

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

DOUKHANE Elhadj Mohammed Nabil

BENSAISSA M'hamed Amir Amar

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE VILLAGE EL DBIL (Wilaya de M'Sila)

Soutenu le **29/06 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **Dr.ALLOUACHE Athmane.**
- Promoteur (s) : **Mme.BOUDJELAL Samia.**
- Examineur (s) : **Dr.LABIOD Chouaib.**

REMERCIEMENT



Au terme de cette modeste étude, Nous remercions :

*Notre promotrice, madame Boudjelal.S, qui nous a
beaucoup aidé par ses orientations et ses précieux*

Conseils pour l'élaboration de cette étude.

Tous les enseignants de département d'hydraulique

qu'ont participé à notre formation.

A ceux qu'ont contribué à l'élaboration de cette étude de

prés où de loin.

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Tahar et Djamila,
qui m'ont soutenue durant toutes ces années de
formation.*

A mon chère frère Karim

A mes chères soeurs

A toute la famille Doukhane

*A tout mes amis spécialement Merzak et
Moh, L'équipage Beziwech , Mehdi , Didin, Souhaib, Najib,
Houssam, , Anis, Amine, Bilal, Rawag, Rahim, Bibich, , Koko et
Messoud , Ilyas , Khalido , Selma , Rima et Mina bien sur , toute
ma famille de département d'hydraulique de bejaia.*

*Et a toute la promotion 2014/2015 de
l'hydraulique*

*A toutes mes adorables que j'ai connu pendant toute
ma vie ...*

NABIL

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- * *A mon père Benaissa ahmed cherif qui m'a tant aidé et encourager.*
- * *A ma mère Boudia karima qui n'a pas cessé de me prodiguer.*
- * *A tous mes frères et ma sœur abdenour ,ferielle ,ramzy ,abde el djalile .*
- * *A toute ma grand famille Benaissa .*
- * *A tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*
- * *A mr :Manhoudje smaile .*
- * *A mr : benacer smaile*

- * *A tous mes amis*
Rahim, yacine, nabil, fateh, didine, nadjbe, houssem, kimo, mimo, khalido, mehdi, anis,
brahim, oussama, hichem, sani, flacha, babai.
- * *A tout qu'ont participe avec moi tout les moment dans ma chambre D312.*
- * *A my dear queen Afaf*

Et a toute la promotion 2014/2015 de l'hydraulique
A toutes mes adorables que j'ai connu pendant toute ma vie

M'hamed Amir Amar

Sommaire

-Introduction générale.....	1
-----------------------------	---

Chapitre I : *Présentation de village EL Dbil (Hammam Dalaa)*

I-1. Introduction.....	2
I-2 . Situation géographique.....	2
I-3. Données naturelles du site.....	3
I-3-1. Situation topographique.....	3
I-3-2. Analyse géographique.....	4
I-3-3. Situation climatique.....	4
I-4. Population.....	5
I-5. Les équipements existants	5
I-6. L'assainissement.....	5

Chapitre II : *Etude hydrologiques*

II-1. Introduction.....	6
II-2.Objectif de l'étude hydrologique	6
II-2-1. Les averses	6
II-2-2. Période de retour	6
II-2-3. La notion de bassin versant	6
II-2-4. L'intensité moyenne maximale de précipitation.....	6
II-3. Description du bassin versant.....	7
II-4. Etude des précipitations.....	7
II-4-1. Analyse des données pluviométriques.....	8
II-4-2. Les précipitations maximales journalières	8
II-4-3. Choix de la loi d'ajustement.....	10
II-4-3-1.Vérification de l'homogénéité de la série	11
II-4-3-2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	11
II-4-3-3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal).....	12
II-4-3-4 Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée (15mn) et de période de retour 10 ans.....	14
II-5. Conclusion.....	15

Chapitre III : *Calcul de base*

III-1. Introduction.....	16
III-2. Situation démographique	16
III-3. Découpage des sous bassins.....	16
III-3-1. Définition	16
III-3-2. Choix de la limite des sous bassins	16
III-4. Systèmes d'assainissement	17
III-4-1. Système unitaire.....	17
III-4-2. Système séparatif	18

III-4-3. Système pseudo séparatif.....	18
III-4-4. Les systèmes non collectifs	19
III-4-5. Les systèmes non gravitaires	20
III-5. Choix du système d'évacuation.....	20
III-6. Les schémas d'évacuation	21
III-6-2. Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral	21
III-6-3. Le schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique	21
III-6-4. Le schéma par zones étagées ou par intercepteur	21
III-6-5. Le schéma à centre collecteur unique et schéma radial	21
III-7. Choix du schéma d'évacuation	23
III-8. Principes du tracé des collecteurs	23
III-9. Evaluation de coefficient de ruissellement	23
III-10. Coefficient de ruissellement pondéré	24
III-11. Détermination du nombre d'habitant pour chaque sous bassin.....	25
III-12. Conclusion.....	27

Chapitre IV : *Evaluation des débits à évacuer*

IV-1. Introduction.....	28
IV-2. Evaluation des débits d'eaux usées.....	28
IV-2-1. Généralités	28
IV-2-2. Nature des eaux usées à évacuer	28
IV-2-3. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer	28
IV-2-4. Estimation des débits d'eaux usées domestiques.....	29
IV-3. Evaluation des débits d'eaux pluviales	31
IV-3-1. La méthode rationnelle	32
IV-3-1-1. Hypothèses de la méthode	33
IV-3-1-2. Validité de la méthode rationnelle	33
IV-3-1-3. Temps de concentration	33
IV-3-2 . La méthode superficielle (méthode de Caquot)	34
IV-3-2-1. Hypothèse et base de calcul du modèle	34
IV-3-2-2. Validité de la méthode superficielle	35
IV-4. Choix de la méthode	35
IV-5. Conclusion	36

Chapitre V : *Calcul hydraulique*

V-1. Introduction.....	37
V-2. Condition d'écoulement et de dimensionnement.....	37
V-3. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	38
V-4. Conclusion.....	49

Chapitre VI : *Les élément constitutifs du réseau d'égout*

VI-1. Introduction.....	50
VI-2. Les ouvrages principaux.....	50

VI-2-1. Canalisation.....	50
VI-2-1-1. Type de canalisations.....	50
VI-2-1-2. Choix du type de canalisations	51
VI.3. Assemblage en PVC	52
VI-3-1. Assemblage par collage à froid	52
VI-3-2. Assemblage a joint	52
VI-4. Les joints des conduites en béton armé	53
VI-5. Différentes actions supportées par la conduite	55
VI-5-1. Les actions mécaniques	55
VI-5-2. Les actions chimiques.....	55
VI-6. Essais des tuyaux préfabriqués.....	55
VI-6-1. Essai à l'écrasement	55
VI-6-2. Essai à l'étanchéité	56
VI-6-3. Essai de corrosion	56
VI-7. Les ouvrages annexes	56
VI-7-1. Les branchements	56
VI-7-2. Les caniveaux	57
VI-7-3. Les bouches d'égout	57
VI.7-4. Les regards	58
VI.7-5. Déversoirs d'orage	59
VI-7-5-1. Détermination selon le nombre de seuils	60
VI-7-5-2 Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont	61
VI-7-5-3. Déversoir by passe	62
VI-7-5-4. Dimensionnement des déversoirs d'orage	65
VI-8. Conclusion.....	67

Liste des symboles

A.N.R.H: Agence nationale des ressources hydriques.

D.P.A.T : Département de la Population et l'Aménagement du Territoire.

O.N.M : Office national de la météorologie.

i_m : Intensité moyenne en (mm/h)

h : Hauteur de pluie tombée pendant la durée t.

S : Surface de bassin versant (km²).

P: Le périmètre de bassin versant (km).

K_c: L'indice de compacité.

L: La largeur du rectangle équivalent (km)

P_{max j} : Précipitation maximale journalière (mm).

σ_x : L'écart type.

C_v: Coefficient de variation.

b: L'exposant climatique.

T : Période de retour (ans) .

Q : Probabilité au non dépassement.

q=F(x) : Probabilité au non dépassement.

\bar{X} : La moyenne

$i_t(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) (mm).

$i_{24}(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée (mm).

t : Durée de l'averse en heure, t=0.25h =15 min pour une période de retour de 10 ans.

i : L'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviaux (l/s.ha).

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur (hab)

P₀: Nombre d'habitants à l'horizon actuel (hab).

T : Taux d'accroissement (%) .

N : L'écart d'années entre les deux horizons (ans).

C: Coefficient de ruissellement.

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

S: Surface total de bassin (ha).

D_i : Densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha).

Q_{moyj}: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

K_r: Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

D : Dotation journalière prise égale à 80 l/j/hab .

a : Limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_{moy} tend vers l'infini, on prend a=1.5.

b : Paramètre qui introduit par sommation avec le terme « a » la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque Q_{moy} tend vers zéro. On prend b=2.5.

I : La pente du terrain (m/m) .

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

t₁ : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations (min).

t₂ : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement(min).

t₃ : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations (min).

T_c : Le temps de concentration d'un bassin (min).

Q (F) : Débit pluvial de fréquence f, en (m³/s).
K, u, v, w : Coefficient d'expression.
Q : Débit (m³/s).
S : Section mouillée (m²).
V : Vitesse d'écoulement (m/s).
Cam : Côte de terrain naturel amont (m) .
Cav : Côte de terrain naturel aval (m) .
Cram. : Côte projet amont (m) du terrain .
Crav. : Côte projet aval (m) du terrain .
L : Longueur de conduite entre deux regards (m)
Q_{plu}: Débit pluvial (m³/s).
Q_{usée} : Débit d'eau usée (m³/s).
Q_{tot}: Débit total = Q_{plu}+ Q_{usée} (m³/s).
Q_{ps}: Débit à pleine section (m³/s).
V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).
D_{cal}: Diamètre calculé (m).
D_{nor}: Diamètre normalisé (m).
R_q : Rapport des débits.
R_h: Rapport des hauteurs.
R_v : Rapport des vitesses.
D_e :Diamètre d'entrée (m).
H_{st} : Hauteur de remplissage dans la conduite amont(m).
H_e : Hauteur de remplissage dans la conduite amont(m).
Q_{ts}:Débit du temps sec (m³/s).
Q_{st}:Débit de pointe allant vers le bassin de décantation (m³/s).
Q_R : Débit rejeté vers l'oued (m³/s).
μ: Coefficient de contraction de la lame déversant

Liste des tableaux

Tableau (I-1) : Répartition mensuelle de la température.....	4
Tableau (I-2): Répartition mensuelle de la Pluviométrie.....	4
Tableau (II-1) : Récapitulatif des résultats.....	8
Tableau (II-2) : Précipitations mensuelles et les maxima journaliers pour 29 d'observation années.....	9
Tableau (II-3) : Caractéristiques de la série avec N=29ans.....	10
Tableau (II-4) : Ajustement à une loi Gumbel.....	11
Tableau (II-5) : Ajustement à une loi de GALTON (log-normal).....	13
Tableau (III-1) : Coefficients de ruissellement en fonction de surface drainée.....	24
Tableau (III-2) : Coefficient de ruissellement pour différentes densités de population.....	25
Tableau (III-3) : Détermination du nombre d'habitants.....	26
Tableau (IV-1) : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	30
Tableau (IV-2) : Détermination des débits de pointe pour chaque sous bassin.....	30
Tableau (V-2) : Les paramètres hydrauliques des collecteurs secondaires C3 et A1.....	40
Tableau (V-3) : Dimensionnement de collecteur principale A.....	41
Tableau (V-4) : Les paramètres hydrauliques de collecteur principale A.....	42
Tableau (V-5) : Dimensionnement des collecteurs secondaires C1 et C2 et le collecteur principal C.....	43
Tableau (V-6) : Les paramètres hydrauliques des collecteurs secondaires C1 et C2 et le collecteur principal C.	44
Tableau (V-7) : Dimensionnement des collecteurs secondaires B1, B2, B3 et B4.....	45
Tableau (V-8) : Les paramètres hydrauliques des collecteurs secondaires B1, B2, B3 et B.....	46
Tableau (V-9) : Dimensionnement de collecteur principal B.....	47
Tableau (V-10) : Les paramètres hydrauliques de collecteur principale B.....	48

liste des figures

Figure (I-1): Situation géographique de Hammam Dalaa	2
Figure (I-2) : Situation géographique de village EL DBIL.....	3
Figure (II-1) : Ajustement à la loi de Gumbel.....	12
Figure (II-2) : Ajustement à la loi de Galton.....	14
Figure (III-1) : Système unitaire.....	17
Figure (III-2) : Système séparatif.....	18
Figure (III-3) : Système pseudo-séparatif.....	19
Figure (III-4) :Système non collectif.....	19
Figure (III-5) : Système non gravitaire.....	20
Figure (III-6) : Schéma types des réseaux.....	22
Figure (IV-1) : Découpage d'un bassin en secteur.....	32
Figure (VI-1) : Assemblage par collage à froid.....	52
Figure (VI-2) : Assemblage a joint.....	53
Figure (VI-3) : Divers joints sur tuyaux au béton.....	54
Figure (VI-4) : Joint mécanique.....	55
Figure (VI-5) : Exemple d'un branchement simple.....	57
Figure (VI-6) : Exemple d'une bouche d'égout.....	58
Figure (VI-7) Exemple d'un regard simpl.....	59
Figure (VI-8) : Exemple de déversoir latéral à seuil simple.....	61
Figure (VI-9): Exemple de déversoir latéral à seuil double.....	62
Figure (VI-10) : Exemple de déversoir frontal.....	63
Figure (VI-11) : Exemple de déversoir latéral à seuil curviligne.....	64
Figure (VI-12) : Schéma de principe du déversoir d'orag.....	65

Introduction général

Introduction général :

L'eau est essentielle pour la vie de tous les citoyens ; elle est à la fois un élément majeur du patrimoine naturel et une composante essentielle du cycle de l'assainissement.

L'assainissement des eaux, étapes charnière entre l'utilisation de l'eau et sa restitution au milieu naturel. C'est l'ensemble des techniques et dispositions permettant l'évacuation des eaux usées et pluviales sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

L'Assainissement dans le milieu rural est devenu parmi les activités municipales prioritaires, vu le développement de ces dernières années de l'alimentation des zones rurales en eau potable et qu'un tel équipement entraîne en complément la généralisation de l'Assainissement. Bien entendu, les communes rurales sont très dispersées et présentent une grande hétérogénéité (suivant les régions) qui conduit à constater que l'aboutissement à ces objectifs constitue un problème préoccupant à l'échelon national.

