel à ces anciens employeurs pour assurer l'exploitation de ce réseau .

La zone 4

Comprend les collecteurs n°=16 et 16 - 17 qui sont en bon état ,sauf qu'ils se trouvent à la surface et débouchent directement dans l'Oued (faute d'exutoire) .

La zone 5

L'oued sépare cette zone des autres ,elle a un réseau réduit dont les eaux sont évacuées dans une fosse septique .

La zone 6

Comprend la ville de MEURAD et possède le collecteur principal M, ce dernier vient se relier par gravité au regard 9 des collecteurs secondaires 7 - 8 et 7 - 8v de la zone 2.

3.3- Conclusions :

L'état du réseau existant nous permet de remarquer l'importance **des défauts des des collecteurs situés** dans les différentes zones

- Le réseau est rarement nettoyé
- Les regards de visite enterrés et recouverts d'asphalte
- Les avaloirs obstrués par les impuretés .

En plus de ces défauts on constate l'inexistence des déversoirs d'orage et de station d'épuration qui sont d'une grande nécessité pour les systèmes unitaires .

ANALYSE DU RESEAU FUTUR (HORIZON 2000)

4.1 - Introduction

Comme le réseau existant est du type unitaire, présente des collecteurs principaux qui sont en majorité en mauvais état (d'où la renovation est nécessaire) .

Une partie des collecteurs secondaires se trouve en bon état , l'autre partie demande une attention particulière. Donc le réseau projeté sera du même type afin de remplir les fonctions du réseau existant .

4.2 - Définition du réseau unitaire

Dans le système unitaire toutes les eaux sont recueillies dans un réseau unique de collecte qui aboutit à une station d'épuration , éventuellement en cas d'orage la mise en place de deversoirs (d'orage) permettra le rejet direct par surverse d'une partie des eaux pluviales dans le milieu naturel .

Ce système nécessite des ouvrages (bouches d'égouts, station d'épuration) relativement importants afin de véhiculer les débits de pointe de ruissellement .

4.3 - Conception

Pour remplir ses fonctions d'une façon économique et efficace à la fois , le réseau d'évacuation devra tirer parti au maximum de la topographie locale . En particulier il conviendra d'éviter les longueurs de canalisations inutiles et surtout d'éviter les sur-profondeurs de tranchées coûteuses en terrassements .

Les canalisations doivent suivre toujours le point le plus bas du bassin d'apport et conduisent les eaux par la voie la plus courte jusqu'à la station d'épuration .

4.4 - Tracé du réseau futur

Le tracé futur dépend de sa conception et des points suivants :

- Les zones 3 et 4 sont en extension
- Il y a une forte densification dans les zones 1 et 2
- L'état du réseau existant
- La zone 3 et ses collecteurs sont en mauvais état
- Pour ces raisons , nous adopterons les tracés représentés dans la figure de la (planche).N₄

4.5 - Caractéristiques du réseau futur

a) Les zones 1 et 2 réunissent la partie centrale de HADJOUT au moyen des collecteurs existants 1 et 7 jusqu'aux déversoirs d'orage [1] et [2], d'où les eaux pluviales seront déversées dans l'Oued MEURAD et les eaux usées seront transitées par les collecteurs 1 P et 2 P.

b) Dans les zones 3 et 5 les eaux des égouts seront recueillies par les collecteurs projetés 13 P et 13 P - 1 à l'aide des collecteurs existants 13-14 et 13-15 (secondaires) .

Les eaux pluviales seront rejetées par le déversoir d'orage n°[3] qui les rejette à son tour dans l'Oued MEURAD . Les eaux usées seront refoulées à partir d'une station de relevage .

c) Pour la zone 4 les collecteurs 18 P et 18P-1 rassembleront les eaux des égouts du collecteur II existant (ville de MEURAD), l'ensemble des eaux pluviales sera évacuée par le déversoir d'orage n°[4] dans le canal en béton situé au nord - est de la ville de HADJOUT .

Les eaux usées de l'ensemble de ces zones (transportées par les collecteurs 1P et 3P) seront traitées dans une station d'épuration

CHAPITRE -V-

DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PROJETS

5.1 - Nature des eaux

Les eaux à évacuer sont de trois types :

5.1.1 - Eaux usées, d'origine domestique

Ces eaux sont composées :

- Des eaux ménagères (eau de cuisine, de lessive , de toilette)
- Des eaux vannes (W.C : matières fécales + urines)

Les eaux usées renferment : des matières minérales et des matières organiques .

5.1.2 - Eaux de ruissellement

Ces eaux comprennent les eaux de pluie , les eaux de lavage et les eaux de drainage .

5.1.3 - Eaux Industrielles:

Les eaux industrielles sont celles en provenance des diverses usines de fabrication ou de transformation . Elles sont extrêmement variées selon le genre d'industrie dont elles proviennent .

5.1.4 - Caractéristiques des eaux usées

5.1.4.1.- Caractéristiques physiques

- La température : varie avec le climat et la géographie
- Odeur : une eau usée fraîche a une odeur fade mais pas désagréable . La stagnation provoque une odeur nauséabonde.
- Couleur ; une eau usée est grisâtre , la couleur ^{noir} indique une décomposition partielle .
- Débit : variable et variant suivant les heures de la journée.
Le débit moyen journalier sur 24 heures dépend de la saison .

5.2 - Calcul Hydraulique et Hydrologique

5.2.1 - Conditions d'écoulement

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible, être autocureur, c'est à dire qu'il doit être conçu de telle manière que :

- Les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment ;
- Les vases fermentescibles soient également entraînés pour le débit moyen des eaux usées .

Ces conditions sont à peu près satisfaites dans les ouvrages calculés pour l'évacuation du ruissellement de fréquence decennale en y réalisant des vitesses de 0,6 m/s pour $\frac{1}{10}$ du débit à pleine section.

La vitesse max d'écoulement ne doit pas dépasser 5,0 m/s . . .

5.2.2 - Détermination des débits des eaux usées

Le débit des eaux usées est calculé d'après la formule suivante

$$Q_{\text{moy } j} = \frac{N \cdot Q}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

avec N - nombre d'habitants

Q - dotation d'eau consommée

La dotation vers l'an 2000 adoptée est de 200 l/j hab ,

Il est admis que l'eau évacuée n'est que de (70 à 80) % de l'eau consommée .

$$Q = 200 \times 0,8 = 160 \text{ l/j/hab}$$

- ainsi le débit spécifique (q s p) est déterminé suivant la formule suivante :

$$q \text{ s p} = \frac{Q_m}{S} \quad (\text{l/s/ha})$$

Q - débit moyen (l/s)

S - surface en (ha)

$$Q_m = \frac{Q \text{ moy} \cdot j \times 1000}{86400} \quad (\text{l/s})$$

5.2.2.1 - Débit de pointe

Le débit de pointe peut-être calculé par la formule suivante :

$$Q_p = Q_m \cdot C_p$$

C_p - coefficient de pointe

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

Q_m - débit moyen des eaux usées

Q_m et Q_p exprimés en (l/s)

5.2.2.2 - Débit par temps sec:

Le débit par temps sec est égale à :

$$Q_{t\ 14} = Q_{t\ 24} \times \frac{24}{14} \quad (m^3/h)$$

$Q_{t\ 24}$ - débit moyen journalier

5.2.3 - Détermination des débits des eaux pluviales

(par la méthode dite rationnelle)

Le débit Q des eaux pluviales est donné par la formule suivante :

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

Q - le débit en (l/s)

C - coefficient de ruissellement

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

$i = 139,5$ d'une durée de chute $t = 20$ mm (pour les villes de HADJOUT et MEURAD)

Extraite de l'étude établie par la D.E.M.R.H

A - surface d'apport en (ha) .

Cette formule n'est valable que pour une intensité constante.

2.3.1 - Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur elle .

Les aires drainées sont décomposées en aires partielles (toitures et chaussées , allées en gravier, jardins et prairies , pavage etc....)

Selon le C.N.E.R.U (ex CADAT) et compte tenu de l'urbanisme des deux villes . Ces deux dernières ont le type de surfaces suivantes en (%)

Pour les zones 3 et 4 :

1 - Surface imperméables , chaussées et toitures	30 %
2 - Surfaces et allées en gravier	20 %
3 - Pavage	20 %
4 - Jardins et prairies	30 %

Pour les zones 1 et 2

1 - Surfaces imperméables , toitures et chaussées	45 %
2 - —"— et allées en gravier	20 %
3 - Pavage	25 %
4 - Jardins et prairies	10 %

Pour la zone 5

1 - Surface imperméables , toitures et chaussées	10 %
2 - —"— et allées en gravier	20 %
3 - Pavage	20 %
4 - Jardins et prairies	50 %

La ville MEURAD

1 - Surface imperméables , toitures et chaussées :.....	5 ‰
2 - " et allées en gravier :.....	20 ‰
3 - Pavage:.....	5 ‰
4 - Jardins et prairies:.....	70 ‰

Pour cela le coefficient de ruissellement a été pris suivant le type de surface .

Exemple : pour la zone 3 (comprenant le collecteur 13 P)

C = 0,9 pour les surfaces imperméables , toitures et chaussées.

C = 0,2 pour " " et allées en gravier

C = 0,6 pour le pavage

C = 0,05 pour les jardins et prairies

5.2.3.2 - Intensité de pluie :

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité sa durée et sa fréquence .

Les pluies les plus intenses étant les plus courtes .

La fréquence au dépassement a été prise égale à 0,10 pour une période de retour de 10 ans

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{10} = 0,10$$

f - fréquence

T - période (10 ans)

5.2.4 - Calcul des pentes , diamètres vitesses :

Pour la détermination des pentes, diamètres et vitesses , les calculs sont regroupés dans les tableaux .

Cependant ces derniers font appel aux remarques suivantes :

Les colonnes (23) et (24) expriment la côte du radier , déterminée d'après la formule suivante

$$Cr = Ct - (1,5 + \phi)$$

Ct - côte du terrain naturel

ϕ - diamètre ($\phi \text{ min} \gg 500$ (mm)

La valeur contenue dans la colonne (25) désigne la pente moyenne et est respectivement la différence des côtes du radier (Amont - Aval) divisée par la longueur (du tronçon considéré) .

La valeur contenue dans la colonne (27) étant le débit à pleine section (Q ps) déterminé à l'aide de l'abaque VII et à partir des données des colonnes (25) et (26).

La valeur contenue dans la colonne (28) exprime la vitesse à pleine section (V ps) déterminée de la même manière que le débit à pleine section ..

La colonne (29) exprime le rapport des colonnes(19) et(27)

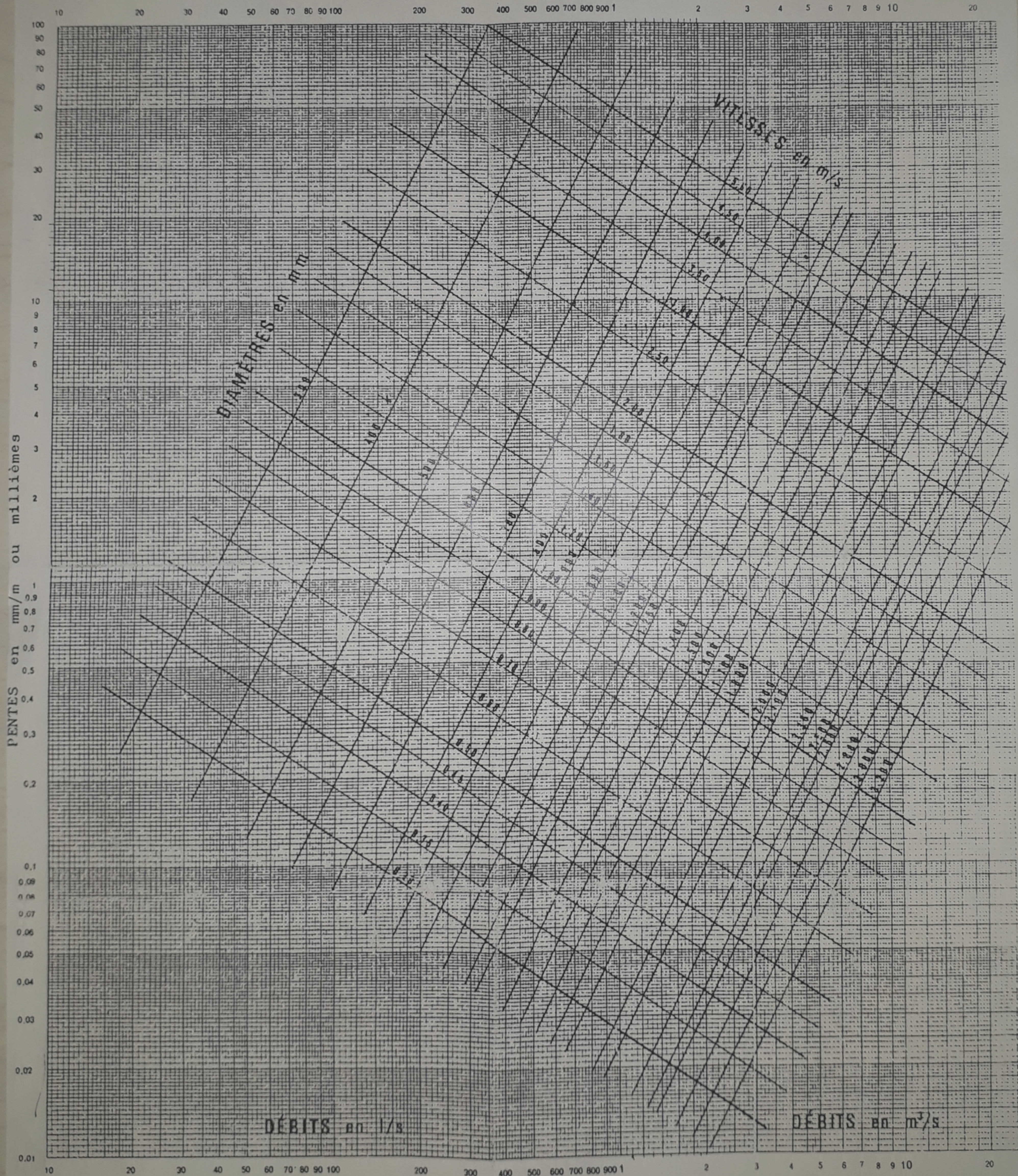
Les colonnes (30) et (31) expriment les rapports des hauteur et vitesse et résultent de l'examen de l'abaque X , et ce compte tenu des résultats de la colonne (29).