En effet, en Algérie dès que le problème de l'Assainissement est posé dans les zones rurales (habitats très dispersés, douars très éloignés...), aussi bien dans le Nord qu'au sud, on a tendance à penser systématiquement à l'Assainissement collectif. Mais les communes rurales sont très nombreuses, parmi celles qui sont dépourvues d'un réseau d'Assainissement, car elles sont confrontées à diverses contraintes (tant économique que technique, milieu naturel...). Donc cette situation peut rester figée pendant de nombreuses années si l'on tient compte des problèmes causés par cette situation (sauvegarder la qualité du milieu naturel et celle de l'eau).

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet qui se base sur l'étude du système d'évacuation d'eaux usées et pluviales du centre rural de EL Dbil, commune de Hammam Dalaa, Wilaya de M'Sila.

Afin de mieux aborder ce travail, on va présenter six chapitres :

On présentera en premier lieu les caractéristiques de notre agglomération, puis nous allons aborder l'étude hydrologique et par la suite les calculs des débits évacués, après le dimensionnement du système d'évacuation que nous proposerons. On s'intéresse également aux éléments constitutifs du réseau de ce système ainsi que leur dimensionnement.

Présentation de village EL DBIL

I-1. Introduction

L'étude du cadre physique détermine l'aptitude des terrains à l'urbanisation selon un certain nombre de critères.

Elle s'effectue par l'analyse des différentes variables qui peuvent influencer spatialement et temporellement sur l'urbanisation du site.

On a donc distingué deux grandes catégories de variables celles dites naturelles comme : relief, climat, géologie...etc. celles liées aux actions de l'homme comme servitudes et l'utilisation agricoles des soles.

Donc la représentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de conception et de gestion des réseaux d'assainissement de village EL Dbil de la commune de Hammam Dalaa.

I-2. Situation géographique

Du point de vue administratif, la commune Hammam Dalaa de la Wilaya de M'Sila situé au nord-est de la centre ville à 30 km EL Dbil est de 8 km sud-est, Elle se trouve sur la route nationale N°60 et est délimitée comme suit :

- Au nord par la Wilaya de Bordj Bouariridj.
- A l'est par la commune de Mansoura et Ouled Mansour
- A l'ouest par Tarmount et Ouanougha.
- Au sud par la commune Tarmount.

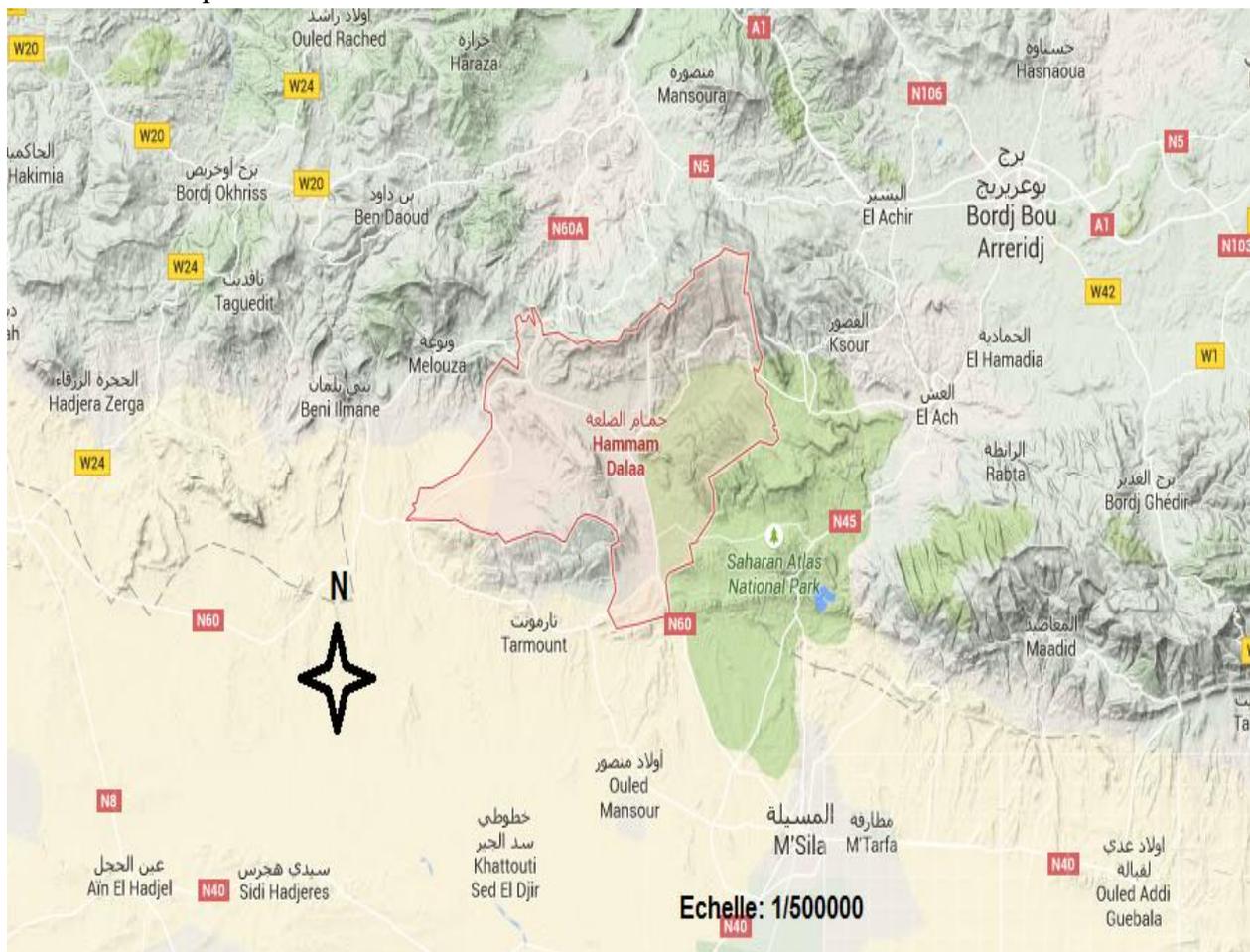


Figure (I-1) : Situation géographique de Hammam Dalaa .



Figure (I-2): Situation géographique de village EL DBIL.

I-3. Données naturelles du site

I-3-1. Situation topographique

De point de vue topographique le terrain présente une pente régulière du nord vers le sud et une petite pente de l'est vers l'ouest nous pouvons la zone d'étude est partager en deux partie:

a. La partie nord

Représente les surfaces montagneuses dans laquelle l'altitude est de 1200m au dessus de niveau de la mère.

b. La partie sud

Représente les surfaces plates au sud dans laquelle l'altitude de 700m au dessus de niveau de la mère.

I-3-2. Analyse géologique

La commune de Hammam Dalaa caractérisé par des formations géologiques complexes particulièrement dans la partie nord en trouvent des formations du troisième siècle, c'est des formations maritime continental a l'altitude de 500m jusqu'à 800m.

Elle contient des formations morphologique du quatrième siècle c'est des formations qui s'occupes les régions.

Partie Territoriale

I-3-3. Situation climatique

I.3-3-1. Climat

La région de Hammam Dalaa , par sa situation géographique est d'un climat continental, le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide d'octobre au mois de mars.

a. Température :

D'apes le tableau de température on remarque qu'ont peut devisé la région en deux:

-Période chaude de mois de d'avril jusqu'à septembre .

- Période froide de mois d'octobre jusqu'à mars.

Dans le mois de janvier, la température moyenne mensuelle le plus souvent 7.9°C.

La température extrême enregistrée dans le mois de juillet 30.4°C.

Tableau (I-1): Répartition mensuelle de la température.

Mois	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Moyenne Inter annuelle
T°C Moy	7.9	12.2	12.9	16.3	19.6	26.5	30.4	29.4	26.3	17.6	14.3	9.9	18.6

b. Pluviométrie

La région se caractérise des pluies saisonnières de printemps importantes et une sécheresse en été.

Les précipitations sont irrégulières et varient entre 700 et 900 mm par an elles présentes notamment entre octobre et avril ou elles sont intenses entre novembre et février.

Tableau (I-2): Répartition mensuelle de la Pluviométrie.

Mois	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Moyenne Inter annuelle
P(ml)Moy	26	31	27	14	22	12	05	03	22	20	20	24	18.83

c. Le vent

Les vents dominants sont du secteur sud ouest pour les saisons d'automne et d'hiver, ils sont du secteur nord au printemps et en été. Par ailleurs signalons que le sirocco vent sec et chaud souffle en été, sa fréquence est de 03 à 07 jours par an.

I-4. Population

L'estimation de la population est calculée en tenant compte le tau d'accroissement de village EL Dbil.

D'après les données de la D.P.A.T de la wilaya de M'Sila la population de la ville est de 1570 habitants en 2013.

I-5. Les équipements existants

- l'APC;
- Mosquée;
- Polyclinique;
- Ecole;
- La poste;

I-6. Assainissement

Après une visite sur terrain l'étude du site dispose de cours d'eau et des larges agglomérations dispersées et irrégulières, vue d'une absence d'un réseau d'égout majeur, nous avons décidé que le point de décharge (exutoire) est situé sud-ouest du village malgré ses négativité qu'ils sont :

- La propagation des insectes nuisibles et des odeurs;
- L'impact sur les sources d'eau de surface (Les puits traditionnels près de l'exutoire)

Tous ces facteurs influents sur les terres agricoles et la santé humaine et pour réduire les aspects négatifs nous proposons les solutions suivantes:

- Nous proposons un déversoir d'orage qui se jette directement dans le cour d'eau.
- Station d'épuration qui est économiquement cher par rapport à budget la municipalité alors nous suggérons une autre solution qui est:
- Bassin de décantation , ce qui n'est pas coûteux économiquement pour le budget de la municipalité peut accomplir, en tenant compte de son expulsion du village avec une distance de pas moins de 1000m afin d'assurer la non-arrivée des odeurs et des insectes nuisibles et même le bassin doit être nettoyer chaque mois.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Etude Hydrologique

Chapitre II

I-1. Introduction

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

II-2. Objectif de l'étude hydrologique

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales.

On est contraint de passer par certaines étapes qui seront illustrées ultérieurement. A cette fin, on définit les notions et les termes suivants :

II-2-1. Les averses

Une averse est un ensemble de pluies associées à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). Elle est définie comme étant un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviogramme enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée. [01]

II-2-2. Période de retour

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décimale, le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plu part des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable. [01]

II-2-3. La notion de bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. [01]

II-2-4. L'intensité moyenne maximale de précipitation

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence t .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit [02]:

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (II - 1)$$

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.
 h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

II-3. Description du bassin versant

La zone étudiée (EL DBIL) se situe dans le bassin versant d'Oued Loughemane, ce bassin est caractérisé par :

1/ Surface

La surface de ce bassin est déterminée par planimétrie sur une carte topographique à l'échelle (1: 100000).

$$S=387 \text{ Km}^2$$

2/ Périmètre du bassin versant

Le périmètre est déterminé par curvimètre en parcourant les limites du bassin versant.

$$P=75 \text{ Km.}$$

3/ Indice de compacité

L'indice de compacité K_c nous renseigne sur la forme du bassin versant, il est déterminé par la formule ci-après :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II-2)$$

4/ Rectangle équivalent

Le bassin versant est assimilé à un rectangle, il nous permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue influence de leur forme sur l'écoulement.

❖ **La longueur du rectangle**

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II-3)$$

❖ **La largeur du rectangle**

$$l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (II-4)$$

Les données du bassin versant (S et P) sont fournies par l'A.N.R.H et les résultantes sont représentées dans le tableau (II. 01).

Tableau (II. 1) : Récapitulatif des résultats

Caractéristiques	indice	Valeurs
Surface	s	387 Km ²
Périmètre du bassin versant	p	75 Km.
Indice de compacité	K _c	1.06
longueur du rectangle équivalent	L	19.7 km
largeur du rectangle équivalent	l	17.8 Km

II-4. Etude des précipitations

II-4-1. Analyse des données pluviométriques:

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement.

Pour cela, une série pluviométrique comportant les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Mais à cause du manque des données on travaille par analogie, alors on prend comme base de calcul la série pluviométrique de la station de la wilaya de M'SILA (code 60467), sur une période d'observations de 1985 à 2014 (29 années) qui a été fournie par l'O.N.M de M'SILA ; (tableau N°II-2).

II-4-2. Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. [02]

Tableau (II-2) : Précipitations mensuelles et les maxima journaliers pour 29 années d'observation.

	Sept	Oct	nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	Juil	aout	Pmj(mm)
1985 – 1986	3	6.8	41.1	33.6	37.6	31.7	23.3	8.7	23.7	9.4	15.6	9.5	41.1
1986 – 1987	12.2	27.2	17.7	28.8	10.7	11.7	18.4	36.1	14.5	7.9	0	9.4	36.1
1987 - 1988	2.7	12.6	25.2	6.9	26.8	7.7	31.6	46	28.8	0.9	0.2	0	46
1988 - 1989	17.8	28.3	25.9	21.6	17	36.4	65.3	17.1	6.9	0.3	0.5	0.2	65,3
1989 - 1990	20.5	21.5	30.1	41.3	35.3	26.8	46	45.3	10.1	1.4	0	1.4	46
1990 - 1991	1.6	18.2	24.2	33.4	19.3	20.1	28.4	16.2	12	1.2	0	20.4	33.4
1991 - 1992	5.4	15.7	3.5	26.8	43	20.4	11.6	7.9	20.4	13.9	0	2	43
1992 - 1993	15.6	46	59.5	25	0	19.4	10.2	3.4	4.1	0	12.2	2.8	59.5
1993 - 1994	0	10.3	12.2	26.1	51.9	34.2	14.4	21	26.3	11.8	0	0	51.9
1994 - 1995	31.6	105.5	13.9	29.6	23.3	16.4	47	13.1	25.6	0	0	0	105.5
1995 - 1996	17.7	42.3	128	26.3	20.3	29.1	19	10.6	5	23.6	5.8	0	128
1996 - 1997	59.3	16.6	52.2	51.3	24.4	42.3	6.9	0.6	3.4	13.7	2.4	0	59.3
1997 - 1998	15.2	27	24.9	21.2	20.9	12.6	35.9	10.3	15.6	18.8	0	1.5	35.9
1998 - 1999	19.9	11.2	37	45.4	14.3	24.9	26.3	32.5	3.2	3.8	0.6	8.6	45.4
1999 - 2000	21.3	6.7	21.3	17.5	16.9	0	11.4	33	30.1	0	12.1	0	33
2000 - 2001	0.9	23.2	13.7	26.2	28.2	21.4	22.5	5.6	24.6	5.8	0	1.2	28.2
2001 - 2002	1.7	108	9.1	4	66	16.7	16.9	40.3	30	11.3	2.7	0	108
2002 - 2003	1.5	51.2	33.1	26.6	13.1	18.4	9.5	14.5	35.8	1.2	1.3	3.9	51.2
2003 - 2004	28.5	9.3	42.9	14	95.4	16.8	0.4	4.2	2.8	0	0	1.2	95.4
2004 - 2005	34.1	20.6	15.2	18	35.6	27.8	41.1	4.4	0	5.7	0	17.9	41.1
2005 - 2006	13.2	30.6	17	24	42.7	37	24.1	58.6	6.1	4.2	2.6	2.1	58.6
2006 - 2007	26.4	51.1	7.8	14.4	11.8	18.2	10.6	15.6	8.1	1.9	1.2	22.8	51.1
2007 - 2008	19.2	31.8	34.9	25.2	17.2	27.6	12.3	24.4	45.5	0	0	4.6	45.5
2008 - 2009	3.7	14.9	27.3	24.6	20	31.6	21.2	12.1	1.2	0	0	1.6	31.6
2009 - 2010	22.8	5.7	20.8	27.7	5.3	3.8	5.4	14	21.3	0	0	1	27.7
2010 - 2011	1.8	25.5	32.3	19.6	48.9	34.3	1.2	25.5	5.9	0	0	0	48.9
2011 - 2012	20.2	28.4	20.4	20	10	3.1	26.4	21.1	2.3	0	3.4	18.2	28.4
2012 - 2013	5.9	19.4	22.5	35.9	20.5	53.5	15.4	27	11.4	0.2	0.9	1.4	53.5
2013 - 2014	38.9	8.4	21.8	45.3	33.6	29	27.6	27.2	49.3	3.3	1.1	1.5	49,3

Pour notre étude nous avons travaillé avec logiciel HYFRAN dans les procédés d'ajustement selon les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- La vérification de l'homogénéité de la série.
- Choisir la formule de probabilité empirique dans notre cas (Hazen).
- Calculer des caractéristiques de la série.
- Choix des lois d'ajustement.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.
- Ajuster graphiquement les lois choisies.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (II-3):

Tableau (II-3) : Caractéristiques de la série avec N=29ans.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=29} X_i$	1547,9 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=29} X_i}{n}$	53,37 mm
L'écart type « s_x » ; Pour n 30 ans	$s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{29} (X_i - 53.37)^2}{29 - 1}}$	25,20 mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{s_x}{\bar{X}}$	0,47
L'exposant climatique :	$b=0.37$	

II-4-3. Choix de la loi d'ajustement:

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Le choix d'une méthode est donc un exercice difficile à effectuer.

Dans notre étude on va utilise lois généralement utilisées sont :

- 1)-La loi de GUMBEL.
- 2)-La loi de GALTON (log-normal2).

III-4-3-1. Vérification de l'homogénéité de la série

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

D'après le test d'homogénéité à l'échelle annuelle (WILCOXON) le test analytique non paramétrique, fait par le logiciel « HYFRAN », la série est homogène.

II-4-3-2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières sera fait à l'aide du logiciel HYFRAN nous a donné les résultats représenté dans le tableau (II-04).

Le tracé de la droite est représenté sur papier Gumbel dans le graphe (II.1).

Tableau (II-04) : Ajustement à une loi Gumbel.

T (an)	q	Xt	Eqart-type	Interval de confiance
10000.0	0.9999	188	22.7	144 – 233
2000.0	0.9995	163	19.0	126 – 200
1000.0	0.9990	152	17.4	118 – 186
200.0	0.9950	127	13.7	99.7 – 153
100.0	0.9900	116	12.1	91.9 – 139
50.0	0.9800	105	10.5	84.0 – 125
20.0	0.9500	89.8	8.41	73.3 – 106
10.0	0.9000	78.5	6.85	65.0 - 91.9
5.0	0.8000	66.6	5.31	56.2 - 77.1
3.0	0.6667	57.2	4.21	49.0 - 65.5
2.0	0.5000	48.8	3.42	42.1 - 55.5
1.4286	0.3000	40.1	2.97	34.3 - 45.9
1.2500	0.2000	35.5	2.93	29.7 - 41.2
1.1111	0.1000	29.8	3.11	23.8 - 35.9
1.0526	0.0500	25.7	3.37	19.1 - 32.3
1.0204	0.0200	21.5	3.72	14.2 - 28.8
1.0101	0.0100	18.9	3.96	11.1 - 26.7
1.0050	0.0050	16.7	4.19	8.49 - 24.9
1.0010	0.0010	12.5	4.66	3.39 - 21.7
1.0005	0.0005	11.0	4.84	1.54 - 20.5
1.0001	0.0001	7.99	5.20	-2.21 - 18.2

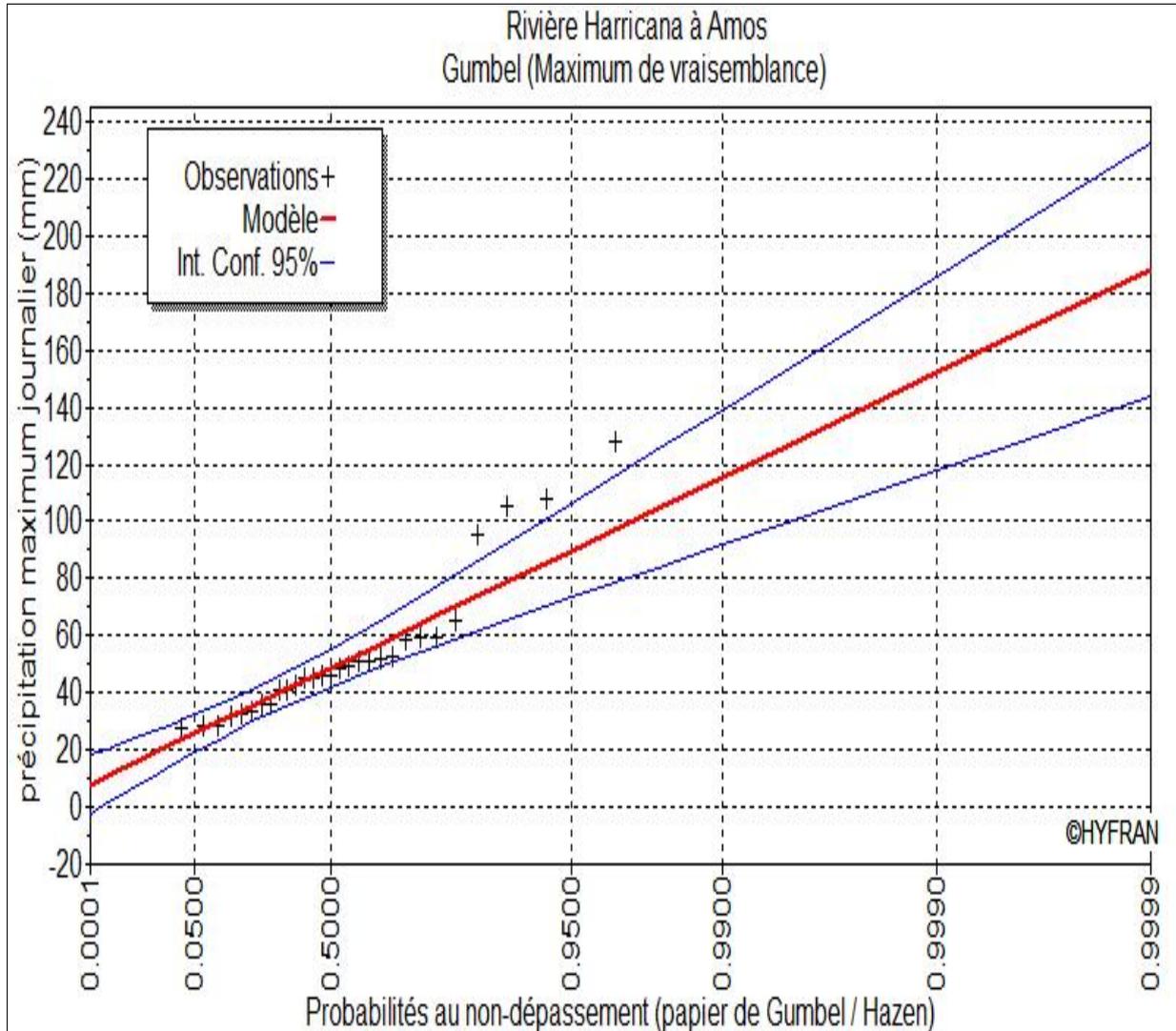
Avec :

T : Période de retour (T=10ans) ;

X_t : Précipitation maximale journalière ;

q=F(x) : Probabilité au non dépassement.

Graphe (II-1) : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.



II-4-3-3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)

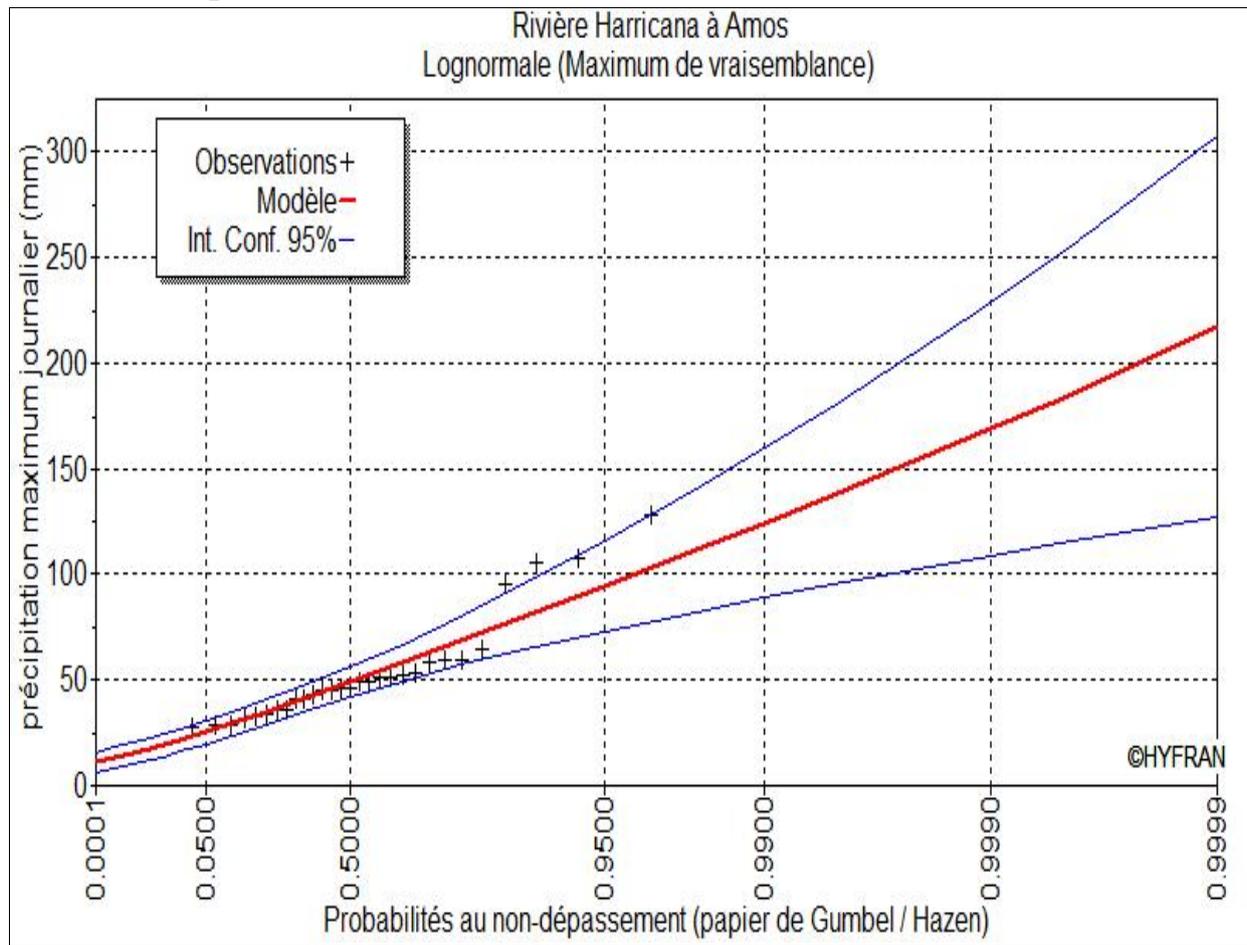
L'ajustement par la loi de Galton des pluies maximales journalières sera fait à l'aide du logiciel HYFRAN nous a donné les résultats représenté dans le tableau (II-05).

La droite de Galton est représentée sur le graphe (II-2).

Tableau (II-5): Ajustement à une loi de GALTON (log-normal).

T	Q	Xt	Eqart-type	Interval de confiance
10000.0	0.9999	217	46.1	127 – 308
2000.0	0.9995	183	35.0	114 – 251
1000.0	0.9990	169	30.6	109 – 229
200.0	0.9950	137	21.5	95.2 – 180
100.0	0.9900	124	18.0	89.0 – 160
50.0	0.9800	111	14.8	82.5 – 141
20.0	0.9500	94.7	10.9	73.3 – 116
10.0	0.9000	80.87	8.28	65.6 - 98.1
5.0	0.8000	68.6	5.96	56.9 - 80.3
3.0	0.6667	58.2	4.53	49.3 - 67.1
2.0	0.5000	49.0	3.64	41.8 - 56.1
1.4286	0.3000	39.7	3.16	33.5 - 45.9
1.2500	0.2000	35.0	3.04	29.0 - 40.9
1.1111	0.1000	29.3	2.97	23.5 - 35.1
1.0526	0.0500	25.3	2.92	19.6 - 31.1
1.0204	0.0200	21.5	2.86	15.9 - 27.1
1.0101	0.0100	19.3	2.80	13.8 - 24.8
1.0050	0.0050	17.5	2.73	12.1 - 22.8
1.0010	0.0010	14.2	2.58	9.16 - 19.3
1.0005	0.0005	13.1	2.51	8.20 - 18.0
1.0001	0.0001	11.0	2.35	6.45 - 15.6

Graphe (II-2): Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.



• **Interprétation des graphes (II-1) et (II-2)**

La projection des données expérimentales sur les graphes (II-1) et (II-2) a permis de voir que la loi de Galton est meilleure du moment parce que les données expérimentales est proche de la droite théorique.

II-4-3-4. Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée (15mn) et de période de retour 10 ans

D'après la formule de Montanari, l'intensité de pluie de durée t et de période de retour p% est donnée par la relation suivante [2]:

$$i_t(p\%) = \frac{i_{24}(p\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II - 5)$$

Avec :

$i_t(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) (mm).

$i_{24}(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée (mm).

t : Durée de l'averse en heure, t=0.25h =15 min pour une période de retour de 10 ans.

b : Exposant climatique de la région (b=0.37), il est donné par l'A.N.R.H.