Les valeurs contenues dans les colonnes (32) et (33) sont , respectivement , égales aux produits des valeurs contenues dans les colonnes (26) et (30) d'une part et (28) et (31) d'autre part .

Enfin la colonne (34) exprime la vitesse de l'eau pour le dixième du débit à pleine section , pour un rapport des débits de 0,1 le rapport des vitesses est de 0,6.

Cette colonne se déduit donc de la colonne (28) en multipliant les valeurs par 0,6 .

RÉSEAUX PLUVIAUX ET RÉSEAUX D'EAUX USEES
(Canalisations circulaires - Formule de Manning - Strickler)



* On remarque que ces tableaux montrent :

- Que la vitesse de l'eau est acceptable dans tous les tronçons
($0,3 \leq v \leq 0,5$) m/s ;
- Que la vitesse fixée pour l'autocurage 0,6 m/s est respectée .

5.2.4.1 - Calcul du débit total

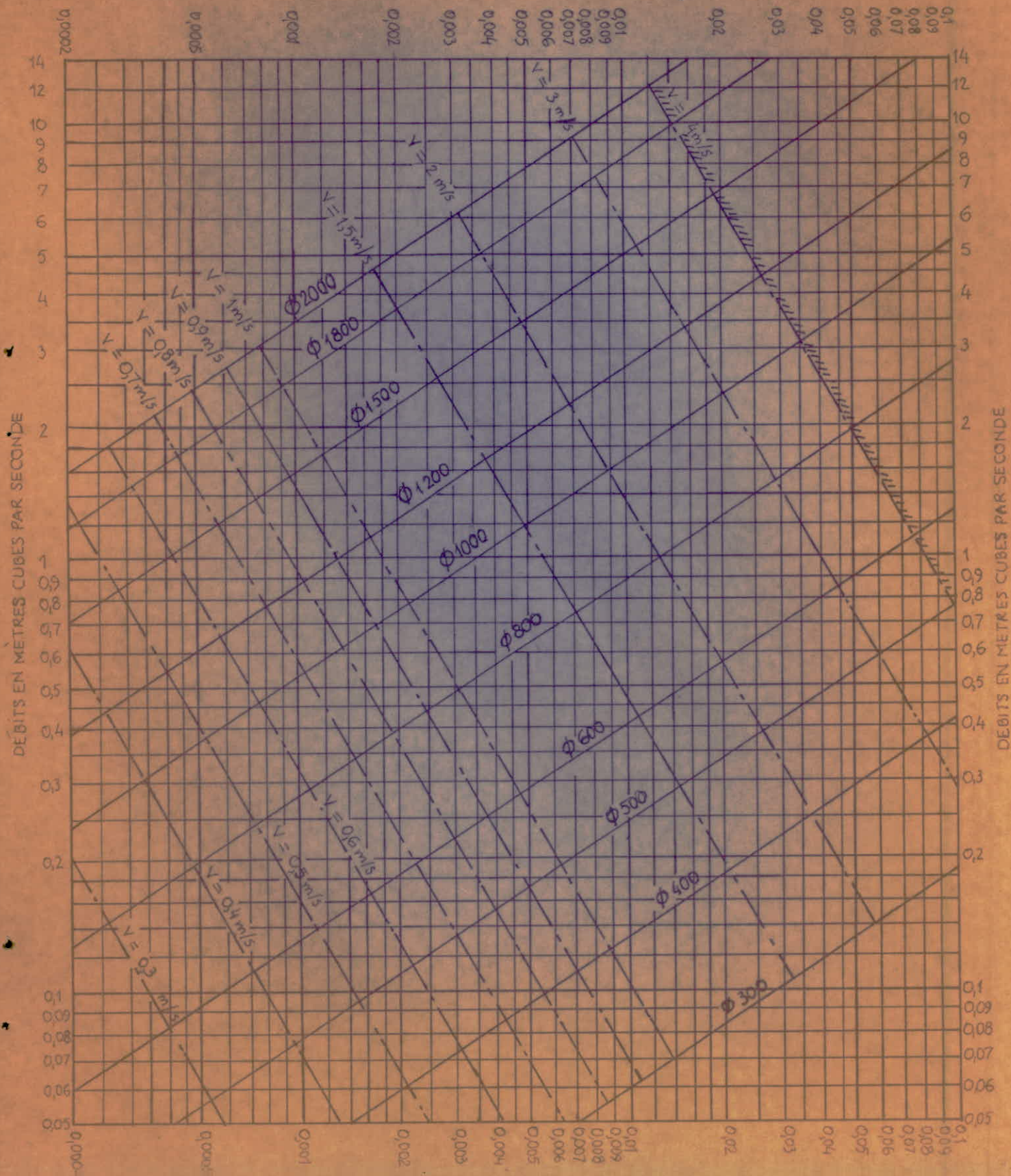
Il est égal au débit moyen journalier (Q T 24) plus celui des eaux pluviales (Q E P)

$$Q \text{ Tot} = Q \text{ T 24} + Q \text{ E P}$$

Ce débit sera évacué vers le déversoir d'orage .

ANNEXE VII

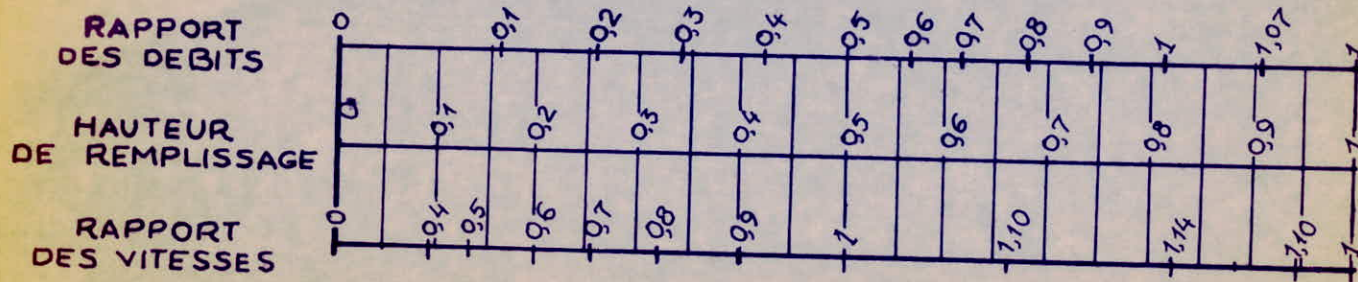
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires - Formule de Bazin)



ANNEXE X
(Abaque 10)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

Ouvrages circulaires



CHAPITRE - VI -

CALCUL DES OUVRAGES INTERMEDIAIRES ET DEFINITION

6.1 - Choix du matériau

* En assainissement on emploie presque toujours des tuyaux en béton armé, car ils sont réalisés avec des diamètres compris entre 0,10 et 3 mètres et des longueurs de 6 mètres.

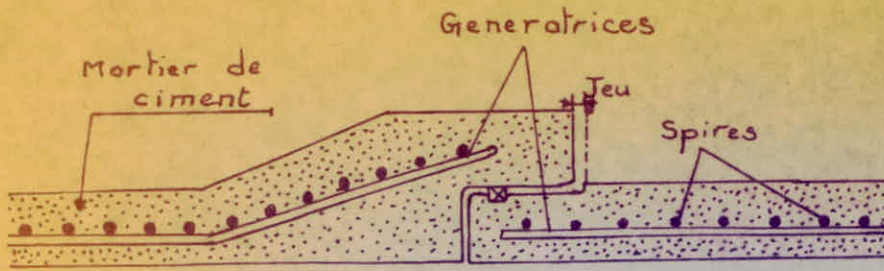
En remédiant au moyen d'un revêtement intérieur et extérieur par un enduit bitumeux contre la corrosion interne et externe due aux attaques chimiques des eaux usées sur la paroi interne et aux phénomènes électriques (courants Vagabonds à proximité des voies électriques) etc...) qui provoquent une électrolyse dans le sol, la paroi externe, pour cela on relie ces tuyaux électriquement à un métal ^{sur} (Zn, Mg) pour former une pile électrique.

* Les joints des tuyaux en béton armé sont effectués en bourrant du mortier de ciment frais dans l'intervalle d'un ~~emboîtement aux~~ extrémités des tronçons on a choisit des joints de type Rocla munis de bague. (Voir figure VI.1.1).

6.1.1 - Pose des canalisations

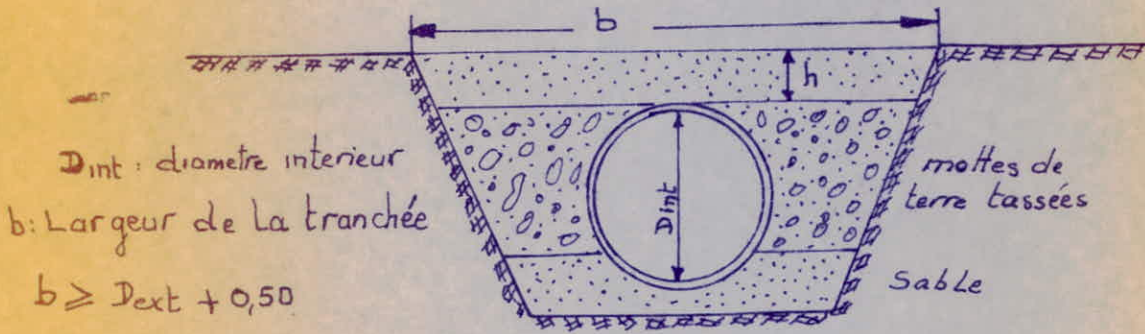
En assainissement la pose des canalisations se fait en tranchée. Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval l'emboîtement est dirigé vers l'amont.

Si le tronçon étudié présente un bon terrain, les tuyaux seront posés sur un lit de sable, dans le cas contraire il faut disposer d'un grand lit de sable ou de confectionner une dalle en béton sur laquelle reposeront les tuyaux.



Joint d'étanchéité type Rocla
(pour tuyau en béton armé).

Fig: VI.I.1



D_{int} : diamètre intérieur
 b : Largeur de la tranchée
 $b \geq D_{ext} + 0,50$

h : hauteur de
 recouvrement

Pose "Canalisation en tranchée".

Fig: VI.I.2

Le callage se fait en mottes de terres tassées voir fig VI.I.2

6.1.1 -

6.1.2 - Etanchéité des tuyaux

Il est nécessaire de prendre des précautions lors de la pose des canalisations et d'utiliser les assemblages à bague d'étanchéité ainsi que la compacité du matériaux constitutif .

-2a Regards de visite : fig (VI.II.1)

6.2.1 - Rôle : Ils permettent pour le cas des ouvrages visitables, l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage (Regards visitables).

Pour le cas des ouvrages non visitables, ils servent à la ventilation des ouvrages et à l'accès d'engins de curage .

6.2.2 - Espacement et emplacement :

- L'espacement des regards de visite est en fonction du diamètre des canalisations : pour des diamètres $500 < D < 1500$, la distance entre deux regards est comprise entre 50 et 120 m.