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 mn, peut être la valeur optimale, Nous aurons donc :

- D'après la loi de **GALTON**

D'après le tableau (II-5) l'intervalle de confiance du quantile:

$$P_{\max,j} (10 \%) : p (65.6 < 80.87 < 98.1) = 95 \%$$

$$i_{15 \min} (10 \%) = \frac{80.87}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,37-1} = 59.76 \text{ mm / h}$$

II-5 Conclusion

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

D'après la droite de Galton, elle présente la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, on s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il convient de retenir la valeur donnée par la loi de Galton qui est ($i_{15 \min}(10\%)=59.76\text{mm/h}$) D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviaux de la manière suivante : $i = 166 \text{ l/ s.ha}$.

Calcul de base

III-1. Introduction

Quelque soit la nature, un réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, doit répondre à deux catégories de précipitation, à savoir, assurer :

- Le transit vers l'épuration des eaux et le cas échéant, des eaux résiduaires industrielles ;
- L'évacuation des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on trouve, le calcul de base du réseau, le schéma de réseau, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III-2. Situation démographique

La population de le village de El Dbil est estimée selon recensement de 2013 à 1570 habitants avec un taux d'accroissement égal à 2.52 % (d'après DPAT de la wilaya de M'sila).

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations :

L'estimation à court terme, de 5 ans à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé.

Si on connaît le taux de la croissance annuelle de la population on a alors :

$$P_t = P_0 (1+T)^N \dots\dots\dots (III-1)$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur ;

P_0 : Nombre d'habitants à l'horizon actuel ($P_0=1570$ hab) ;

T : Taux d'accroissement constaté dans cette agglomération, d'après DPAT ($T=2.52\%$) ;

N : L'écart d'années entre les deux horizons (2013-2043) ; d'où $N=30$ ans.

$P_{2043} = P_{2013} (1 + (T/100))^{30} = 3312$; donc **$P_{2043}=3312$**

III-3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

III-3-1. Définition

Le bassin est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement.

III-3-2. Choix de la limite des sous bassins

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires, considéré comme limites [3] :

- La nature des soles ;
- La densité des habitants ;
- Les courbes de niveaux ;
- Les routes et les voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...)

Pour notre projet, les routes et les voiries existantes sont prises en considération.

III-4 Systèmes d'assainissement

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a divers systèmes d'évacuation qui se présentent :

1. système unitaire ;
2. système séparatif ;
3. système pseudo séparatif.
4. les systèmes non collectifs ;
5. les systèmes non gravitaires ;

III-4-1. Système unitaire

Il correspond au « tout-à-l'égout », c'est -à- dire l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un réseau unique généralement pourvu de déversoirs qui permettent, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux par sur verse, directement dans le milieu naturel. (Figure III-1). [1]

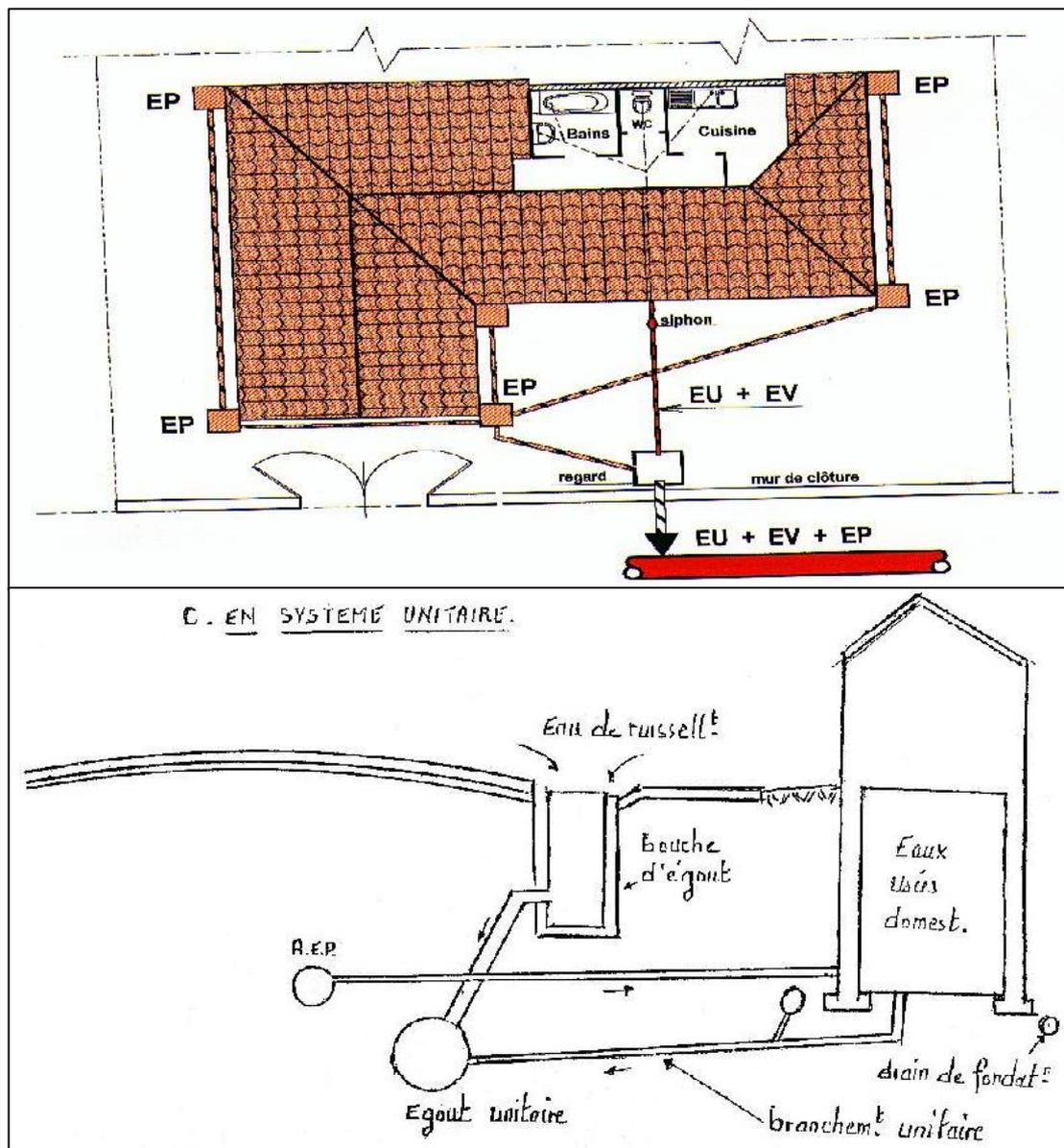


Figure (III-1) : Système unitaire

III-4-2. Système séparatif

C'est un réseau qui consiste à l'évacuation des eaux domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et avec réserves, certains effluents industriels dans un collecteur et l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre collecteur (figure III-2). [1]

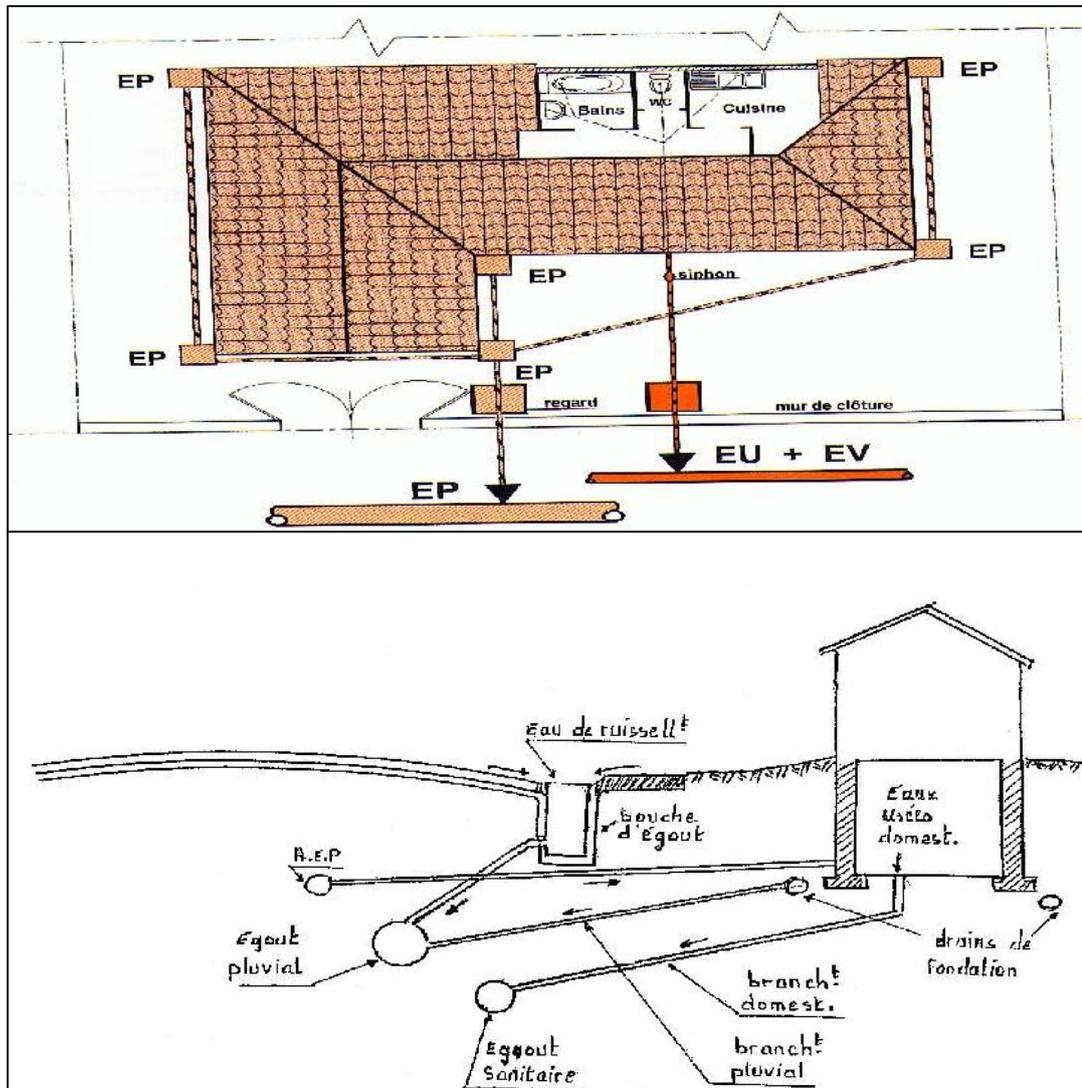


Figure (III-2) : Système séparatif

III-4-3. Système pseudo séparatif

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties [1]:

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.

- L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un immeuble. (Figure III-3).

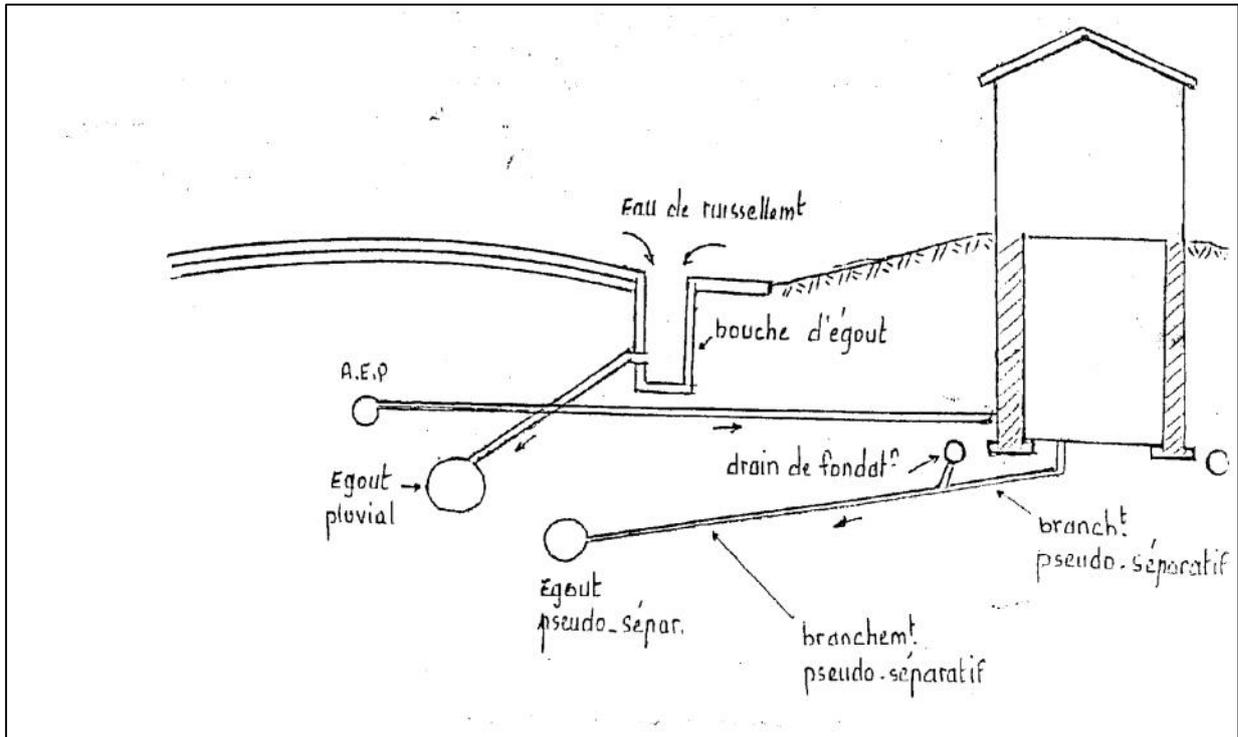


Figure (III-3) : Système pseudo séparatif.

III-4-4 Les systèmes non collectifs

Ils sont proposés lorsque la faible densité de l'habitat rend trop coûteuse la mise en place de réseaux publics. (Figure III-4).