- Les regards de visite sont installés :

- à chaque changement de direction

- à chaque modification de section

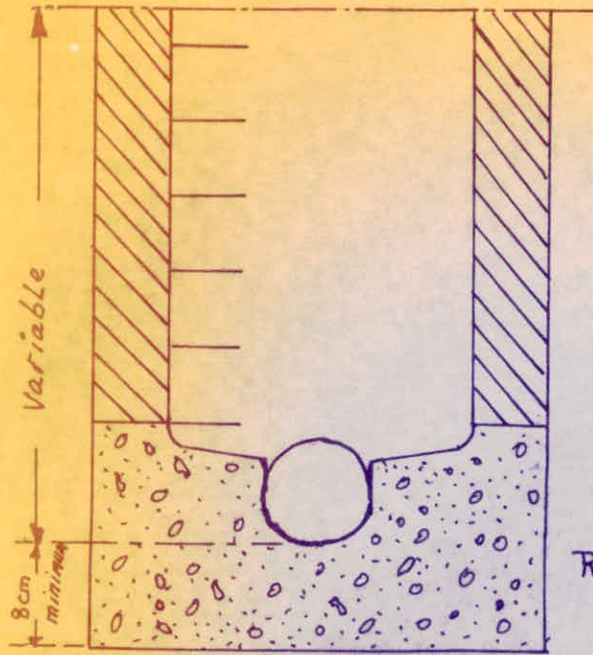
- au débouché d'une canalisation

- Dans les parties droites et les parties en pentes régulières

- Les regards de visite sont constitués :

- d'un radier en béton

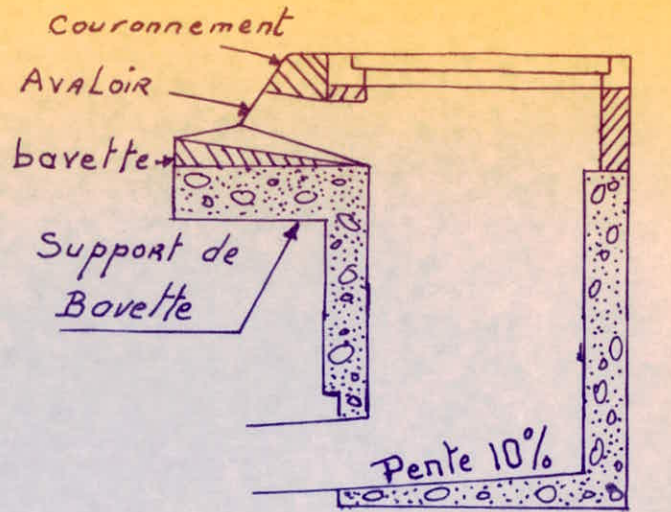
- d'une cheminée verticale en béton armé (coulé sur place) d'une épaisseur minimale de 8 cm ;



Radier en
beton

Regard de visite
Simple

fig: VI. II. 1



Bouche d'égout
Sans decantation

fig: VI. II. 2

La section peut être carrée ou circulaire dont le côté ou le diamètre ne doivent pas être inférieurs à 0,90 m .

- des échellons de descente avec une croisse de sortie fabriqués en fonte . Au delà de 5 m de profondeur la pose des échellons est obligatoire . Dont les dimensions sont :

0,35 m de largeur et espacés de 0,30 m

- Une dalle supérieure équipée d'un dispositif de fermeture (Tampon) d'épaisseur minimale égale à 0,12 m si elle est sous trottoir et de 0,15 m si elle est sous chaussée .

Le tampon doit résister à la rupture (créée par les charges extérieures) .

6.-2b + Bouches d'égout : fig VI.II.2

Les bouches d'égout servent à l'introduction des eaux de pluie et de lavage des chaussées .

Elles sont établies aux points bas ^{des} (caniveaux) correspondants à une jonction des rues .

Les caniveaux sont destinés à collecter les eaux de pluie et de lavage des chaussées jusqu'aux bouches d'égout .

6.3 - Déversoirs d'orage : (D . 0)

6.3.1- Rôle : Un déversoir d'orage est destiné à laisser passer en direction d'un exutoire naturel (Oued) une fraction du débit d'orage ; le reste qui correspond à la somme du débit d'eaux usées et d'une partie d'eau de pluie diluée avec les eaux usées sera évacuée vers la station d'épuration .

6.3.2 - Détermination des débits à évacuer après les déversoirs d'orage

1 - Zône I : Collecteur 1 existant

Population = 5273 hab

Dotation de rejet = 160 l/j/hab

Le débit des eaux usées est de : $\frac{160}{86400} \cdot 5273 = 9,76 (l/s) = Q_{EU}$

Le débit moyen journalier $Q_{T24} = Q_{EU} \cdot \frac{3600}{1000} = 35,14 \text{ m}^3/h$

Le débit maximum par temps sec pour une ville moyenne est de :

$$Q_{T14} = Q_{T24} \cdot \frac{24}{14} = 35,14 \cdot 1,714 = 60,24 \text{ m}^3/h$$

On suppose qu'une quantité Q égale au débit Q_{T14} se dilue avec les eaux usées, alors le débit d'eaux d'égout à évacuer vers la station d'épuration sera $Q_1 = Q_{T14} + m \cdot Q_{T14} = 60,24 + 1 \cdot 60,24$

$$Q_1 = 120,48 \text{ m}^3/h$$

n'étant le coefficient de dilution pris égale à 1 .

Ce coefficient est compris entre 0,5 et 2, il dépend de l'importance du D. O .

Le reste sera évacué à l'aide du collecteur existant 1 vers l'Oued MEURAD .

2 - Zône II . Collecteur 7 existant

- Population : 5545 habitants
- Dotation de rejet : 160 l/j/hab

$$\text{Le débit moyen des eaux usées} = 160 \cdot 5545 \cdot \frac{1}{86400} = 10,27(1/s)$$

$$\text{Le débit moyen journalier } Q_{T24} = 36,97 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$$\text{Le débit maximum au temps sec } Q_{T14} = 63,38 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Le débit Q_2 évacué vers la station d'épuration est :

$$Q_2 = Q_{T14} + n Q_{T14} = Q_{T14} + 1 \cdot Q_{T14} = 2 Q_{T14}$$

$$Q_2 = 126,76 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Le reste du débit sera évacué au moyen du collecteur existant n°=7 .

3 - Zône III : Collecteurs 13P et 13P-1 (projetés)

Les deux collecteurs se rencontrent au regard '0' ; le débit d'orage est $(4502,80 + 113,48 \cdot \frac{1000}{3600}) = 4534,32 \text{ (1/s)}$

$$\text{Le débit moyen journalier des eaux usées } Q_{T24} = 66,20(\text{m}^3/\text{h})$$

$$\text{Le débit maximum au temps sec } Q_{T14} = 113,48 \text{ (m}^3/\text{h)} .$$

A l'aide du collecteur (13P- 2) on évacuera la fraction du débit d'orage qui est égale à :

$$Q = (4502,80 - 1 \cdot 113,48 \cdot \frac{1000}{3600}) = 4471,28 \text{ (1/s)}$$

Ce collecteur débouche dans l'oued avec les caractéristiques suivantes : ($Q = 4471,28 \text{ l/s}$) .

Trençon	Côtes du sol (m)		Côtes du radier(m)		Pente m.p.m	Longueur (m)	Ø (mm)	Pleine section		r _Q	H (mm)	V (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval				Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)			
D. O-Oued (13 P - 2)	69,70	67,55	66,85	66,70	0,0046	32	1200	4800	3,0	0,93	912	3,34

Le débit qui sera évacué vers la station d'épuration est :

$$Q_3 = Q_{T14} + n Q_{T14} = 2 Q_{T14} = 2 \cdot 113,48 = 226,96 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Remarque :

Le débit Q_3 sera évacué tout d'abord vers la station de relevage .

4 - Zône IV : Collecteurs 18P et 18P - 1 (projetés)

Le débit qui sera évacué vers la station d'épuration a été déterminé de la même manière que pour les autres zones :

$$Q = 2 Q_{14} = 565,78 \text{ (m}^3/\text{h) à l'aide du collecteur 18P - 2.}$$

$$Q_{T24} = 45,84 \text{ l/s donc } Q_{T14} = 45,84 \times \frac{24}{14} = 282,89 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Un canal en béton existant recevra au moyen du collecteur 18P-3 , la fraction du débit d'orage , c'est à dire $Q_{EP} - Q_{T14} = 4917,79 - 282,89 \cdot \frac{1000}{3600} = 4840 \text{ (l/s)}$

6.3.3 - Dimensionnement d'un déversoir d'orage

Les dimensions d'un déversoir d'orage sont :

- La hauteur du seuil de déversement
- La longueur " " " "

6.3.3.1- Hauteur du seuil de déversement * (H.s . d)

Le tuyau d'arivage au déversoir d'orage a pour caractéristiques :

- Le diamètre D (mm)
- La hauteur d'eau H (mm)
- Débit à pleine section Q_{ps} (m³/s)
- Débit par temps de pluie Q (m³/s)
- Débit par temps sec Q_{T14}

Comme on a pris le coefficient de dilution égal à 1 , alors le débit qui sera évacué vers la station d'épuration sera :

$$Q_2 = 2 \cdot Q_{T14} \quad (\text{voir paragraphe 6 . 3 . 2})$$

Pour le système unitaire , le dimensionnement des collecteurs se fait uniquement à partir du débit des eaux pluviales , mais pour dimensionner le déversoir d'orage , il faut trouver la hauteur d'eau totale dans le tuyaux d'arivage. par conséquent le débit par temps de pluie Q_1 égal à la somme des débits d'eaux pluviales et d'eaux-usées (temps sec)

$$Q_1 = Q_{E. p} + Q_{T14} .$$

La hauteur d'eau H sera déterminée de la manière suivante:

$\frac{Q_1}{Q_{ps}}$ r_{q1} De l'annexe X , à partir de r_Q on trouve le rapport des hauteurs r_H .

La hauteur sera $H = D \cdot r_{H1}$ (mm)

La hauteur du seuil deversement est calculée par deux fois le débit par temps sec : Q_2

$\frac{Q_2}{Q_{ps}}$ r_{q2} - Est toujours de l'annexe X on tire la valeur

r_{H2} (rapport des hauteurs)

$$H_{S.D} = D \cdot r_{H2} \text{ (mm)}$$

6.3.3.2 - Longueur du seuil de versement :

Pour déterminer la longueur du seuil (b) de versement on utilise la formule suivante :

$$b = \frac{3 \cdot Q_0}{2 \cdot \sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2}} \text{ avec } h_0 = \frac{\Delta h}{2}$$

Avec : - Q_0 débit évacué vers le milieu naturel (Oued)

- Δh est la différence ($H - H_{S.D}$)

- μ est le coefficient du débit ; dépend de Δh , $H_{S.d}$, et de la forme de la crête du seuil .

Généralement pris entre 0,5 et 0,7

Toutefois il faut affecter à la longueur b un coefficient de sécurité C compris entre 1,5 et 1,75

Prenons l'exemple du versoir d'orage $H^e=3$

- $Q_1 = 4,5 + 0,0315 = 4,5315 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $Q_2 = 2 Q_{T14} = 63,04 \text{ l/s} = 0,063 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{ps} = 4,90 \text{ m}^3/\text{s}$

La hauteur d'eau dans le tuyau d'arrivage sera :

$$H = r_H \cdot D$$

$$\frac{Q_1}{Q_{ps}} = 0,93 = r_Q \text{ Annexe X} \rightarrow r_H = 0,77$$

$$\text{d'où } H = 0,77 \cdot 1200 = 924 \text{ mm}$$

La hauteur du seuil deversement est :

$$H_{S.D} = r_{H2} \cdot D$$

$$\frac{Q_2}{Q_{ps}} = 0,012 \quad \text{====}) \quad r_{H2} = 0,066$$

$$\text{d'où } H_{S.D} = 0,066 \cdot 1200 = 80 \text{ mm}$$

La différence ΔH sera égale à $924 - 80 = 844 \text{ mm}$

$$\text{d'où } h_0 = \frac{844}{2} = 422 \text{ mm} \quad \text{et } Q_0 = 4,47 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{pour } H_{S.D} = 80 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \Delta H = 844 \text{ mm}$$

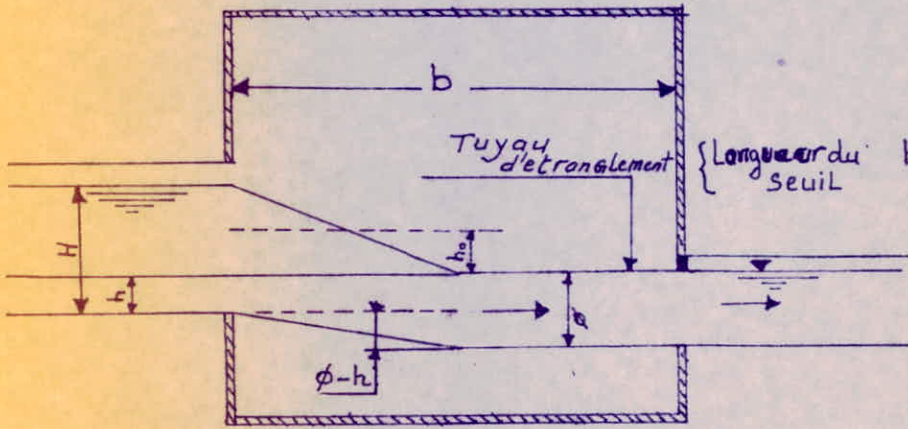
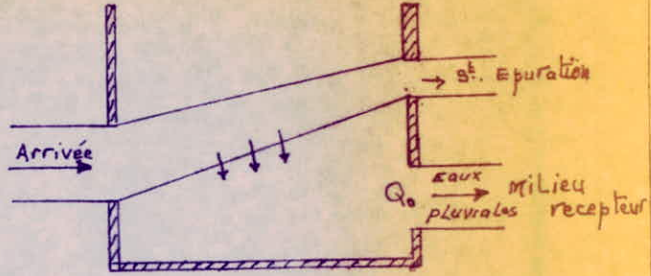
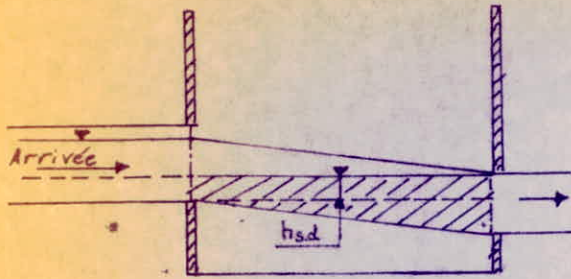
on choisit approximativement $\mu = 0,5$

$$\text{et } C = 1,7$$

La longueur du seuil sera égalé à :

$$b = 1,7 \cdot \frac{3}{2} \times \frac{4,47}{0,5 \sqrt{2 \cdot g(0,422)^{3/2}}} = 18,77 \text{ m} = 19 \text{ m}$$

DEVERSOIR d'Orage



$$h_o = \frac{H-h}{2}$$

$$b = C \cdot \frac{3}{2} \frac{Q_o}{\mu \sqrt{2g} h_o^{3/2}}$$

$$Q_o = Q_{arrivé} - 2Q_{T14}$$

Q_o : debit évacué vers milieu receptr (Oued)

$2 \cdot Q_{T14}$: debit évacué vers st. d'épuration

Remarque :

Le dimensionnement du deversoir d'orage est cependant imprecis, puisque le niveau d'eau à l'interieur du deversoir n'est pas déterminé precisement .