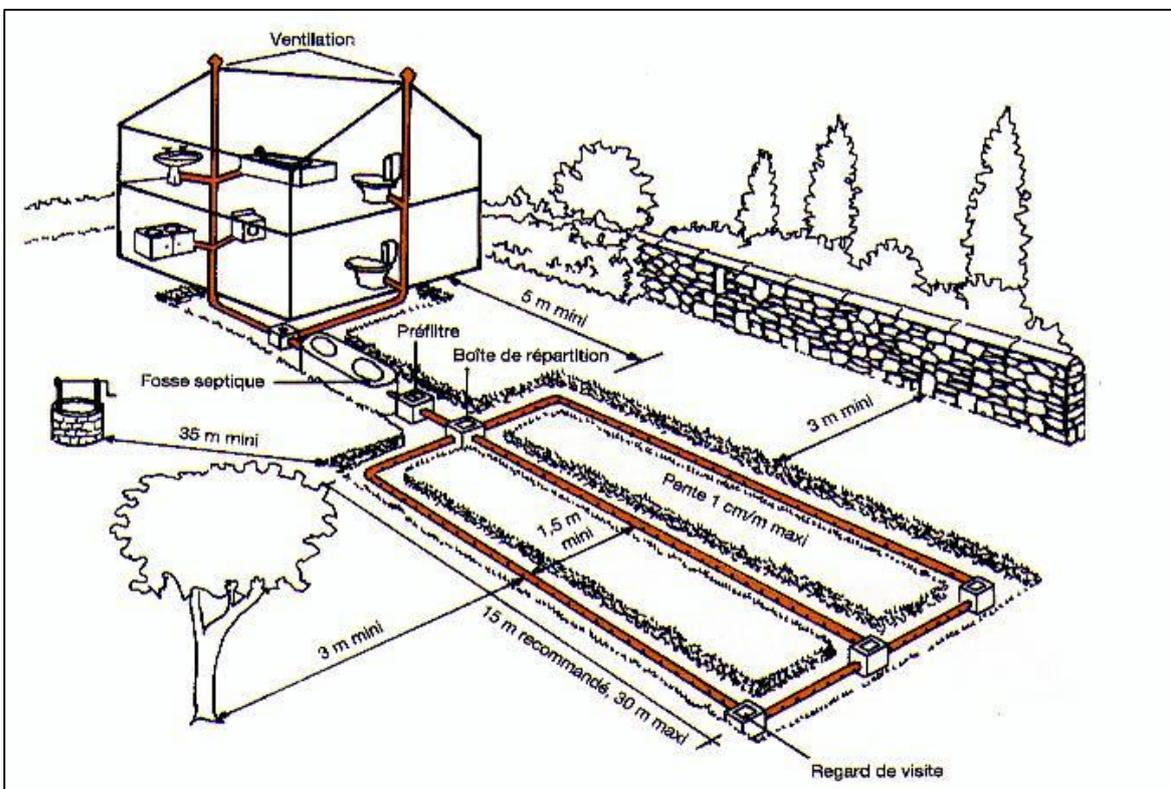


Figure (III-4) : Système non collectif.

III-4-5. Les systèmes non gravitaires

Que l'on appelle court transfert forcé mis en œuvre chaque fois que la topographie l'exige. (Figure III-5). [1]

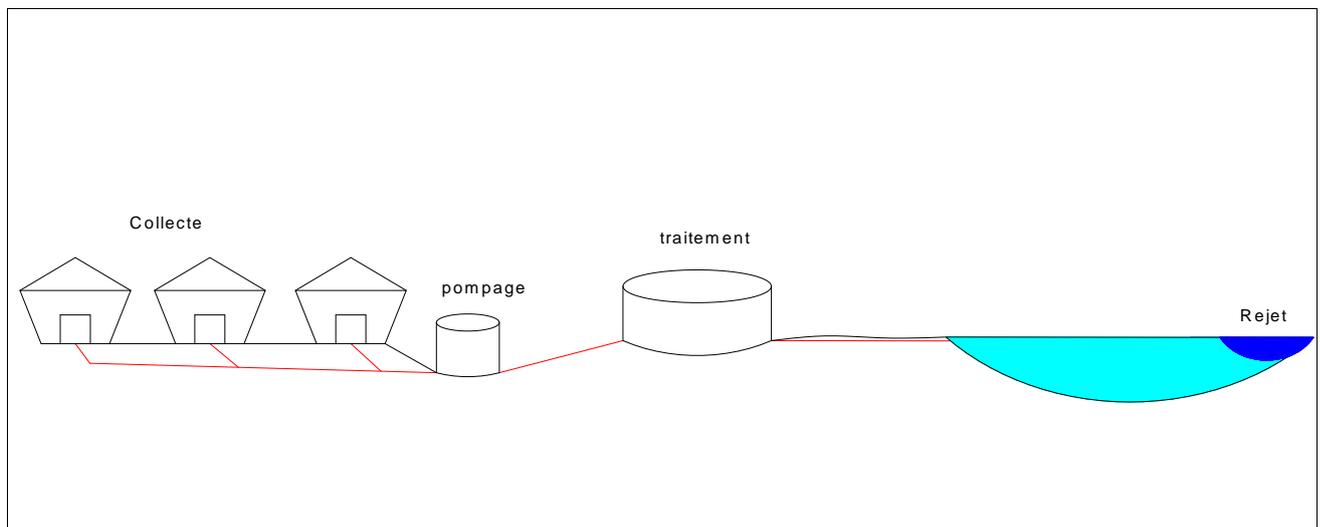


Figure (III-5) : Système non gravitaire.

Remarque

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement, mais qui peut dans certaines sections, se comporter en écoulement forcé.

III-5. Choix entre les systèmes d'assainissement

Généralement ; le choix entre les systèmes d'assainissement résulte : [4]

- ❖ de la topographie locale, du régime de précipitation atmosphérique, la nature du terrain, la durée de temps sec précédant le ruissellement, le tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilisation des soles, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.
- ❖ Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir autoépuration du milieu est limité.
- ❖ De l'économie, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration).
- ❖ Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....) ; généralement ; les annexes du pose fixent le périmètre de chaque système d'assainissement ;
- ❖ Politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en autre par exemple : système unitaire ou séparatif) ;
- ❖ Environnementales, qui interdiront par fois de recourir à un équipement unitaire si le milieu récepteur ne permet pas le rejet de suverses d'orage.
- ❖ D'exploitation tenant, par exemple : à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain. ces raison pourront amener à utiliser un système d'assainissement relativement coûteux, voire des dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement (pompage),
- ❖ De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.

- ❖ De la sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome. ce qui limite économiquement la profondeur des tranchées.
- ❖ De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).

III-6. Les schémas d'évacuation

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très divers selon le système choisi et les contraintes, leur schéma plus proche le plus souvent de l'un des cinq suivants : [4]

III-6-1. Le schéma perpendiculaire au cours d'eau

Avec ses multiples découchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes. Il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées. [4]

III-6-2. Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral

Il est le plus simple par rapport au système qui reportent, le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge, mais avec dispositif, on trouve souvent le problème, si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de pente. [4]

III-6-3. Le schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent. [4]

III-6-4. Le schéma par zones étagées ou par intercepteur

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs, qui sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouvent alors soulagés des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant pouvant être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une restructuration, que l'on appelle intercepteurs, sont ou contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte. [4]

III-6-5. Le schéma à centre collecteur unique et schéma radial

Selon que le réseau convergent sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, ou l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transports à distance. Ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates :

Il permet de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations. [4]

Remarque

Les collecteurs principaux et secondaires assurant l'évacuation rapide des effluents urbains se situent naturellement sous les voies publiques. Ils suivent donc l'ensemble des rues qu'ils desservent, c'est pourquoi les réseaux d'assainissement appartiennent le plus généralement au type dit « **ramifié** », un certain nombre de branchements pouvant se terminer en impasse.

En variante du schéma de réseau, on peut concevoir un réseau d'assainissement du type « **maillé** » semblable à celui que l'on a adapté dans tous les réseaux d'eau potable. En effet, ce réseau maillé permet, dans certaines zones urbaines, d'obtenir de meilleures conditions d'écoulement, d'autocurage et de stockage aux époques de fortes pluies. [4]

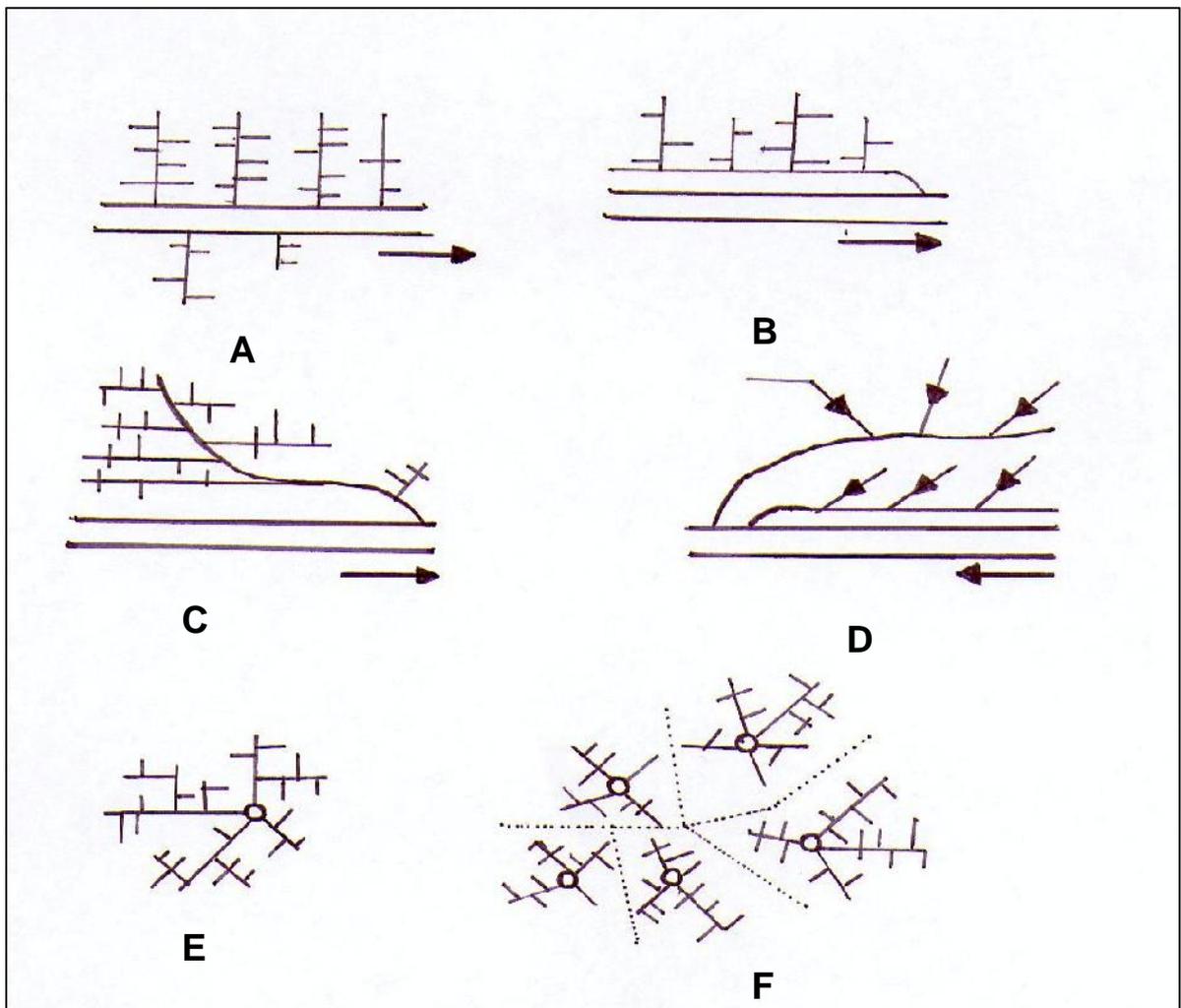


Figure (III- 6): Schémas types de réseaux.

- A- Schéma perpendiculaire ;
- B- Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral ;
- C- Schéma à collecteur transversal ou oblique ;
- D- Schéma par zone étagée ou par interception ;
- E- Schéma radial unique ;
- F- Schéma radial par zone.

Conclusion

Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la ville (pente forte), on est entrain d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux ; d'où on optera à un **schéma à collecteur transversal**.

III-7. Choix du schéma d'évacuation

Le tracé du réseau dépend de plusieurs paramètres, dont les principaux sont les suivantes : [3]

- La topographie du terrain ;
- La répartition des habitants à travers la zone urbaine ;
- L'emplacement de la station d'épuration si elle existe ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- Les conditions de rejet.

III-8. Principes du tracé des collecteurs

1. Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation;
2. Les contre inclinaisons sont à éviter, si possible;
3. Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pour quoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer;
4. Lors de choix de la profondeur à la quelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants [5]:

a. Les profondeurs des caves des maisons avoisinantes

Si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide de pompage aux collecteurs. En général, les épaisseurs de terre au dessus des canaux ne devaient pas dépasser 2m à 2.5m.

b. La résistance au gel des canaux

L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu, des canaux dépend du climat local.

III-9. Evaluation de coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement C est à déterminer par le plus grand débit Q_r (l/s) instantané et la plus forte précipitation P (l/s.ha) dans le bassin d'apport S (ha) est désigné comme coefficient de ruissellement maximal [6]:

$$C = \frac{\text{débit}}{\text{précipitation}} = \frac{Q(l/s)}{P(l/s.ha) \times S(ha)} \dots \dots \dots \text{(III-2)}$$

La grandeur du coefficient de ruissellement varie entre 0.05-1 et dépend de : L'inclinaison, du genre et de densité de la surface à drainer (terre limoneuse avec ou sans végétation, sable, rochers) à cela s'ajoutent [6]:

- L'humidité de l'aire ;
- La température ;
- la vitesse et la direction du vent ;

- La gelée ;
- L'orientation de la pluie ;
- L'humidité de la surface ;
- La capacité de la surface de retenir l'eau ;
- La durée des pluies ;
- La densité de la population ;
- Le mode d'occupation du sol ;

Donc pour déterminer le coefficient de ruissellement on prend tous ces facteurs en considération pour s'approcher du vrai coefficient de ruissellement dans la pratique, car une mauvaise estimation de dernier conduit à un sur ou sous dimensionnement des eaux pluviales.

III-10. Coefficient de ruissellement pondéré

Ne perdons pas de vue que l'influence de **C** sur les débits est la plus grande, plus importante que les autres paramètres. Si on a appréhendé correctement l'aire **S**, il n'est pas de même du coefficient **C** : les coefficients **C** peuvent faire les débits du simple au double surtout pour des espaces libres constitués de sols plus ou moins perméables ou plus ou moins pentus. [6]

Dans de tels cas, on calculera un coefficient **C** pondéré en découpant le bassin en zones plus ou moins homogènes, si **S_i** et **C_i** désignent respectivement l'aire et le coefficient volumétrique de ruissellement de la zone, on obtient [6] :

$$C_{rp} = \frac{C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \dots \dots \dots \text{(III-3)}$$

Tableau (III-1) : Coefficients de ruissellement en fonction de surface drainée. [6]

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

Tableau (III-2) : Coefficient de ruissellement pour différentes densités de population.

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Source A.N.R.H

Remarque

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte la densité des habitats. La référence au plan de masse et des données de la direction d'urbanisme.

III-11 Détermination du nombre d'habitant pour chaque sous bassin

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, nous déterminons le nombre d'habitants y correspondant. Pour cela il faut calculer la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants. [6]

On a la formule suivante [6]:

$$D_i = \frac{C_{ri}.Pt}{C_{rp}.S} \dots \dots \dots (III-4)$$

Avec :

D_i : Densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement total pondéré.

S: Surface total (ha) S= **34.67 ha**.

Pt : Nombre total d'habitants à l'horizon 2043=3312hab.

Et d'après la formule (III-3) on obtient :

$$C_{rp} = \frac{13.77}{34.67} = 0.40$$

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = d_i. S_i \dots \dots \dots (III-5)$$

Les résultats des calculs de nombre d'habitants sont dans le tableau (III-3).

Tableau (III-3): Détermination du nombre d'habitants.

Sous bassin	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	0,675	0,4	0,27	95,455	64
2	0,645	0,35	0,22575	83,523	54
3	0,8505	0,4	0,3402	95,455	81
4	0,532	0,45	0,2394	107,387	57
5	0,7722	0,45	0,34749	107,387	83
6	0,99	0,3	0,297	71,591	71
7	0,96	0,2	0,192	47,728	46
8	0,96	0,45	0,432	107,387	103
9	0,84	0,4	0,336	95,455	80
10	0,9095	0,4	0,3638	95,455	87
11	0,77	0,25	0,1925	59,659	46
12	0,3336	0,35	0,11676	83,523	28
13	0,5963	0,35	0,208705	83,523	50
14	0,4405	0,4	0,1762	95,455	42
15	0,987	0,45	0,44415	107,387	106
16	0,528	0,45	0,2376	107,387	57
17	0,6424	0,5	0,3212	119,319	77
18	0,387	0,45	0,17415	107,387	42
19	0,231	0,5	0,1155	119,319	28
20	0,7783	0,3	0,23349	71,591	56
21	0,7667	0,35	0,268345	83,523	64
22	0,4914	0,55	0,27027	131,251	64
23	0,1097	0,5	0,05485	119,319	13
24	0,6104	0,5	0,3052	119,319	73
25	0,7084	0,45	0,31878	107,387	76
26	1,008	0,6	0,6048	143,183	144
27	0,9592	0,45	0,43164	107,387	103
28	0,5395	0,4	0,2158	95,455	51
29	0,315	0,3	0,0945	71,591	23
30	0,5292	0,35	0,18522	83,523	44
31	0,65	0,45	0,2925	107,387	70
32	0,1097	0,45	0,049365	107,387	12
33	0,2516	0,45	0,11322	107,387	27
34	0,0154	0,5	0,0077	119,319	2
35	0,0644	0,5	0,0322	119,319	8
36	0,09	0,45	0,0405	107,387	10
37	0,603	0,5	0,3015	119,319	72
38	0,3885	0,2	0,0777	47,728	19
39	0,6681	0,6	0,40086	143,183	96

Sous bassin	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
40	0,4184	0,4	0,16736	95,455	40
40/1	0,4515	0,3	0,13545	71,591	32
41	0,4045	0,3	0,12135	71,591	29
42	0,528	0,35	0,1848	83,523	44
43	0,866	0,38	0,32908	90,682	79
44	0,7875	0,4	0,315	95,455	75
45	0,585	0,25	0,14625	59,659	35
46	0,5146	0,35	0,18011	83,523	43
47	0,2976	0,35	0,10416	83,523	25
47/1	0,1305	0,4	0,0522	95,455	12
48	1,1235	0,35	0,393225	83,523	94
49	1,5027	0,35	0,525945	83,523	126
49/1	0,2309	0,5	0,11545	119,319	28
50	0,2964	0,45	0,13338	107,387	32
51	0,0864	0,45	0,03888	107,387	9
52	1,38	0,45	0,621	107,387	148
53	1,0114	0,3	0,30342	71,591	72
53/1	0,2726	0,2	0,05452	47,728	13
54	0,996	0,45	0,4482	107,387	107
55	0,1105	0,4	0,0442	95,455	11
56	0,4275	0,3	0,12825	71,591	31

III-12. Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

1. L'horizon de calcul sera 2043. soit une population future de 3312 habitants.
2. le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
3. Le schéma à collecteur transversal.
4. Il a été déduit 56 sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine (voir annexe 3).

Evaluation des Débits à évacuer

IV-1. Introduction

Le réseau d'assainissement est appelé pour assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine domestique. Avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

IV-2. Evaluation des débits d'eaux usées

IV-2-1. Généralités

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations).

Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

IV-2-2. Nature des eaux usées à évacuer

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des ces eaux usées.

On distingue: [5]

- a) Les eaux usées d'origine domestique;
- b) Les eaux usées d'origine industrielle;
- c) Les eaux usées du service public;
- d) Les eaux parasites;

a. *Les usées domestiques*

Les eaux usées domestiques comprennent les eaux ménagères (lessives ; cuisine, douches...) et les eaux vannes (toilettes, wc...).

b. *Les eaux industrielles*

Sont classées dans les industrielles, tous les rejets correspondant à une utilisation de l'eau autre que domestique et résultant des autres activités industrielles, commerciales, artisanales, ou autres. Leurs caractéristiques sont précisées dans une convention spéciale, valant autorisation de déversement, lors du raccordement au réseau d'assainissement.

Remarque

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

c. *Les eaux usées du service public*

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques. [5]

IV-2-3. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau.

Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit.

Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

Dans notre cas, on va adopter un coefficient de rejet de l'ordre de 80% ($K_r=80\%$). [5]

IV-2-4. Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière qui est égale au produit de la dotation (norme) moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

Pour l'agglomération de EL Dbil(zone rural) ; la dotation moyenne journalière est de l'ordre de 80L/J/hab.

a. Evaluation du débit moyen journalier

Le débit moyen journalier rejeté et calculé par la relation suivante : [5]

$$Q_{moyj} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \dots \dots \dots (IV-1)$$

Avec:

Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D : Dotation journalière prise égale à 80 l/j/hab ;

N : Nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

b. Evaluation du débit de pointe

On estimera les valeurs de débits moyenne journaliers Q_{moyj} applicables aux différents points stratégiques du réseau et aux quels on affectera le facteur de pointe correspondant calculé par cette formule : [4]

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy}}} \text{ Si } Q_{moy} > 2.8 \text{ l/s} \dots \dots \dots (IV-2)$$

; $K_p = 3$ Si $Q_{moy} < 2.8$ l/s ;

Avec :

K_p : Coefficient de pointe ;

Q_{moy} : Débit moyenne journalière ;

a : Limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_{moy} tend vers l'infini, on prend $a=1.5$.

b : Paramètre qui introduit par sommation avec le terme « a » la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque Q_{moy} tend vers zéro. On prend $b=2.5$.

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots \dots \dots (IV-3)$$

Tableau (IV-1) : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.

N° du sous bassin	Equipement	Unité demesure	Nbre d'unité	Dotation (L/j/unité)	Q équipement (l/s)
S28	Ecole primaire	Personnes	350	10	0,0405
S30	Polyclinique	Patient/j fidèle	60	15	0,0104
S22	Mosquée	Fonctionnaire	300	5	0,0174
S29	La poste	Fonctionnaire	7	15	0,0012
S40	A, P, C	Fonctionnaire	8	15	0,0014

Source A.N.R.H

Tableau (IV-2) : Détermination des débits de pointe pour chaque sous bassin.

Sous bassin	Surface A (ha)	Nbre d'habitant	Qmoyj (l/s)	Kp	Qpt (l/s)	Qeq (l/s)	Qusée (l/s)
1	0,675	64	0,047	3	0,142		0,142
2	0,645	54	0,040	3	0,120		0,120
3	0,851	81	0,060	3	0,180		0,180
4	0,532	57	0,042	3	0,127		0,127
5	0,772	83	0,061	3	0,184		0,184
6	0,990	71	0,053	3	0,158		0,158
7	0,960	46	0,034	3	0,102		0,102
8	0,960	103	0,076	3	0,229		0,229
9	0,840	80	0,059	3	0,178		0,178
10	0,910	87	0,064	3	0,193		0,193
11	0,770	46	0,034	3	0,102		0,102
12	0,334	28	0,021	3	0,062		0,062
13	0,596	50	0,037	3	0,111		0,111
14	0,441	42	0,031	3	0,093		0,093
15	0,987	106	0,079	3	0,236		0,236
16	0,528	57	0,042	3	0,127		0,127
17	0,642	77	0,057	3	0,171		0,171
18	0,387	42	0,031	3	0,093		0,093
19	0,231	28	0,021	3	0,062		0,062
20	0,778	56	0,041	3	0,124		0,124
21	0,767	64	0,047	3	0,142		0,142
22	0,491	64	0,047	3	0,142	0,017	0,160
23	0,110	13	0,010	3	0,029		0,029
24	0,610	73	0,054	3	0,162		0,162
25	0,708	76	0,056	3	0,169		0,169
26	1,008	144	0,107	3	0,320		0,320
27	0,959	103	0,076	3	0,229		0,229
28	0,540	51	0,038	3	0,113	0,041	0,154
29	0,315	23	0,017	3	0,051	0,001	0,052
30	0,529	44	0,033	3	0,098	0,010	0,108
31	0,650	70	0,052	3	0,156		0,156
32	0,110	12	0,009	3	0,027		0,027
33	0,252	27	0,020	3	0,060		0,060
34	0,015	2	0,001	3	0,004		0,004
35	0,064	8	0,006	3	0,018		0,018

Sous bassin	Surface A (ha)	Nbre d'habitant	Qmoyj (l/s)	Kp	Qpt (l/s)	Qeq (l/s)	Qtotale (l/s)
36	0,090	10	0,007	3	0,022		0,022
37	0,603	72	0,053	3	0,160		0,160
38	0,389	19	0,014	3	0,042		0,042
39	0,668	96	0,071	3	0,213		0,213
40	0,418	30	0,022	3	0,067		0,067
40/1	0,458	32	0,024	3	0,071		0,071
41	0,405	48	0,036	3	0,107		0,107
42	0,528	44	0,033	3	0,098		0,098
43	0,866	79	0,059	3	0,176		0,176
44	0,788	75	0,056	3	0,167	0,001	0,168
45	0,585	35	0,026	3	0,078		0,078
46	0,515	43	0,032	3	0,096		0,096
47	0,298	25	0,019	3	0,056		0,056
47/1	0,131	12	0,009	3	0,027		0,027
48	1,124	94	0,070	3	0,209		0,209
49	1,503	126	0,093	3	0,280		0,280
49/1	0,231	28	0,021	3	0,062		0,062
50	0,296	32	0,024	3	0,071		0,071
51	0,086	9	0,007	3	0,020		0,020
52	1,380	148	0,110	3	0,329		0,329
53	1,011	72	0,053	3	0,160		0,160
53/1	0,273	13	0,010	3	0,029		0,029
54	0,996	107	0,079	3	0,238		0,238
55	0,111	11	0,008	3	0,024		0,024
56	0,428	31	0,023	3	0,069		0,069

IV-3. Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Sont assimilées à des eaux pluviales celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle. [4]

IV-3-1. La méthode rationnelle

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul.

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires S_1, S_2, \dots, S_n délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes égales de temps de concentration), arrive à l'exutoire au bout d'un temps t (respectivement t_1, \dots, t_n) ainsi que le montre la figure (IV-1). [4]

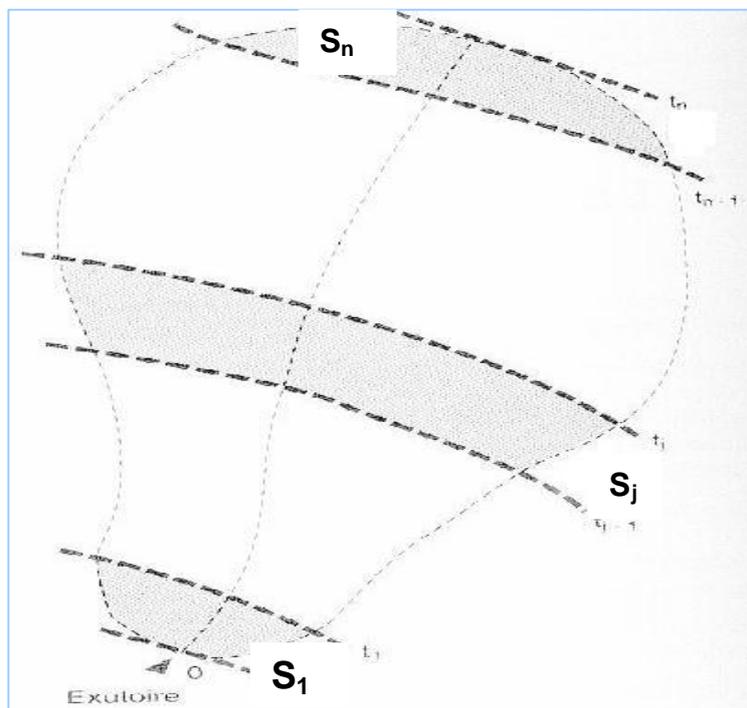


Figure (IV-1) : Découpage d'un bassin en secteur.

Si on considère une averse d'intensité constante i sur un secteur de superficie A ayant un coefficient de ruissellement pondéré C , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q=C.i.A \dots\dots\dots (IV-5)$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse a une épaisseur et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q=C. \dots i.A \dots\dots\dots (IV-6)$$

Avec:

Q : Débit d'eau de ruissellement (l / s).

A : Surface de l'aire d'influence (ha).

C : Coefficient de ruissellement.

i : Intensité de précipitation (l / s / ha).

: Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

IV-3-1-1. Hypothèses de la méthode

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant. [3]

IV-3-1-2. Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des faible surface (≤ 10 ha) où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

IV-3-1-3. Temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné. [5]

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots \dots \dots (IV-7)$$

Où t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \dots (\text{min}) \dots \dots \dots (IV-8)$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots (\text{min}) \dots \dots \dots (IV-9)$$

Avec :

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

- ❖ Le bassin ne comporte pas de canalisation: $t_c = t_3$;
- ❖ Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation: $t_c = t_1 + t_3$;
- ❖ Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation: $t_c = t_1 + t_2$.

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

$$\text{relation suivante : } t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \dots \dots \dots (IV-10)$$

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

IV-3-2. La méthode superficielle (méthode de Caquot)

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. [4]

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^u \cdot I^v \cdot C^u \cdot S^w \dots \dots \dots \text{(IV-11)}$$

Où :

Q (F) : Débit pluvial de fréquence f, en (m³/s) ;

K, u, v, w : Coefficient d'expression ;

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

C : Coefficient de ruissellement ;

S : Surface du sous bassins considéré (ha) ;

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \dots \dots \dots \text{(IV-7)}$$

$$v = 0.41 \cdot b(f) \dots \dots \dots \text{(IV-8)}$$

$$u = 1 + 0.287 \cdot b(f) \dots \dots \dots \text{(IV-9)}$$

$$w = 0.95 + 0.507 \cdot b(f) \dots \dots \dots \text{(IV-10)}$$

a(f) et b(f) sont des paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots \dots \dots \text{(IV-11)}$$

Où : I (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

IV-3-2-1. Hypothèse et base de calcul du modèle

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque. [3]

IV-3-2-2. Validité de la méthode superficielle

Les limites d'application de la méthode superficielle sont [3] :

- La limite supérieure de la surface du sou bassin est de 200 ha;
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1;
- Le coefficient d'allongement "M" doit être compris entre 0.8 < M < 2;
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

IV-4. Choix de la méthode

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface, pente, et coefficient de ruissellement la méthode rationnelle est la plus appropriée à notre cas.