Le collecteur 2P se compose de la conduite de refoulement , qui aboutit au regard de visite n°= [8] gravitairement jusqu'au regard de visite n°= [5], où le débit max au temps sec de la zone II , vient s'ajouter avec le débit refoulé . La somme de ces deux débits continue gravitairement dans le même collecteur (2P) jusqu'au regard de visite n°= [9] dans lequel s'achemine un Troisième débit Q max au temps sec de la zone I , le tout sera évacué dans le collecteur 1P vers la station d'épuration .

Les résultats de calcul de ces débits sont portés aux tableaux (chapitre V) .

6.4 - Traversée de l'Oued

Données : Longueur du tronçon D. O du collecteur 13P-1

$$L_T = 116 \text{ m}$$

$$L_{D.O} = 24 \text{ m}$$

diamètre intérieur = 800 mm

tuyau en béton armé , pour le diamètre 800 mm

on a l'épaisseur $e = 0,068 \text{ m}$ #

On a un système isostatique (voir profil 13P-1) c'est à dire que chaque pilier (on a deux piliers) devra supporter la ~~seme~~ charge Q en Kgf .

$$Q = \frac{Q' + Q''}{2} \cdot L ; L : \text{Longueur entre les regards [1] et [2]}$$

Poids de l'eau par mètre linéaire : $Q' = P \cdot H \cdot R^2_{ext} = 1000 \cdot 3,14 \cdot (0,068 + 0,4)^2$

$$Q' = 502,4 \text{ Kgf/m}$$

Poids du tuyau par mètre linéaire : $Q'' = \gamma_{b.a} \cdot e \cdot 2\pi R_{ext} =$

$$2300 \cdot 0,068 \cdot 2 \cdot 0,468$$

$$Q'' = 460 \text{ Kgf/m}$$

$$Q = (502,4 + 460) \cdot \frac{24}{2} = 11550 \text{ Kgf}$$

Ainsi chaque pilier devra supporter la charge Q dont la section trouvée de la manière suivante :

Posons que pour le béton armé, la contrainte admissible à la compression $G_{bo} = 70 \text{ Kgf/m}^2$.

On suppose que le béton répond à lui seul à la compression et déterminons la plus petite dimension de la section a choisie rectangulaire ou carrée.

Pour cela il faut vérifier la condition de non flambement

Soit L_c : longueur de flambement = $2 \cdot L_0 = 8 \text{ m}$

L_0 : Hauteur du pilier prise = $4,0 \text{ m}$

La condition est : $L_c \leq 14,4 a$

$$\text{donc } a \geq \frac{L_c}{14,4} = \frac{2 \cdot 400}{14,4} = 55,55 \text{ cm}$$

La section choisie carrée aura les dimensions :

$$a \times a = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$



Cependant on prévoit des armatures longitudinales qui doivent résister aux efforts transversales (vent.....) .

La section minimale de ces armatures sera :

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{H}{\sigma_{bo}}$$

$$\theta_1 = 1$$

C : enrobage, distance entre le pilier et

$$\theta_2 = 1 + \frac{L_c}{4 \cdot a - 2c} = 4,42$$

l'armature = 3 cm

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51, \quad H = Q = \text{effort normal}$$

$$\sigma_{bo} = 70 \text{ Kgf/m}^2$$

$$A'_m = 1,376 \text{ cm}^2$$

On prend la section minimale 3,14 cm² qui donne 4 ϕ 10

Pour les cadres on prend des ϕ 10 espacés de 15 ϕ_1 donc

$$15 \cdot 10 = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

Vu l'effort important à la tête du poteau, l'espacement des cadres doit être petit, on fait un frêtage pour les 4 premiers cadres de 5 cm. Pour la suite 15 cm.

Supposons que les piliers reposent sur du sable grossier (vu le lit de l'Oued). $\sigma_{\text{sable}} = 2,5 \text{ bar}$.

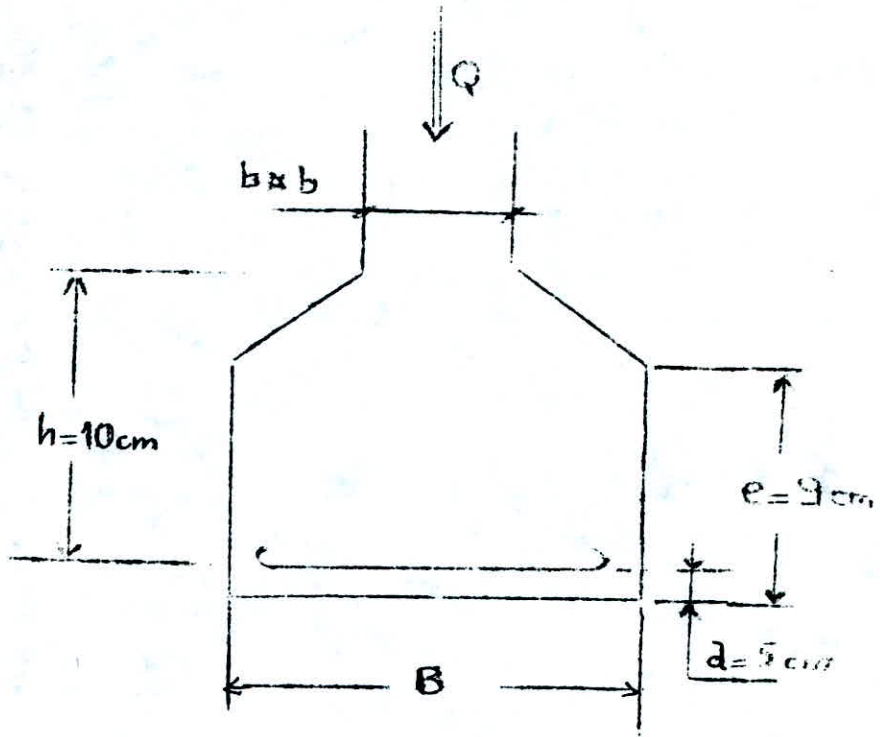
Dimensionnement des fondations :

$$Q = 11550 \text{ Kgf}$$

$$S = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Q}{B^2} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{Q}{\sigma_s}} = 67,97 \text{ cm}$$

-30a-



$$B = 70 \text{ cm}$$

$$h = \frac{B - b}{4} = \frac{70 - 60}{4} = 2,5 \text{ cm}$$

Pour des dispositions constructives on prend $h = 10 \text{ cm}$,
d'où $h_t = 10 + 5 = 15 \text{ cm}$

La semelle aura la section d'armatures :

$$A = \frac{Q}{\sigma_s \cdot h \cdot 2 \cdot D} (B - b) = \frac{11550}{8 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 800} (70 - 60) = 0,50 \text{ cm}^2$$

La section est faible, on prend une section minimale

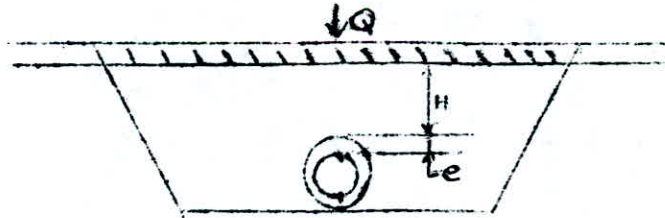
3,14 cm² soit 4 ϕ 10 espacés de 10 cm

$$e = 4 \cdot 1 + 5 = 9 \text{ cm}$$

6.5 - Traversée de chaussée : (HADJOUT - ALGER)

- Collecteur 18P - 2

- Tuyau cylindrique en béton Armé



- H hauteur de recouvrement entre le sol et la generatrice supérieure.
- en fonction du diamètre intérieur D, et du type de materiau on trouve à l'aide de tableau (Tome I. Gomella et Guerrée) l'épaisseur e du tuyau.

Soit : P_r est la charge de rupture minimale
 P_c est la charge qui supportera le tuyau et a un coefficient de prise en compte

Il faut que la condition de rupture soit satisfaite :

$$P_r > a \cdot P_c$$

$$P_c = \frac{Q_1 + Q_2}{m} \quad Q_1 \text{ et } Q_2 \text{ en fonction de } H \text{ et}$$

du diamètre nominal .

Q_1 est la charge exercée au niveau de la génératrice supérieure par le remblai .

Q_2 est la charge exercée au niveau de la génératrice supérieure par les charges extérieures .

m coefficient de pose égal à :

- 2,30 m pour les diamètres nominaux $\leq 0,50$ m

- 2,00 m " " " " $> 0,50$ m

En consultant les tableaux des annexes E_1 et E_4
(Tome I . Gomella et Guerrés)

On trouve les valeurs de Q_1 dans (E_1) et Q_2 dans (E_4) en fonction du diamètre et de la hauteur de recouvrement

Donc pour les tuyaux en béton armé

$D = 400$ mm , l'épaisseur $e = 0,0450$ m (serie 135 A)

$H = 2,5$ et pour $D = 400$ mm on a :

$$- E_1 : Q_1 = 4230 \text{ da II}$$

$$- E_4 : Q_2 = 1380 \text{ da II}$$

$$m = 2,30$$

Donc la charge P_c par mètre linéaire de canalisation est

$$P_c = \frac{Q_1 + Q_2}{m} = \frac{4230 + 1380}{2,30} = 2439,13 \text{ D a II}$$

$$\text{Pour le béton armé } a = 1,30$$

$$a \cdot P_c = 1,30 \cdot 2439,13 = 3170,87 \text{ da II}$$

Donc il faut que P_r ($a = 1,3$) doit répondre à la condition suivante $P_r > 3171 \text{ da II}$ (serie 135 A).

CHAPITRE- VII -

RELEVAGE DES EAUX USEES

VII - I : Station de relevage

Quand la hauteur de relevage dépasse 9 mètres ,
l'implantation d'une station de relevage est nécessaire .

7.1.1 - Emplacement :

La station de relevage doit être située de telle
façon qu'elle peut être actionnée en toute sécurité et rentablement

Donc elle doit être placée près des régions urbanisées
pour qu'elle soit facilement alimentée en électricité .

7.1.2 - Constitution :

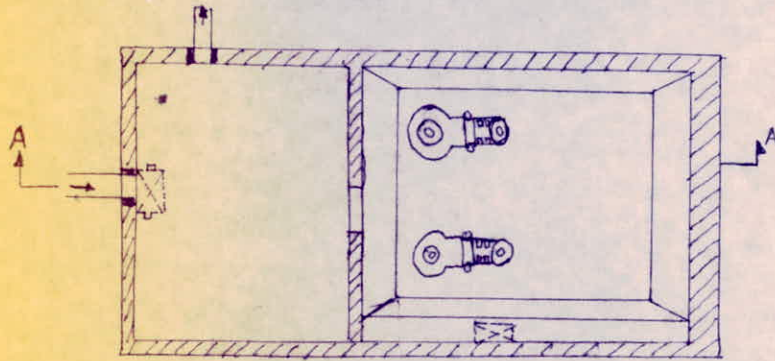
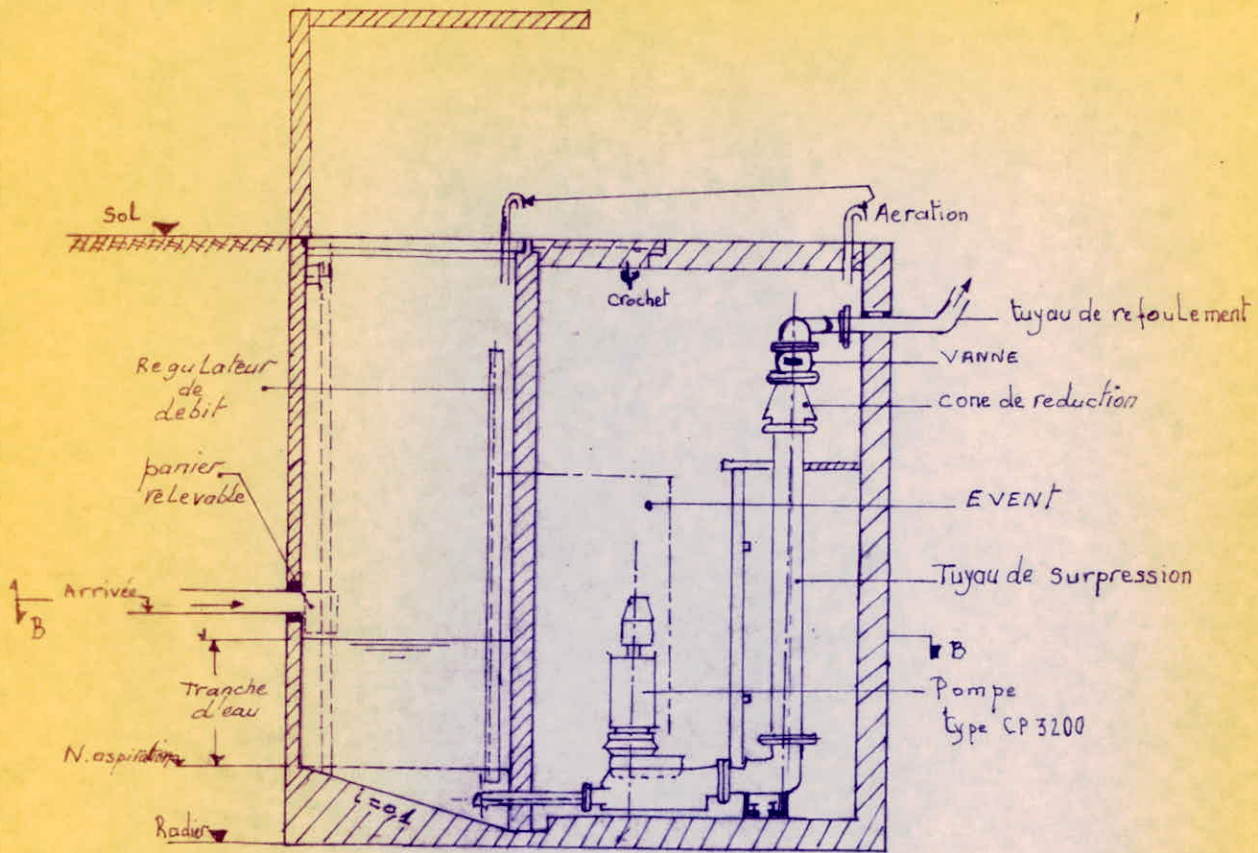
Elle se compose en général d'un **puisard** d'aspiration
(ou réservoir de réception), d'une ou plusieurs pompes munies de
dispositifs d'entraînement , ainsi que des conduites d'aspirations
et de refoulements et enfin d'installations annexes, telle qu'une
pompe à utiliser immédiatement en cas ^{de} panne, ainsi que des organes
de manoeuvre (tableau de commande , ~~sable~~ des machines).

La figure VII. I représente les coupes A-A et B-B
de station de relevage .

Au niveau de la conduite d'arrivée , il est conseillé
en assainissement de mettre un panier qui retiendra les matières en
suspension .

Station de refoulement

Coupe A-A



Coupe B-B

Remarque :

En assainissement pour protéger la pompe contre l'usure, on emploie une seconde pompe qui donnent elles deux un temps de pompage de 24 h/24 h .

Donc leur fonctionnement doit être très régulier et ainsi éviter les démarrages trop fréquents ; pour cela pendant que la 1^{ère} marche , la seconde est au repos et entre deux démarrages successifs , il est admis 6 mn d'intervalle avec 5 démarrages par heure pour chaque pompe .

VII -II Pompes :

- Pour relever les eaux usées les pompes doivent être alimentées en charge pour éviter les desamorçages.

Les pompes sont installées dans un regard étanche voisin de la bache d'aspiration où elles aspirent l'effluent en charge.

- Caractéristiques de refoulement :

H_g : Hauteur géométrique égale à la différence entre le niveau (MTP) du trop plein et le niveau d'aspiration (H a).

Donc pour compenser la perte d'énergie sur la voie de desserte (pertes de charges linéaires et singulières), les pompes doivent produire une pression de refoulement supplémentaire égale à

$$\Delta H_T .$$

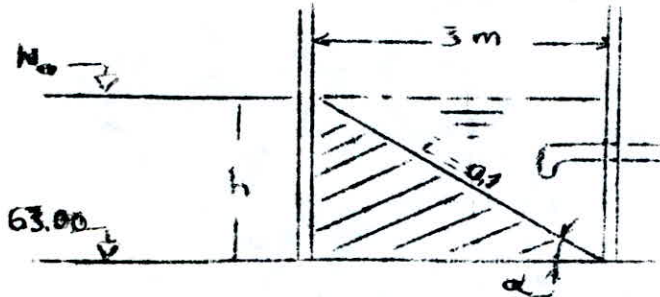
Les pertes de charges totales ΔH_T est la somme des p. d. c linéaires ΔH_l et des p. d. c singulières ΔH_s .

$$\text{Donc } \Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s$$

Les p. d. c singulières sont estimées égales à 15 % des p.d.c linéaires $\Delta H_s = 0,15 \Delta H_l$ d'où $\Delta H_T = 1,15 \Delta H_l$

La hauteur manométrique est $H_{mT} = H_g + \Delta H_T$

on propose



$i = \tan \alpha$ est la pente du fond
 $= 0,1$

la longueur du fond = 3 m

D'où $h = b \cdot i = 3 \cdot 0,1 = 0,3m$

$H_a = 63,00 + 0,3 = 63,30 m$

Bache d'aspiration

$$H_g = H_{TP} - H_a = 75 - 63,30 = 11,70 m$$

Détermination de ΔH_T : $L_G = 105 m$ longueur géométrique

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H_L \quad F - \text{coefficient de frottement}$$

$$\Delta H_L = \frac{F}{D} \cdot L_G \cdot \frac{V^2}{2g} \quad V - \text{vitesse d'écoulement}$$

A - section de la conduite de refoulement

D'après l'équation de continuité : $Q = V \cdot A = V \cdot \frac{\pi D^2}{4}$

D'où $V = \frac{4 Q}{\pi D^2}$ D'après la formule de Bonnin, on prend

à la première approximation $D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0,063} = 0,25 m$ pour diamètre donc $V = \frac{4 \cdot 0,063}{\pi \cdot (0,25)^2} = 1,28/s$

$$\Delta H_L = \frac{F}{D} \cdot L_G \cdot \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4 \cdot 2g} = 8893 \cdot F \cdot Q^2$$

Par approximations successives on détermine le coefficient de frottement à l'aide de la formule de Colebrook-White :

$$F_H = \left(-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{R_o \sqrt{F_r}} \right) \right)^{-2}$$

Le coefficient de frottement $F_r = (1,14 - 0,86 \ln \epsilon/D)^{-2}$

Pour le béton armé la rugosité absolue ϵ est comprise entre 0,4 et 1,2 mm on prend $\epsilon = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

D'où $F_r = 2,38 \cdot 10^{-2}$ Coefficient de frottement correspondant au régime turbulent rugueux (d'après NIKURADSE)

Le nombre de Reynolds $R_o = \frac{V \cdot D}{\nu}$

La viscosité cinématique $\nu = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$

$$R_o = \frac{1,28 \cdot 0,25}{1,5 \cdot 10^{-5}} = 0,21 \cdot 10^5$$

Après calcul on trouve

$$F = 2,474 \cdot 10^{-2}$$

$$\begin{aligned} \Delta H_L &= 8893 \cdot F \cdot Q^2 = 8893 \cdot 2,474 \cdot 10^{-2} (0,06304)^2 \\ &= 0,874 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Delta H \text{ Totale} = 0,874 \cdot 1,15 = 1,0 \text{ m}$$

La hauteur manométrique sera : $H_{mT} = H_g + \Delta H_T = 11,70 + 1,0 = 12,70 \text{ m}$

Choix de la pompe :

$$H_{mT} = 12,70 \text{ m}$$

$$Q = 63,04 \text{ l/s} = 226,94 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le catalogue des pompes donne 2 pompes centrifuges à uneroue de type C P . 3200 HT FLYG HT chacune et d'un canal unique montées en serie

dans les caractéristiques sont :

Puissance absorbée : 12,4 KW

Vitesse de rotation n : 950 tr/min

rendement η : 76 %

Tracé de la caractéristique de la conduite :

$$\Delta H_T = 1,15 \cdot \Delta H_L = 1,15 \cdot 220 \cdot Q^2 = 253 \cdot Q^2$$

qui est l'équation de la parabole $Y = ax$ avec constante $C = 253$

on dresse le tableau suivant pour la tracer :

Q	l/s	10	20	30	40	50	60	70
	m ³ /h	36	72	108	144	180	216	252
H	on	2,53	10	23	40	63	91	123

La courbe caractéristique de la conduite "C" est tracée à partir de la hauteur géométrique $H_g = 11,70 \text{ m}$, c'est à dire de l'équation de la forme $H_{mT} = H_g + C Q^2 = 11,70 + 253 Q^2$

Courbe caractéristique : Au cours des essais de fonction ^{nement} des pompes on procède de la manière suivante ; pour une vitesse de rotation constante , on ouvre la vanne d'arrêt et on mesure : H_{mT} - la hauteur manométrique, Q le débit transporté et P : la puissance absorbée et le rendement η la courbe Q H est prise en général comme courbe caractéristique de la pompe.

On fait tourner la pompe de façon à avoir un rendement maximal .

Ce qui revient à déterminer la solution en traçant sur le même graphique C'c'.

Le débit désiré est $q = 226,94 \text{ m}^3/\text{h}$; $H_{mT} = 12,7 \text{ m}$; $\eta = 75 \%$

La puissance nécessaire à l'entraînement (puissance absorbée par la pompe) est donnée par la formule $P = \frac{\rho \cdot Q \cdot H_{mT}}{\eta} = 9,81 \cdot \frac{0,063 \cdot 12,7}{0,75} = 10,46 \text{ KW}$

* Le point P_1 a pour coordonnées : $Q = 232,2 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 13 \text{ m}$; $\eta = 76\%$

La puissance absorbée sera de $P = 9,81 \cdot \frac{0,0645 \cdot 13}{0,76} = 10,82 \text{ KW}$

* Point P_2 : $Q = 226,94 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 13,3 \text{ m}$; $\eta = 75 \%$

La puissance absorbée $P = 9,81 \cdot \frac{0,063 \cdot 13,3}{0,75} = 10,96 \text{ KW}$

(vennage sur le refoulement).

* La troisième solution consiste au rognage des roues de la pompe c'est à dire faire passer Q H au point P_3 on joint l'origine à P_3 au prolongement avec Q H donne le point P' .

$P'(Q = 230,4 \text{ m}^3/\text{h} ; H = 13,1 \text{ m})$

Donc il revient de déterminer le pourcentage de rognage :

$$P_{\%} = 1 - m \quad m \text{ étant le coefficient de rognage}$$

$$m = \frac{a}{D} \quad d : \text{diamètre de la roue rognée}$$

La relation $\frac{Q}{q} = \sqrt{\frac{H}{h}} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{n^2 D^2} = \frac{1}{n^2}$

D'où $n = \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{Q}}$ q est le débit désiré
 Q débit au point P' .

$n = \sqrt{\frac{226,94}{230,4}} = 0,99 \rightarrow P = 1 - 0,99 = 1 \% < 20\%$

On aura la courbe caractéristique de la pompe après rognage de de la roue , $(Q H)_r$ parallèle à $Q H$ avec le rapport $\frac{OP'}{OP_3} = 1,02$

Remarques:

* Pour les pompes centrifuges installées en charge , le rognage n'est pas réalisé

* Pour une puissance absorbée P comprise entre 4 et 20 KW nécessite une majoration de 30 % / .

donc pour P_3 : $P = 1,3 \cdot 10,46 = 13,60$ KW	} Gaspilla- go d'énergie
P_1 : $P = 1,3 \cdot 10,82 = 14,06$ KW	
P_2 : $P = 1,3 \cdot 10,96 = 14,25$ KW	

Donc tous les 3 points demande une puissance d'entraînement plus grande .