Tableau (IV-3) : Détermination des débits pluviaux par la méthode rationnel.

Sous bassin	Surface A (ha)	Cri	i (l/s/ha)	Qplu (l/s)
1	0,675	0,4	166	44,82
2	0,645	0,35	166	37,475
3	0,8505	0,4	166	56,473
4	0,532	0,45	166	39,74
5	0,7722	0,45	166	57,683
6	0,99	0,3	166	49,302
7	0,96	0,2	166	31,872
8	0,96	0,45	166	71,712
9	0,84	0,4	166	55,776
10	0,9095	0,4	166	60,391
11	0,77	0,25	166	31,955
12	0,3336	0,35	166	19,382
13	0,5963	0,35	166	34,645
14	0,4405	0,4	166	29,249
15	0,987	0,45	166	73,729
16	0,528	0,45	166	39,442
17	0,6424	0,5	166	53,319
18	0,387	0,45	166	28,909
19	0,231	0,5	166	19,173
20	0,7783	0,3	166	38,759
21	0,7667	0,35	166	44,545
22	0,4914	0,55	166	44,865
23	0,1097	0,5	166	9,105
24	0,6104	0,5	166	50,663
25	0,7084	0,45	166	52,917

Sous bassin	Surface A (ha)	Cri	L'intensité de pluie (l/s/ha)	Qplu (l/s)
26	1,008	0,6	166	100,397
27	0,9592	0,45	166	71,652
28	0,5395	0,4	166	35,823
29	0,315	0,3	166	15,687
30	0,5292	0,35	166	30,747
31	0,65	0,45	166	48,555
32	0,1097	0,45	166	8,195
33	0,2516	0,45	166	18,795
34	0,0154	0,5	166	1,278
35	0,0644	0,5	166	5,345
36	0,09	0,45	166	6,723
37	0,603	0,5	166	50,049
38	0,3885	0,2	166	12,898
39	0,6681	0,6	166	66,543
40	0,4184	0,3	166	20,836
40/1	0,458	0,3	166	22,808
41	0,4045	0,5	166	33,574
42	0,528	0,35	166	30,677
43	0,866	0,38	166	54,627
44	0,7875	0,4	166	52,29
45	0,585	0,25	166	24,278
46	0,5146	0,35	166	29,898
47	0,2976	0,35	166	17,291
47/1	0,1305	0,4	166	8,665
48	1,1235	0,35	166	65,275
49	1,5027	0,35	166	87,307
49/1	0,2309	0,5	166	19,165
50	0,2964	0,45	166	22,141
51	0,0864	0,45	166	6,454
52	1,38	0,45	166	103,086
53	1,0114	0,3	166	50,368
53/1	0,2726	0,2	166	9,05
54	0,996	0,45	166	74,401
55	0,1105	0,4	166	7,337
56	0,4275	0,3	166	21,29

IV-5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures domestique , d'équipement et pluviale tout en partageant notre agglomération en sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé.

Calcul Hydraulique

Chapitre V

V-1. Introduction

La phase qui vient après la détermination des débits c'est bien le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception.

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible, être auto cureur, c'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux. Il faut éviter le sable parce qu'il provoque la dégradation des joints et celle des revêtements intérieurs des conduites et les vases fermentescibles soient également entraînés par le débit des eaux usées.

V-2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ;il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable, dans les collecteurs est de l'ordre de [5]:

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.

- 0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.

-La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

• Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

-L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

-La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité[5] :

$$Q = V.S \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de Manning, le diamètre est déterminée par l'expression [5]:

$$- D_{cal} = \left(\frac{n * Q_t}{0.03117 * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (V-2)$$

Le débit en plein section est donné donc par la relation :

$$- Q_{ps} = \frac{0.03117 * (D_{nor})^{8/3}}{n} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V-3)$$

La vitesse en plein section est donné donc par la relation :

$$- V = \frac{4 * Q_{ps}}{3.14 * D^2} \dots\dots\dots (V-4)$$

I(%) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

n : Coefficient de rugosité de Manning dépend de la nature des parois

$$- R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} : \text{Rapport des débits} \dots\dots\dots (V-5)$$

$$- R_V = \frac{V}{V_{PS}} : \text{Rapport des vitesses} \dots\dots\dots (V-6)$$

$$- R_h = \frac{h}{D} : \text{Rapport des hauteurs} \dots\dots\dots (V-7)$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'annexe N°1 (voir abaque) nous avons établi les relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h . Les relations sont les suivantes .[1]:

$$R_v = -25,63 * R_q^6 + 93,647 * R_q^5 - 134,25 * R_q^4 + 95,24 * R_q^3 - 35,151 * R_q^2 + 7,0395 * R_q + 0,2263 \dots\dots\dots (V-8)$$

$$R_h = -11,423 * R_q^6 + 40,641 * R_q^5 - 55,497 * R_q^4 + 37,115 * R_q^3 - 12,857 * R_q^2 + 2,8373 * R_q + 0,0359 \dots\dots\dots (V-9)$$

V-3 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Pour notre agglomération ; il existe une seule variante pour tracer les collecteurs. Cette variante se compose deux collecteurs principaux qui jouent le rôle des intercepteurs, et qui sont tracés suivant la voie principal ; ainsi des collecteurs secondaires tracés suivant les pistes existantes.

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme sans oublier la réservation du terrain à l'implantation des ouvrages.

Pour tracer le réseau il faut suivre le chemin d'oued qui existe et qui permet de décharger le réseau tout en déversant les eaux pluviales. Il est préférable d'envisager plusieurs variantes et de choisir la plus avantageuse en tenant compte de plusieurs facteurs (géologie, topographie, économique).

On a pris deux (02) variantes.

Tableau (V-1) : Dimensionnement des collecteurs secondaires C3 et A1.

Collecteur	Trans	cam (m)	ca (m)	L (m)	cram (m)	crav (m)	I %	Qplu(l/s)	Qusée(l/s)	Qtot(m3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)
C3	01--02	499,50	499,00	50,00	498,30	497,80	1,00	44,82	0,14	0,05	196,00	200,00
	02--03	499,00	498,50	50,00	497,80	497,30	1,00	44,82	0,14	0,05	196,00	200,00
	03--04	498,50	498,00	50,00	497,30	496,80	1,00	37,48	0,12	0,08	246,00	300,00
	04--05	498,00	497,75	50,00	496,80	496,55	0,50	37,48	0,12	0,08	281,00	300,00
	05--06	497,75	497,50	50,00	496,55	496,30	0,50	56,47	0,18	0,14	341,00	400,00
	06--07	497,50	497,25	50,00	496,30	496,05	0,50	56,47	0,18	0,14	341,00	400,00
	07--08	497,25	496,87	42,00	496,05	495,67	0,90	56,47	0,18	0,14	305,00	400,00
	08--09	496,87	496,39	50,00	495,67	495,19	0,96	39,74	0,13	0,18	332,00	400,00
	09--10	496,39	495,79	50,00	495,19	494,59	1,20	39,74	0,13	0,18	318,00	400,00
	10--11	495,79	495,19	50,00	494,59	493,99	1,20	39,74	0,13	0,18	318,00	400,00
	11--12	495,19	492,20	40,00	493,99	491,00	0,90	57,68	0,18	0,24	373,00	400,00
	12--13	492,20	491,00	40,00	491,00	489,80	0,90	57,68	0,18	0,24	373,00	400,00
	13--13/1	491,00	490,00	40,00	489,80	488,80	0,90	100,40	0,32	0,34	426,00	500,00
	13/1--13/2	490,00	489,50	40,00	488,80	488,30	0,50	100,40	0,32	0,34	476,00	500,00
	13/2--13/3	489,50	488,00	40,00	488,30	486,80	0,50	100,40	0,32	0,34	476,00	500,00
	13/3--13/4	488,00	487,50	30,00	486,80	486,30	0,50	17,29	0,06	0,36	485,00	500,00
	13/4--13/5	487,50	487,00	38,00	486,30	485,80	0,30	17,29	0,06	0,36	533,00	600,00
13/5--13/6	487,00	486,50	35,00	485,80	485,30	0,30	8,67	0,03	0,36	538,00	600,00	
13/6--77	486,50	485,00	35,00	485,30	483,80	0,30	8,67	0,03	0,36	538,00	600,00	
A1	14--15	485,00	494,00	35,00	483,80	492,80	3,00	31,96	0,10	0,03	141,00	200,00
	15--16	494,00	494,50	40,00	492,80	493,30	1,00	60,39	0,19	0,06	219,00	300,00
	16--17	494,50	495,00	35,00	493,30	493,80	1,00	60,39	0,19	0,06	219,00	300,00
	17--18	494,50	495,50	30,00	493,30	494,30	1,50	60,39	0,19	0,06	203,00	300,00
	18--19	495,50	496,50	30,00	494,30	495,30	1,50	60,39	0,19	0,06	203,00	300,00
	15--20	496,50	494,00	35,00	495,30	492,80	1,50	19,38	0,06	0,13	272,00	300,00
	20--21	494,00	495,00	40,00	492,80	493,80	1,50	19,38	0,06	0,13	272,00	300,00

Tableau (V-2) : Les paramètres hydrauliques des collecteurs secondaires C3 et A1

Collecteur	Trans	I %	Qps (m ³ /s)	Vps(m/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	V(Qps/10) (m/s)	V(Qps/100) (m/s)	OBS
C3	01--02	1	0,0474	1,51	0,95	1,58	0,8	2,39	0,16	1	0,44	vérifié
	02--03	1	0,0474	1,51	0,95	1,58	0,8	2,39	0,16	1	0,44	vérifié
	03--04	1	0,1397	1,98	0,59	1,08	0,56	2,13	0,17	1,31	0,58	vérifié
	04--05	0,5	0,0988	1,4	0,84	1,32	0,7	1,85	0,21	0,93	0,41	vérifié
	05--06	0,5	0,2127	1,69	0,65	1,13	0,59	1,91	0,24	1,12	0,5	vérifié
	06--07	0,5	0,2127	1,69	0,65	1,13	0,59	1,91	0,24	1,12	0,5	vérifié
	07--08	0,9	0,2861	2,28	0,49	1	0,49	2,28	0,2	1,51	0,67	vérifié
	08--09	0,96	0,2948	2,35	0,61	1,09	0,57	2,56	0,23	1,55	0,69	vérifié
	09--10	1,2	0,3295	2,62	0,54	1,04	0,53	2,73	0,21	1,74	0,77	vérifié
	10--11	1,2	0,3295	2,62	0,54	1,04	0,53	2,73	0,21	1,74	0,77	vérifié
	11--12	0,9	0,2854	2,27	0,83	1,31	0,69	2,99	0,28	1,5	0,67	vérifié
	12--13	0,9	0,2854	2,27	0,83	1,31	0,69	2,99	0,28	1,5	0,67	vérifié
	13--13/1	0,9	0,5175	2,64	0,65	1,12	0,59	2,96	0,29	1,74	0,77	vérifié
	13/1--13/2	0,5	0,3857	1,97	0,88	1,4	0,73	2,75	0,36	1,3	0,58	vérifié
	13/2--13/3	0,5	0,3857	1,97	0,88	1,4	0,73	2,74	0,36	1,3	0,58	vérifié
	13/3--13/4	0,5	0,3857	1,97	0,92	1,5	0,77	2,95	0,38	1,3	0,58	vérifié
	13/4--13/5	0,3	0,4858	1,72	0,73	1,19	0,63	2,05	0,38	1,14	0,5	vérifié
	13/5--13/6	0,3	0,4858	1,72	0,75	1,21	0,64	2,08	0,38	1,14	0,5	vérifié
13/6--77	0,3	0,4858	1,72	0,75	1,21	0,64	2,08	0,38	1,14	0,5	vérifié	
A1	14--15	3	0,0821	2,61	0,39	0,93	0,43	2,42	0,09	1,73	0,77	vérifié
	15--16	1	0,1397	1,98	0,43	0,96	0,46	1,89	0,14	1,31	0,58	vérifié
	16--17	1	0,1397	1,98	0,43	0,96	0,46	1,89	0,14	1,31	0,58	vérifié
	17--18	1,5	0,1711	2,42	0,35	0,9	0,41	2,18	0,12	1,6	0,71	vérifié
	18--19	1,5	0,1711	2,42	0,35	0,9	0,41	2,18	0,12	1,6	0,71	vérifié
	15--20	1,5	0,1711	2,42	0,77	1,23	0,65	2,98	0,2	1,6	0,71	vérifié
	20--21	1,5	0,1711	2,42	0,77	1,23	0,65	2,98	0,2	1,6	0,71	vérifié

Tableau (V-3) : Dimensionnement de collecteur principale A.