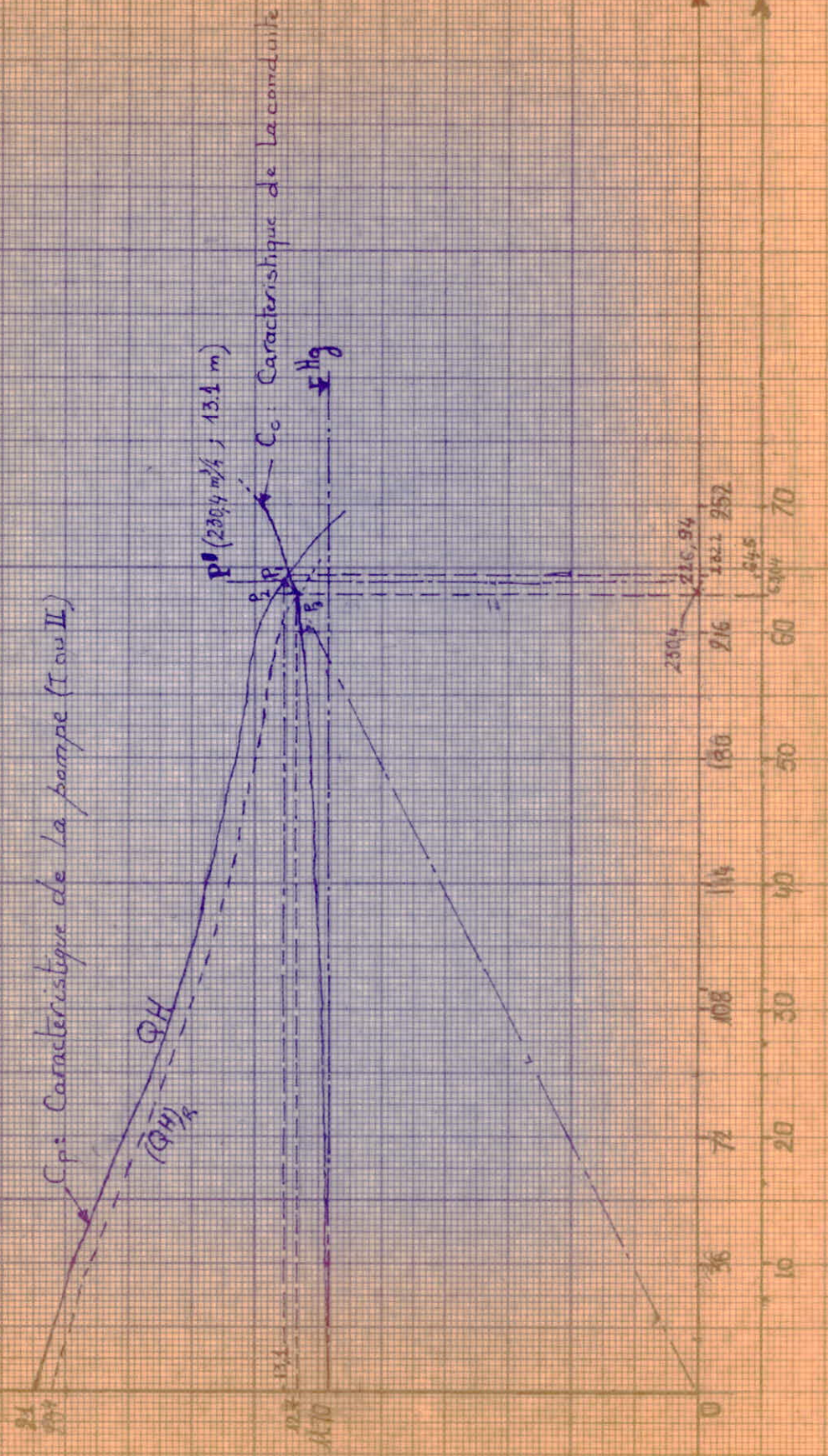
Conclusion :

Une commande plus adéquate de chez le fournisseur sera toujours possible à la solliciter .

Point de fonctionnement de la pompe
et ROGNAGE de La roue

P_1 (76%)
 P_2 et P_3 (75%)

H_T (m)



CHAPITRE - VIII -

STATION D'EPURATION

VIII - I : Introduction :

I-1 Rôle :

La station d'épuration est destinée à éliminer les impuretés des eaux usées qui sont nuisibles au milieu environnant.

Ainsi les eaux usées, une fois traitées seront utilisées sans danger à des fins prédestinées (irrigation) ou évacuées vers l'Oued .

Cependant l'élimination de ces impuretés est plus ou moins complexe du fait qu'elles se composent de matières diverses.

D'où la présente station d'épuration sera composée d'une série d'installations placées en chaîne que la figure suivante schématise le procédé d'épuration et chacune de ces installations aura son propre rôle et un dimensionnement qui lui correspond .

I-2 Grandeurs utiles au dimensionnement de la station d'épuration

- Débit des eaux usées

a) par temps sec :

$$Q_{24} = 7560 \text{ m}^3/\text{J} = 0,0875 \text{ m}^3/\text{s} = Q_{T14} \cdot \frac{14}{24}$$

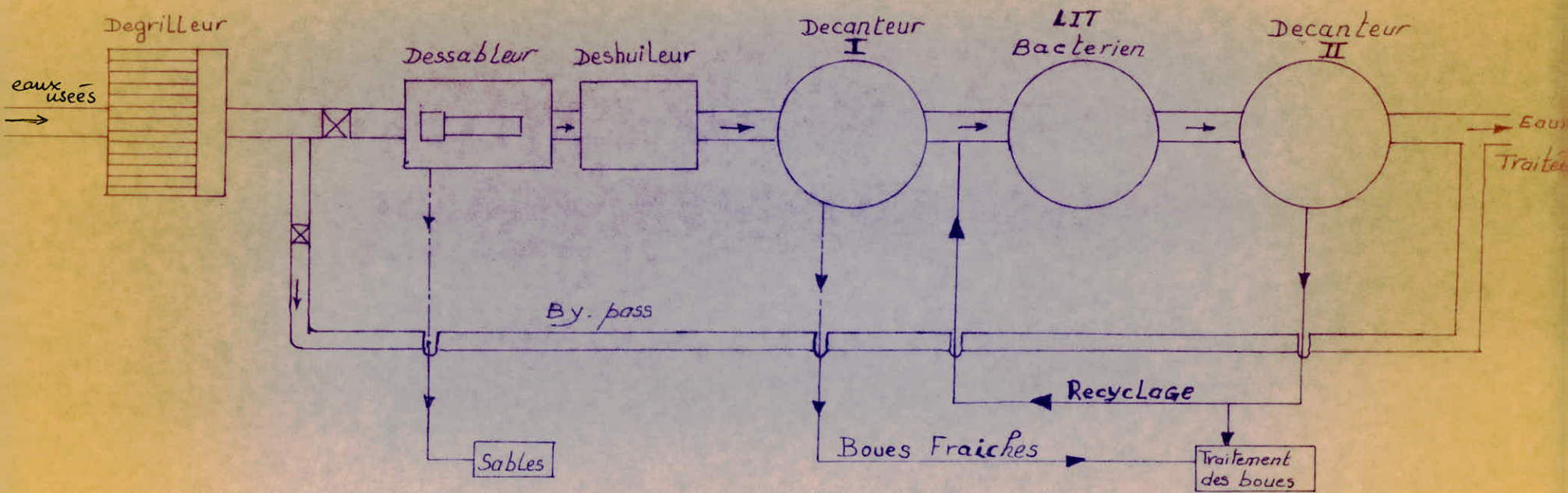
$$Q_m = 315 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{TS} = Q_{\text{max}} = 540 \text{ m}^3/\text{h} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s} = Q_{T14}$$

b) par temps de pluie :

$$Q_p = 2 Q_{\text{max}} = 1080 \text{ m}^3/\text{h} = 0,3 \text{ m}^3/\text{s} = 25920 \text{ m}^3/\text{J}.$$

fig. : Schéma d'épuration des eaux usées



Station d'épuration

- Population : HADJOUT - MEURAD :

(Hab + E_q . hab) = 49000 hab . Ville moyenne

- Charge en D B O : 60 g/hab/J

charge journalière en D B O : 60 . 49000 = 2940 Kg/J

Concentration en D B O : 114 mg/l

- Charge en M. E. S : 70 g/hab/J

charge journalière en M E S = 70 . 49000 = 3430 Kg/J

concentration en M. E. S = $\frac{3430}{25920}$ = 132 mg/l

8.1.3 - Définitions de quelques paramètres

Demande biochimique d'oxygène (D B O)

En présence d'oxygène, la transformation des matières organiques a lieu par les bactéries dites **aérobies**, si la source d'oxygène est suffisante alors l'oxygène peut s'effectuer complètement au sein du liquide .

Cette oxydation s'effectue en deux stades :

- à une température de 20° C , les composés du carbone sont oxydés complètement au bout de 20 Jours .
- Oxydation des combinaisons comprenant de l'azote, réaction qui ne s'amorce qu'au bout d'une dizaine de jours .

Par convention les mesures de D B O sont limitées à la demande d'oxygène durant les 5 premiers jours : D B O ₅ , seul le premier stade est pris généralement comme test de pollution et le degré d'impureté d'une eau usée est caractérisée par la quantité d'oxygène dépensée durant le premier stade pour réaliser la destruction des composés non azotés .

Cette quantité définie comme étant la DBO mesurée en mg/l.

La détermination de la DBO_5 consiste à mesurer la consommation d'oxygène par voie biologique à température de 20° C pour une durée de 5 jours

Matières en suspension (M. e. s)

Ce sont des matières en suspension et surnageantes non dissoutes dans l'eau et peuvent être éliminées par filtration.

Elles peuvent être : séparables par décantation ou non séparables.

Les matières en suspension séparables : les matières non dissoutes dans l'eau , se décantent sous des conditions fixées , leur quantité est indiquée sur le volume de la boue décantée .

Les matières en suspension non séparables par décantation : celles-ci ne se décantent pas , ne forment pas de sédiments .

Donc il y a les matières décantables et non décantables , la teneur en matières solides est donnée en (%) appliquée à la vase fraîche.

8.1.4 - Conclusion :

Après avoir connu la nature des eaux à épurer et défini le rôle d'une station d'épuration, tout en respectant les normes de rejet on doit alors faire recours au traitement biologique où l'on propose une épuration à lit bactérien .

VII - II - Degrillage

II - Utilité et caractéristiques générales:

Ce type d'installation est destiné à l'élimination de substances volumineuses qui peuvent provoquer des bouchages dans les prochaines installations, c'est à dire nuire à leur efficacité de traitement.

Le degrillage est assuré par des grilles grossières à l'amont de l'installation puis par des grilles fines inclinées souvent de 60 à 80° et l'espacement des barreaux varie entre 10 et 50 mm généralement 25 mm pour éviter les inondations lors de l'engorgement on utilise un by-pass. l'épaisseur des barreaux varie entre 8 ÷ 10 mm et la vitesse de passage entre les barreaux est comprise entre (0,6 ÷ 1,0) m/s

II - Dimensionnement :

Le calcul consiste à avoir la section minimale de la grille fine

$$S = \frac{Q_p}{V \cdot O \cdot C}$$

e = épaisseur de la grille = 8 mm

Q_p : débit par temps de pluie = 0,3 m³/s

V : vitesse de passage fixée à 0,9 m/s
pour grilles automatiques : Coef C de colmatage = 0,5

t : tirant d'eau amont = 0,50 m

L₀ : longueur oblique mouille de la grille

l : largeur minimale de la grille

α : inclinaison de la grille
espacement 'es' des barreaux = 25 mm

O : une fraction = $\frac{ls}{ls + 1} = \frac{25}{25 + 8} = 0,76$

$$\text{si } t = 0,50 \text{ m , } \alpha = 70^\circ \rightarrow L_0 = \frac{0,50}{\sin 70} = 0,532 \text{ m}$$

$$l = \frac{S}{L_0} = \frac{0,877}{0,532} = 1,648 \quad \text{Soit } l = 1,65 \text{ m}$$

$L_0 = 54 \text{ cm}$

La grille sera constituée de $\frac{165}{2,5 + 0,8} = 50$ barreaux

On choisit 2 grilles fines de 82,5 cm de largeur chacune

La largeur de 165 est la même pour les grilles grossières (2) dont l'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$, espacement 'es' = 50 mm

$$\text{D'où } \frac{165}{5 + 1} = 28 \text{ barreaux}$$

II -3 - Residu du degriillage :

Le residu issu du degriillage est envoyé à la décharge publique pour un refus annuel du degriilleur de 3,5 l/hab . an .

$$\text{Le refus journalier sera de } \frac{3,5}{365} \cdot 49000 = 469,86 \text{ l/J}$$

VIII - III - Dessablage

III-1 Rôle :

Dans les dessableurs on elimine les particules facilement decantables (comme le sable) et minerales contenues dans les eaux usées afin de proteger les ouvrages qui suivent de la station d'épuration contre une corrosion par frottement et eviter la perte de volume utilisable due aux dépôts qui se forment dans les dessableurs et les bassins de decantations .

Le dossablage se fait pour les particules de diamètre supérieur à 200 microns et s'effectue par sédimentation physique .

Pratiquement la vitesse de l'eau dans le dossableur est de 0,30 m/s, pour séparer le sable des autres matières présentes (surtout organiques)

III-2 - Dimensionnement :

Pour une vitesse d'écoulement (vitesse horizontale).

$$V_h = 0,3 \text{ m/s}$$

La " de sédimentation $V_s = 0,016 \text{ m/s}$ pour les particules de diamètre $D > 200 \mu$

$Q_p = 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$. La section horizontale sera

$$S_h = \frac{Q}{V_s} = \frac{0,3}{0,016} = 18,75 \text{ m}^2$$

$$\text{La section verticale } S_v = \frac{Q}{V_h} = \frac{0,3}{0,3} = 1 \text{ m}^2$$

On suppose $h = 0,50 \text{ m}$

$$\text{La largeur sera } l = \frac{S_v}{h} = \frac{1}{0,5} = 2 \text{ m}$$

$$\text{La longueur } L = \frac{S_h}{l} = \frac{18,75}{2} = 9,375$$

(1) D'après DEGREMONT (memento technique de l'eau)

Pour assurer l'amortissement et la turbulence, on ajoute une valeur de sécurité à la longueur de 0,625 m soit

$$L = 10 \text{ m} \qquad l = 2 \text{ m} \qquad h = 0,5 \text{ m}$$

Sachant qu'on a une charge journalière en MES de 3430 Kg/J composée de 80 % de matières volatiles en suspension (M.V.S)

20 % " minérales (M.M)

On admet que le rendement sur les matières minérales est de 80 %

Le dessableur éliminera une quantité de :

$$3430 \cdot \frac{20}{100} \cdot 0,8 = 548,8 \text{ Kg de M.M /J}$$

$$\text{La quantité non éliminée sera de : } 3430 \cdot 0,2 - 548,8 = 137,2$$

Kg/ M.M /J

VIII - IV- Deshuilage

IV-1 : Principe :

Le deshuilage est un procédé de traitement préliminaire qui a pour but de séparer par flottations les particules huileuses, dont la densité est inférieure à l'unité ..

Le principe commence par l'introduction d'air comprimé qui fait diminuer davantage la densité de ces particules, ainsi les graisses flottées seront rassemblées dans une zone dite de tranquillisation et par suite raclées manuellement .

Le temps de séjour t_s doit être supérieur ou égal à 7 minutes sur le débit maximum (Q_p), t_s est pris généralement = 7 min (1)

IV- 2 : Dimensionnement

$$Q_p = 0,30 \text{ m}^3/\text{s} = 18,12 \text{ m}^3/\text{min} = 1087,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

La charge superficielle C_s doit être $\leq 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

On prend généralement maximum $C_s = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

$$\text{Le volume du deshuileur sera : } V_d = Q_p \cdot t_s = 18,12 \cdot 7 = 126,84 \text{ m}^3$$

$$\text{La section horizontale } S_d = \frac{V_d}{C_s} = \frac{1087,5}{30} = 36,24 \text{ m}^2$$

$$\text{La hauteur } H_d = \frac{V_d}{S_d} = \frac{126,84}{36,24} = \cancel{3,5} \underline{3,5} \text{ m}$$

On choisit la longueur $L_d = 8 \text{ m}$, la largeur sera

$$l = \frac{S_d}{L_d} = \underline{4,53} \text{ m}$$

(1) Valeur conventionnelle

TRAITEMENT PRIMAIRE

VII- V : Decantation primaire

V - 1: Rôle :

Après que les eaux usées ont subies le traitement préliminaire (Degrillage - Dessablage - deshuilage), le decanteur primaire est destiné à retenir les particules en suspension plus petites en se déposant par sédimentation sous forme de Boues au fond de cet ouvrage .

V - 2: Dimensionnement :

Les charges de pollution sont : 2940 Kg/J en D B O₅
3430 Kg/J en H.E.S

On considère que la réduction par la decantation primaire s'évalue à : 30 % de D B O₅ et 60 % de H.E.S (1)

Ainsi le Decanteur primaire abattra :

$$2940 \times 0,3 = 882 \text{ Kg/J de D B O}_5$$

$$\text{et } 3430 \times 0,6 = 2058 \text{ Kg/J de H E S}$$

Donc le D₁ laissera échapper :

$$2940 - 882 = 2068 \text{ Kg D B O}_5/\text{J}$$

$$\text{et } 3430 - 2058 = 1372 \text{ Kg H E S/J}$$

Le volume du présent ouvrage aura pour valeur V_{D1} =

$$V_{D1} = Q_{\text{max}} \cdot t_s \quad Q_{\text{max}} \text{ est le débit max d'eaux usées par temps sec} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s} = 540 \text{ m}^3/\text{h} \text{ pour } t_s \text{ il est fixé} = 1,1 \text{ h temps de séjour sur } Q_{\text{max}}$$

$$(\text{sur } Q_{\text{moyen}}, t_s = 1,75 \text{ h} \quad t_s = \frac{V_{D1}}{Q_m} = 594 = 1,75 \text{ h})$$

(1) D'après C. Gomella et Guerréo (Tome 2)

Le volume sera : $V_{D1} = 540 \cdot 1,1 = 594 \text{ m}^3$

On adopte généralement des hauteurs qui varient entre 2 . et 3,50 . m

La surface sera $S_{D1} = \frac{V_{D1}}{H} = \frac{594}{3,0} = 198 \text{ m}^2$ ($H = 3,0 \text{ m}$)

Le diamètre correspondant est $D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_{D1}}{\pi}} = 16 \text{ m}$

La vitesse ascensionnelle V_a est comprise entre 1,5 et 3 (m/h)

Pour le débit maximum Q_p $H = 3,0 \text{ m}$ $t_s = 1,1 \text{ h}$ $V_a = \frac{H}{t_s} = \frac{3}{1,1} = 2,70 \text{ m/h}$

Pour le débit moyen Q_m $H = 3,0 \text{ m}$ $t_s = 1,75 \text{ h}$ $V_a = \frac{H}{t_s} = \frac{3}{1,75} = 1,71 \text{ m/h}$

TRAITEMENT SECONDAIRE

VIII-VI Lit Bacterien : (Filtre Bacterien)

VI-1 : Principe

Le Lit bacterien est un procede de traitement secondaire dont le rôle est la stabilisation definitive des dechets à traiter (dites: Boues fraiches) et leur évacuation .

Donc c'est une épuration biologique des eaux d'égout par l'action de micro-organismes aérobies .

Le principe de fonctionnement consiste à faire ruisseler les eaux préalablement décantées , sur un lit de matériaux servant de support aux micro-organismes.

Afin de maintenir ces bacteries , on apporte de l'oxygène par un système de ventilation .

Le débit d'arrosage du L. B par les eaux usées est compris entre 3 ÷ 40 m³/m² de filtre .

Le lit bacterien se présente à faible ou à forte charge .
empilement 0,8 à 1,2 m : la charge < 0,4 m³/m²/h
" 2 à 3 m " " > 0,6 m³/m²/h

VI-2 : Dimensionnement:

A la sortie du decanteur primaire l'effluent doit avoir une quantité de 30 mg de D B O 5 / l.

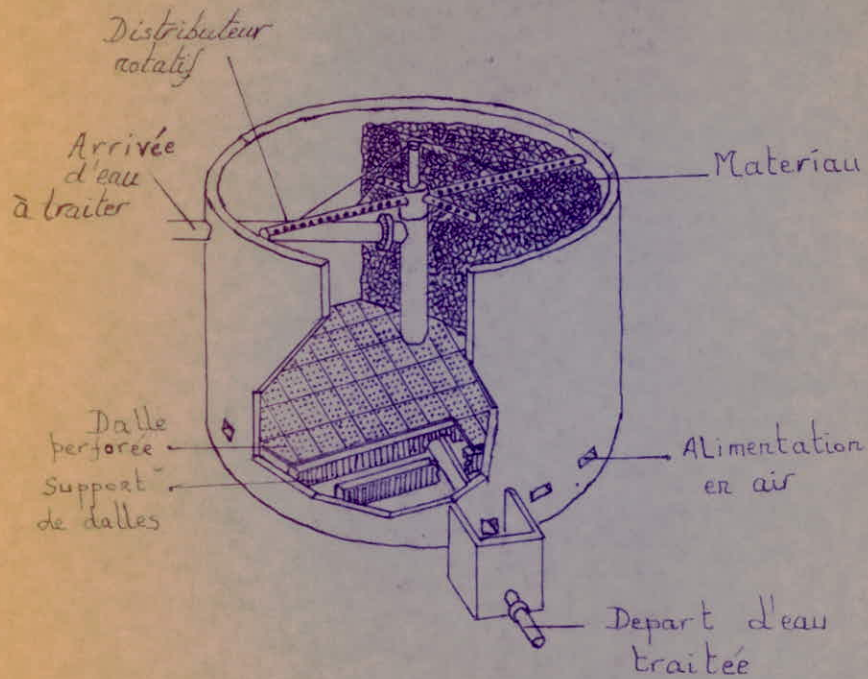
On a une quantité de 2940 Kg D B O 5 / J

Le débit moyen journalier est $Q_{24} = 7560 \text{ m}^3/\text{J}$

à la rentrée du decanteur on a une pollution de

$\frac{2940}{7560} = 0,389 \text{ Kg /m}^3$ soit 389 mg/l

7560 -



Coupe d'un Lit bacterien

à la sortie du decanteur une pollution de : $389 \cdot 0,7 = 272,3 \text{ mg/l}$

Le rendement d'épuration sera de :

$$\frac{272,3 - 30}{272,3} = 89 \%$$

Capacité d'épuration :

- Charge hydraulique $Ch = 20 \div 25 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{J}$
- Charge organique $Co = 1,0 \div 2 \text{ Kg D B O } 5 / \text{m}^3/\text{J}$

La charge C_H caractérise la vitesse d'autocurage

elle est admise à $19 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{J}$ soit $0,8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Ce qui correspond à une vitesse de passage de $0,8 \text{ m/h}$

Le lit bacterien reçoit $l_a = 2068 \text{ Kg D B O}/\text{J}$ du decanteur primaire pour une charge organique $C_o = 1,0 \text{ Kg D B O } 5 / \text{m}^3/\text{J}$

Le volume sera :

$$V = \frac{L_a}{C_o} = \frac{2068}{1} = 2068 \text{ m}^3$$

Q moyen journalier = $7560 \text{ m}^3/\text{J}$

pour une charge hydraulique

$$Ch = 24 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{J}$$

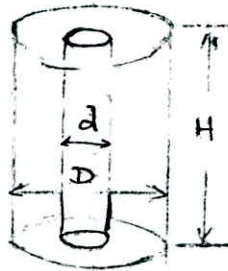
La surface sera

$$S = \frac{Q_m}{C_h} = 315 \text{ m}^2$$

La hauteur sera $H = \frac{V}{S} = \frac{2068}{315} = 6,60 \text{ m}$

Cette hauteur est très importante et cela entrainera beaucoup de frais

On choisit $H = 4,0\text{ m}$



Un dispositif de repartition des eaux usées fera parvenir ces dernières traitées auparavant dans le lit bactérien

Donc pour $H = 4,0\text{ m}$, La surface sera $S = \frac{V}{H} = \frac{2068}{4} = 520\text{ m}^2$

Pour un diamètre $d = 2,0\text{ m}$, on aura $D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H} + d^2}$

La charge hydraulique est $C_h = \frac{Q_m}{S} = \frac{315}{520} = 0,61\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

$$C_h < 0,8\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

La condition d'autocurage n'est pas réalisée ce qui revient à recirculer une partie des eaux traitées.

La recirculation a pour but : d'obtenir la concentration en D B O 5 souhaitée à l'arrivée, de maintenir les eaux d'égout dans la zone hydraulique ; de rafraichir les eaux affluent.

Donc pour un lit de 4,0 m de hauteur, la concentration de l'effluent est de 80 mg/l avec une charge $C_0 = 1,0\text{ Kg D B O } 5/\text{m}^3/\text{J}$ correspondante à $C_h = 0,61\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Le taux de recyclage sera = (R)

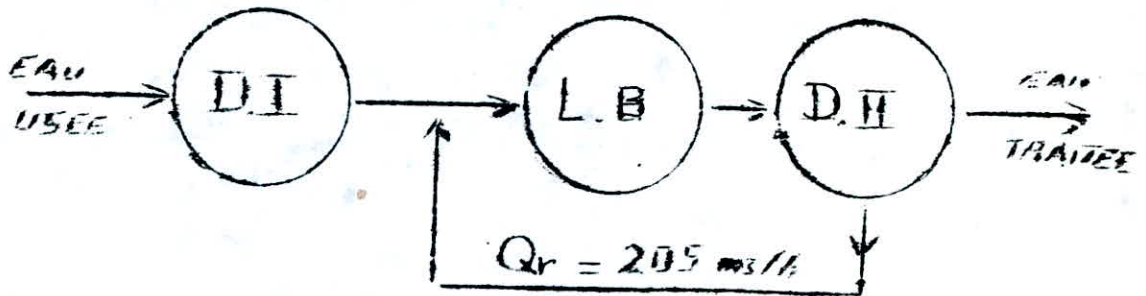
$$(1 + R) \frac{Q_m}{S} = C_h \quad \text{pour } C_h = 1\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$\text{On aura } R = \frac{C_h \cdot S}{Q_m} - 1 = 1 \cdot \frac{520}{315} - 1 = 0,65$$

Soit 65 % sur le débit moyen Q_m horaire

d'où l'on doit recirculer 65 % sur Q_m :

$$\text{Le débit à recirculer sera } Q_r = 315 \cdot 0,65 = 205 \text{ m}^3/\text{h}$$



$$\text{Tenant compte de la recirculation } C_{II} = \frac{Q_m + Q_r}{S} = \frac{520}{520} = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Le débit de pointe sera :

$$Q_1 = 0,15 \cdot 3600 + 205 = 745 \text{ m}^3/\text{h}$$

La charge superficielle de pointe

$$C_{II} = \frac{745}{520} = 1,44 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} < 1,6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

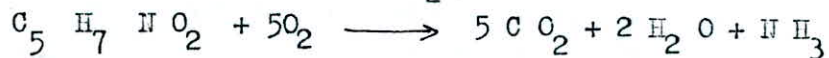
La condition de lessivage du lit est satisfaite

VI - 3 : Besoins en Oxygène :

Pour oxygéner 1 Kg de matières organiques il faut une quantité de 1,42 Kg d O₂ / Kg de M. V. S

La matière organique peut se représenter sous une forme simplifiée C₅ H₇ NO₂

La quantité 1,42 Kg d' O₂ /Kg de M. V. S est issué en melangeant 113 g de matières organiques avec 160 g d'oxygène , le rapport 160/113 = 1,42 Kg d'O₂ /Kg de M. V. S ou de la relation chimique



Pratiquement on prend 2,0 Kg d'O₂ /Kg de M. V. S , vu les pertes qui s'operent lors de la réaction .

Dans un lit bacterien à forte charge : 20 g/hab/J de boue est admise donc on a : 20. 49000 = 980 Kg d'O₂/J .

Il faudra donc 2. 980 = 1960 Kg d'O₂/J .

Or 1 m³ d'O₂ pèse 1,29 Kg donc $\frac{1960}{1,29} = 1519,38$ m³/J
d'O₂ soit 63,3 m³ d'O₂/heure

VIII-VII- Decantation secondaire :

VII- 1 - Principe :

La décantation secondaire assure la separation et un premier épaisissement des boues ontrainées par l'effluent traité précédement .

- La séparation des boues assure la protection du milieu environnant contre les pollutions residuelles contenues dans les conglomerats biologiques .

- L'épaississement rapide des boues assure une quantité importante de boues en retour dans un état de boues fraîches et de réduire l'importance des ouvrages destinés au traitement final .

Le décanteur II doit être dimensionner afin d'arrêter les conglomérats biologiques les plus fins qui sont souvent plus léger que les N. E. S contenues dans l'effluent brut entrant dans le décanteur primaire

VII -2 Dimensionnement :

Dans le décanteur secondaire on a admis :

Une vitesse ascensionnelle $V_a = 1 \div 2$ m/h et un temps de passage $t_s = 1 \div 2$ h

Une hauteur $H = 3,0$ m pour $t_s = 1,5$ h

$$\text{Alors } V_a = \frac{H}{t_s} = \frac{3}{1,5} = 2 \text{ m/h}$$

$$\text{La surface sera : } S_{D2} = \frac{Q_{p2}}{V_a} = \frac{540}{1,5} = 360 \text{ m}^2$$

On choisit une forme cylindrique de volume $V_{D2} = S_{D2} \cdot H$
 $V_{D2} = 360 \cdot 3 = 1080 \text{ m}^3$

$$\text{Le diamètre est de } D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 21,5 \text{ m}$$

Sur le débit moyen horaire , le temps de séjour sera :

$$t_s = \frac{V}{Q_m + R \cdot Q_n} = \frac{1080}{315 + 205} = 2 \text{ heures}$$

$$\text{Sur le débit de pointe } t_s = \frac{V}{Q_p + R \cdot Q_n} = \frac{1080}{540 + 205} = 1,45 \cdot \text{h}$$

Les eaux decantées et épurées seront évacuées vers le canal de rejet dont une partie sera recyclée .

VII-3- Bilan des boues :

- Boues primaires ayant échappées à la decantation primaire sont
dest 1372 Kg dont 80% de M. V. S soit 1097,6 Kg/j et 20% de MM soit 274,4

La quantité de M.E .S ayant été éliminée par D. I est ^{Kg/j} 2058 Kg/J.

Donc le D. I fournit 2058 Kg de Boues/J.

Tandis que les boues secondaires (en excès)provenant du L. B à forte charge sont en quantité de 980 Kg/J.

Soit qu'il existe une production dure parmi les M.V .S de l'ordre de 30 % , donc la production X dure = 1097,6 . 0,3 = 329,3 Kg/J .

Les boues secondaires seront de :

$$980 + 329,3 + 274,4 = 1583,7 \text{ Kg/J.}$$

Les quantités de boues à traiter sont :

- Issues du D.I : 2058 Kg/J dont 411,6 Kg/J en M. II
1646,4 Kg/J en M. V. S

Les boues primaires sont extraites à une concentration de 30 g/l
donc un volume journalier $V = \frac{2058}{30} = 69 \text{ m}^3/\text{J}$

- Issues du D. II : 1583,7 Kg/J dont 274,4 Kg/J en M. II
1309,3 Kg/J en M. V. S

Les boues secondaires sont extraites avec une concentration de 12 g/l .

Donc un volume journalier $V = \frac{1583,7}{12} = 132 \text{ m}^3/\text{J}$

- D'où un volume journalier total :

$$V_T = 69 + 132 = 201 \text{ m}^3/\text{J}.$$

Pour assurer une bonne digestion le temps de séjour minimum est de 25 Jours - Le volume journalier de boues qui entre dans le digesteur est $V_t = 201 \text{ m}^3$. Le volume du digesteur sera $V_d = 25 \cdot 201 = 5025 \text{ m}^3$.

La digestion assurera une réduction de 45 % du M. V. S

Donc la quantité de matières sèches de boues digérées sera :

$$(1 - 0,45) \cdot (1646,4 + 1309,3) + (274,4 + 411,6) \\ = 0,55 \cdot 2955,7 + 686 = 2312 \text{ Kg/J.}$$

Les boues digérées sont extraités à des concentrations de 40 à 50 g/l .

Le volume journalier de boues sera de $V = \frac{2312}{45} = 51,38 \text{ m}^3/\text{J}$

9.3- Production de Gaz

On a un digesteur chauffé à 35° C

Pour un temps de séjour de 25 jours on aura une production de 850 l/Kg de gaz pour 1 Kg de matières organiques détruites (d'après Imhoff)

La quantité de M. O détruite est de 45 % du M. V. S digérées :

$$2955,7 \cdot 0,45 = 1330 \text{ Kg/J}$$

La production de gaz sera de l'ordre de :

$$1330 \cdot 850 = 1130500 \text{ l/J} \text{ soit alors } 23 \text{ l/hab/J.}$$

9.4 - Épaississement :

Est utilisé afin de réduire le volume des boues (concentration des boues), d'où une réduction de surface .

Dimensionnement de l'épaississeur :

Les boues extraités du digesteur ont une concentration de 45 g/l . Le temps de séjour dans l'épaississeur est de 15 Jours .

Le volume sera $V_o = 15 \cdot 51,38 = 770,7 \text{ m}^3$

Pour une hauteur $H = 30 \text{ m}$ la section de l'épaisseur sera :

$$S = \frac{V}{H} = 257 \text{ m}^2 \text{ et un diamètre } D = 18,1 \text{ m}$$

De l'épaisseur les boues sont extraites à une concentration de 80 g/l . Le volume journalier sera :

$$V = \frac{2312}{80} = 29 \text{ m}^3/\text{J}$$

9.5 - Lit de séchage :

Ce procédé consiste à répartir les boues éjectées périodiquement en couches de $0,40 \text{ m}$ environ.

Le volume des boues extraites de l'épaisseur est de $29 \text{ m}^3/\text{J}$.

Soit annuellement du volume de $29 \cdot 365 = 10585 \text{ m}^3$.

En réalisant 10 rotations par an et des couches de $0,4 \text{ m}$ d'épaisseur de boues sur le lit dont la surface sera :

$$S = \frac{10585}{0,4 \cdot 10} = 2646,25 \text{ m}^2, \text{ la hauteur total est } 0,4 \cdot 10 = 4 \text{ m du lit de séchage}$$

$$\text{donc } \frac{49000}{2646,25} = 18,22 \text{ hab/m}^2 = 19 \text{ hab /m}^2$$

Pour un lit de séchage de $25 \times 10 = 250 \text{ m}^2$

$$\text{On aura ; } N = \frac{2646,25}{250} = 11 \text{ lits de } 250 \text{ m}^2. (25 \times 10)$$

RECAPITULATIF : Station d'épuration (Horizon 2000)

- Pretraitements

Degrillage :

- 2 Grilles grossières

Largeur 165 cm

épaisseur 10 mm

espacement des barreaux = 50 mm

nombre de barreaux : 28 (14 + 14)

- 2 Grilles fines :

Largeur : 82,5 cm

épaisseur : 8 mm

espacement : 25 mm

nombre 50 (25 + 25)

- Refus Journalier : 469,86 l/3

Dessablage :

1 - Dessableur :

- Vitesse d'écoulement : 0,30 m/s

- Vitesse de sédimentation : 0,016 m/s

- Section horizontale du dessableur : 18,75 m²

- " verticale " " : 1 m²

- Hauteur de dessableur : 0,50 m

- Largeur " " : 2 m

- Longueur " " : 10 m

Deshuilage :

1. Deshuileur :

- Temps de sejour : 7 minutes
- Charge superficielle : 30 m³/m²/h
- Volume : 126,84 m³
- Section horizontale : 36,24 m²
- Hauteur : 3,5 m
- Largeur ; 4,53 m
- Longueur : 8 m

TRAITEMENT PRIMAIRE :

Decantation primaire :

- Temps de séjour sur Q_n : 1,10 heure . ~~1,1~~
- Temps de séjour sur Q_p : 1,75 heure
- $Q_p = 540 \text{ m}^3/\text{h}$
- Volume : 594 m^3
- Surface : 198 m^2
- Hauteur : 3,0 m
- Diamètre : 16 m

- Traitement secondaire

Lit bacterien :

- Charge hydraulique : 1 Kg de $\text{DB O}_5/\text{m}^3/\text{J}$
- Volume du lit : 2068 m^3
- Surface du lit : 315 m^2
- Hauteur " " : 4,0 m (4,0 m)
- Diamètre " " : 26 m
- Taux de recyclage : 65 %
- Volume d'air necessaires : 63,3 m^3/heure
- Besoin en Oxygène : 1960 Kg /J

Decantation secondaire

- Vitesse ascensionnelle : 2 m /h
- Temps de séjour sur Q_n : 2 heures
- " " " sur Q_p : 1,45 h
- Surface du decanteur : 360 m^2
- Diamètre : 21,5 m
- Hauteur : 3 m
- Volume : 1080 m^3 .

- TRAITEMENT DES BOUES -

- Bilan des Boues

- Boues primaires : 2058 Kg/J
 - 411,6 Kg/J en M. H
 - 1646,4 Kg/J en M. V. S
- Boues secondaires : 1583,7 Kg/J
 - 274,4 Kg/J en M.H
 - 1309,3 Kg/J en M. V. S
- **Concentration** des boues primaires : 30 g/l
- " " " secondaires : 12 g/l
- Volume total des boues) à traiter : 201 m³/J

- Digesteur chauffé à 35° C

- Volume des boues à digerer : 201 m³/J
- Temps de sejour : 25 Jours
- Volume du digesteur : 5025 m³
- Production de gaz : 23 l/hab/J
- Concentration des boues à la sortie : 45 g/l

- Epaississeur :

- Temps de sejour : 15 Jours
- Surface de l'épaississeur : 257 m²
- Volume : 770,7 m³
- Diamètre : 18,1 m
- Hauteur : 3 m

- Volume journalier de boues à épaissir : 29 m³/J
- Concentration de boues à la sortie : 80 g/l

-- Lit de sechage :

- Volume de boues à secher : 29 m³/J
- Production annuelle : 10585 m³
- Surface totale des lits : 2646,26 m²
- Nombre de lits de sechages : 11
- Surface d'un lit : 250 m²
- Largeur : 10 m
- Longueur : 25 m

- BIBLIOGRAPHIE -

- 1 - Les eaux usées dans les agglomérations rurales et urbaines
Tome I : collecte
Tome II ; traitement (G. GOMELLA et H. GUERINNE)
- 2 - Cours d'assainissement urbain : Initiation à la Technique du
traitement des eaux usées (Tome I et II) .
- 3 - Hydraulique urbaine (J. BONNIN)
- 4 - Memento technique de l'eau (DEGREMONT)
- 5 - Memento d'assainissement (H. MONCHY)
- 6 - Les réseaux d'assainissement (R. BOURRIER)