Collecteur	Trans	cam (m)	ca (m)	L (m)	cram (m)	crav (m)	I %	Qplu(l/s)	Qusée(l/s)	Qtot(m ³ /s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)
Principal A	21--22	495	495,5	30	493,8	494,3	1	34,645	0,111	0,2288	361	400
	22--23	495,5	495,8	30	494,3	494,6	1	34,645	0,111	0,2288	361	400
	23--24	495,8	496,2	47	494,6	495	0,85	34,645	0,111	0,2288	372	400
	24--25	496,2	497	40	495	495,8	1	55,776	0,178	0,2094	349	400
	25--26	497	497,8	40	495,8	496,6	1	55,776	0,178	0,2094	349	400
	26--27	497,8	498,3	40	496,6	497,1	1,25	71,712	0,229	0,1534	298	400
	27--28	498,3	498,5	40	497,1	497,3	0,5	71,712	0,229	0,1534	354	400
	28--29	498,5	499,1	40	497,3	497,9	1,5	31,872	0,102	0,0815	227	300
	29--30	499,1	499,8	40	497,9	498,6	1,75	31,872	0,102	0,0815	221	300
	30--31	499,8	500,5	40	498,6	499,3	1,75	49,302	0,158	0,0495	183	200
	31--32	493	492,5	45	491,8	491,3	0,5	29,249	0,093	0,3897	502	600
	32--33	492,5	491	45	491,3	489,8	0,5	29,249	0,093	0,3897	502	600
	33--34	491	490,5	45	489,8	489,3	0,5	44,865	0,16	0,4347	523	600
	34--35	490,5	489,5	45	489,3	488,3	0,5	44,865	0,16	0,4347	523	600
	35--36	489,5	488,5	50	488,3	487,3	0,5	35,823	0,154	0,4707	539	600
	36--37	488,5	488	50	487,3	486,8	0,5	15,687	0,052	0,4864	545	600
	37--38	488	487,3	40	486,8	486,1	0,5	15,687	0,052	0,4864	545	600
	38--39	487,3	486,7	48	486,1	485,5	0,3	52,29	0,168	0,5389	624	800
	39--40	486,7	486	48	485,5	484,8	0,3	52,29	0,168	0,5389	624	800
	40--41	486	485	40	484,8	483,8	0,5	52,29	0,168	0,5389	567	800
	41--42	485	484,3	40	483,8	483,1	0,5	103,086	0,329	0,6423	605	800
	42--43	484,3	483	40	483,1	481,8	0,5	50,368	0,16	0,6928	623	800
	43--44	483	481	40	481,8	479,8	0,5	50,368	0,16	0,6928	623	800
	44--45	481	480,5	40	479,8	479,3	0,5	50,368	0,16	0,6928	623	800
	45--46	480,5	479	40	479,3	477,8	0,3	9,05	0,029	1,4874	913	1200
	46--47	479	478	30	477,8	476,8	0,3	9,05	0,029	1,4874	913	1200
	47--48D	478	476	50	476,8	474,8	0,28			2,2938	1088	1400
	D48--49	476	475	40	474,8	473,8	0,28			2,2718	1084	1400
49--50	475	476	40	473,8	474,8	0,28			2,2718	1084	1400	
50--51	476	474,5	30	474,8	473,3	0,28			2,2718	1084	1400	
51--52	474,5	472,2	40	473,3	471	0,28			2,2718	1084	1400	
52--53	472,2	471,5	40	471	470,3	0,28			2,2718	1084	1400	
53--54	471	469,2	35	469,8	468	0,28			2,2718	1084	1400	
54--oued	469,2	467	35	468	465,8	0,28			2,2718	1084	1400	

Tableau (V-4) : Les paramètres hydrauliques de collecteur principale A.

Collecteur	Trans	I %	Qps (m ³ /s)	Vps(m/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	V(Qps/10) (m/s)	V(Qps/100) (m/s)	OBS
Principal A	21--22	1	0,3008	2,4	0,76	1,22	0,65	2,92	0,26	1,58	0,7	vérifié
	22--23	1	0,3008	2,4	0,76	1,22	0,65	2,92	0,26	1,58	0,7	vérifié
	23--24	0,85	0,2775	2,21	0,82	1,3	0,69	2,88	0,28	1,46	0,65	vérifié
	24--25	1	0,3008	2,4	0,7	1,16	0,61	2,78	0,24	1,58	0,7	vérifié
	25--26	1	0,3008	2,4	0,7	1,16	0,61	2,78	0,24	1,58	0,7	vérifié
	26--27	1,25	0,3363	2,68	0,46	0,97	0,47	2,61	0,19	1,77	0,79	vérifié
	27--28	0,5	0,2127	1,69	0,72	1,18	0,63	2	0,25	1,12	0,5	vérifié
	28--29	1,5	0,1711	2,42	0,48	0,99	0,49	2,4	0,15	1,6	0,71	vérifié
	29--30	1,75	0,1848	2,62	0,44	0,96	0,46	2,52	0,14	1,73	0,77	vérifié
	30--31	1,75	0,0627	2	0,79	1,26	0,66	2,51	0,13	1,32	0,59	vérifié
	21--32	0,5	0,6272	2,22	0,62	1,1	0,57	2,44	0,34	1,47	0,65	vérifié
	32--33	0,5	0,6272	2,22	0,62	1,1	0,57	2,44	0,34	1,47	0,65	vérifié
	33--34	0,5	0,6272	2,22	0,69	1,16	0,61	2,57	0,37	1,47	0,65	vérifié
	34--35	0,5	0,6272	2,22	0,69	1,16	0,61	2,57	0,37	1,47	0,65	vérifié
	35--36	0,5	0,6272	2,22	0,75	1,21	0,64	2,68	0,38	1,47	0,65	vérifié
	36--37	0,5	0,6272	2,22	0,78	1,24	0,66	2,75	0,39	1,47	0,65	vérifié
	37--38	0,5	0,6272	2,22	0,78	1,24	0,66	2,75	0,39	1,47	0,65	vérifié
	38--39	0,3	1,0462	2,08	0,52	1,02	0,51	2,12	0,41	1,38	0,61	vérifié
	39--40	0,3	1,0462	2,08	0,52	1,02	0,51	2,12	0,41	1,38	0,61	vérifié
	40--41	0,5	1,3507	2,69	0,4	0,93	0,44	2,51	0,35	1,78	0,79	vérifié
	41--42	0,5	1,3507	2,69	0,48	0,99	0,49	2,66	0,39	1,78	0,79	vérifié
	42--43	0,5	1,3507	2,69	0,51	1,02	0,51	2,74	0,41	1,78	0,79	vérifié
	43--44	0,5	1,3507	2,69	0,51	1,02	0,51	2,74	0,41	1,78	0,79	vérifié
	44--45	0,5	1,3507	2,69	0,51	1,02	0,51	2,74	0,41	1,78	0,79	vérifié
	45--46	0,3	3,0846	2,73	0,48	1	0,49	2,72	0,59	1,81	0,8	vérifié
	46--47	0,3	3,0846	2,73	0,48	1	0,49	2,72	0,59	1,81	0,8	vérifié
	47--48D	0,28	4,5	2,92	0,51	1,01	0,51	2,96	0,71	1,93	0,86	vérifié
	D48--49	0,28	4,5	2,92	0,51	1,01	0,51	2,96	0,71	1,93	0,86	vérifié
	49--50	0,28	4,5	2,92	0,51	1,01	0,51	2,96	0,71	1,93	0,86	vérifié
	50--51	0,28	4,5	2,92	0,51	1,01	0,51	2,96	0,71	1,93	0,86	vérifié
51--52	0,28	4,5	2,92	0,51	1,01	0,51	2,96	0,71	1,93	0,86	vérifié	
52--53	0,28	4,5	2,92	0,51	1,01	0,51	2,96	0,71	1,93	0,86	vérifié	
53--54	0,28	4,5	2,92	0,51	1,01	0,51	2,96	0,71	1,93	0,86	vérifié	
54--oued	0,28	4,5	2,92	0,51	1,01	0,51	2,96	0,71	1,93	0,86	vérifié	

Tableau (V-5) : Dimensionnement des collecteurs secondaires C1 et C2 et le collecteur principal C.

Collecteur	Trans	cam (m)	ca (m)	L (m)	cram (m)	craV (m)	I %	Qplu(l/s)	Qusée(l/s)	Qtot(m3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)
C1	55--56	481,2	481,8	30	480	480,6	2	87,307	0,28	0,0876	221	300
	56--57	481,8	482,2	30	480,6	481	1,33	87,307	0,28	0,0876	239	300
	57--58	482,2	482,4	40	481	481,2	0,5	87,307	0,28	0,0876	287	300
	58--59	482,4	482,8	40	481,2	481,6	1	87,307	0,28	0,0876	252	300
Principal C	59--60	482,8	483	40	481,6	481,8	0,5	19,165	0,062	0,6979	625	800
	60--61	483	483,6	40	481,8	482,4	0,5	65,275	0,209	0,6787	618	800
	61--62	483,6	484	40	482,4	482,8	0,5	65,275	0,209	0,6787	618	800
	62--63	484	484,4	28	482,8	483,2	0,5	65,275	0,209	0,6787	618	800
	63--64	484,4	484	28	483,2	482,8	0,5	65,275	0,209	0,6787	618	800
C2	64--65	484	484,6	25	482,8	483,4	2,4	6,454	0,02	0,0244	132	200
	65--66	484,6	485	50	483,4	483,8	0,8	24,278	0,078	0,0244	163	200
	66--67	485	485,6	50	483,8	484,4	1,2	24,278	0,078	0,0244	151	200
Principal C	59--68	482,8	482,3	45	481,6	481,1	0,5			0,7855	653	800
	68--68/1	482,3	481,8	45	481,1	480,6	0,5			0,7855	653	800
	68/1--68/2	481,8	481,4	45	480,6	480,2	0,5			0,7855	653	800
	68/2--68/3	481,4	480,8	36	480,2	479,6	0,5			0,7855	653	800
	68/3--45	480,8	480,5	36	479,6	479,3	0,5			0,7855	653	800
	69--70	492	491,5	50	490,8	490,3	1	50,663	0,162	0,0508	205	300
	70--71	491,5	490	40	490,3	488,8	3	50,663	0,162	0,0508	167	200
	71--72	490	489,2	40	488,8	488	2	52,917	0,169	0,1039	236	300
	72--73	489,2	488,6	40	488	487,4	1,5	52,917	0,169	0,1039	249	300
	73--74	488,6	488	40	487,4	486,8	1,5	71,652	0,229	0,1758	303	400
	74--75	488	487	40	486,8	485,8	1,5	71,652	0,229	0,1758	303	400
	75--76	487	486	40	485,8	484,8	1	29,898	0,096	0,2058	347	400
	76--77	486	485	40	484,8	483,8	1	29,898	0,096	0,2028	345	400
	77--78	485	485,5	35	483,8	484,3	0,7	22,141	0,071	0,5888	550	800
78--64	485,5	484	25	484,3	482,8	0,7	22,141	0,071	0,5888	550	800	

Tableau (V-6) : Les paramètres hydrauliques des collecteurs secondaires C1 et C2 et le collecteur principal C.

Collecteur	Trans	I %	Qps (m ³ /s)	Vps(m/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	V(Qps/10) (m/s)	V(Qps/100) (m/s)	OBS
C1	55--56	2	0,1975	2,8	0,44	0,97	0,47	2,7	0,14	1,85	0,82	vérifié
	56--57	1,33	0,1613	2,28	0,54	1,04	0,53	2,38	0,16	1,51	0,67	vérifié
	57--58	0,5	0,0988	1,4	0,89	1,42	0,74	1,99	0,22	0,93	0,41	vérifié
	58--59	1	0,1397	1,98	0,63	1,1	0,58	2,18	0,17	1,31	0,58	vérifié
Principal C	59--60	0,5	1,3507	2,69	0,52	1,02	0,51	2,75	0,41	1,78	0,79	vérifié
	60--61	0,5	1,3507	2,69	0,5	1,01	0,5	2,72	0,4	1,78	0,79	vérifié
	61--62	0,5	1,3507	2,69	0,5	1,01	0,5	2,72	0,4	1,78	0,79	vérifié
	62--63	0,5	1,3507	2,69	0,5	1,01	0,5	2,72	0,4	1,78	0,79	vérifié
	63--64	0,5	1,3507	2,69	0,5	1,01	0,5	2,72	0,4	1,78	0,79	vérifié
C2	64--65	2,4	0,0734	2,34	0,33	0,89	0,39	2,08	0,08	1,54	0,68	vérifié
	65--66	0,8	0,0424	1,35	0,58	1,07	0,55	1,44	0,11	0,89	0,4	vérifié
	66--67	1,2	0,0519	1,65	0,47	0,99	0,48	1,63	0,1	1,09	0,48	vérifié
Principal C	59--68	0,5	1,3507	2,69	0,58	1,07	0,55	2,88	0,44	1,78	0,79	vérifié
	68--68/1	0,5	1,3507	2,69	0,58	1,07	0,55	2,88	0,44	1,78	0,79	vérifié
	68/1--68/2	0,5	1,3507	2,69	0,58	1,07	0,55	2,88	0,44	1,78	0,79	vérifié
	68/2--68/3	0,5	1,3507	2,69	0,58	1,07	0,55	2,88	0,44	1,78	0,79	vérifié
	68/3--45	0,5	1,3507	2,69	0,58	1,07	0,55	2,88	0,44	1,78	0,79	vérifié
	69--70	1	0,1397	1,98	0,36	0,91	0,41	1,8	0,12	1,63	0,58	vérifié
	70--71	3	0,0821	2,61	0,62	1,1	0,57	2,87	0,11	3,16	0,77	vérifié
	71--72	2	0,1975	2,8	0,53	1,03	0,52	2,88	0,16	2,96	0,82	vérifié
	72--73	1,5	0,1711	2,42	0,61	1,09	0,57	2,64	0,17	2,88	0,71	vérifié
	73--74	1,5	0,3684	2,93	0,48	0,99	0,49	2,91	0,2	2,88	0,86	vérifié
	74--75	1,5	0,3684	2,93	0,48	0,99	0,49	2,91	0,2	2,88	0,86	vérifié
	75--76	1	0,3008	2,4	0,68	1,15	0,61	2,75	0,24	3,16	0,7	vérifié
	76--77	1	0,3008	2,4	0,67	1,14	0,6	2,73	0,24	3,12	0,7	vérifié
77--78	0,7	1,5981	3,18	0,37	0,91	0,42	2,9	0,33	2,64	0,93	vérifié	
78--64	0,7	1,5981	3,18	0,37	0,91	0,42	2,9	0,33	2,64	0,93	vérifié	

Tableau (V-7) : Dimensionnement des collecteurs secondaires B1, B2, B3 et B4.

Collecteur	Trans	cam (m)	ca (m)	L (m)	cram (m)	crav (m)	I %	Qplu(l/s)	Qusée(l/s)	Qtot(m3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)
B4	79--80	495	495,6	30	493,8	494,4	2	39,442	0,127	0,0396	164	200
	80--81	495,6	494	38	494,4	492,8	4,21	39,442	0,127	0,0396	143	200
	81--82	494	493	30	492,8	491,8	3,33	39,442	0,127	0,0396	149	200
	82--83	493	491,2	45	491,8	490	2	53,319	0,171	0,0931	226	300
	83--84	491,2	490	45	490	488,8	2	53,319	0,171	0,0931	226	300
	84--85	490	488,3	50	488,8	487,1	2	19,173	0,062	0,1123	243	300
	85--86	488,3	489	38	487,1	487,8	1,84	38,759	0,124	0,1129	247	300
	86--87	489	490	35	487,8	488,8	2	38,759	0,124	0,1129	243	300
	87--88	490	491	35	488,8	489,8	2	73,729	0,236	0,074	208	300
	85--89	488,3	485	44	487,1	483,8	0,5	44,545	0,121	0,2699	437	500
	89--90	485	484,5	25	483,8	483,3	0,5	44,545	0,121	0,2699	437	500
90--91	484,5	484,2	25	483,3	483	0,5	44,545	0,121	0,2699	437	500	
B3	103--104	478,5	481	26	477,3	479,8	6	6,723	0,022	0,0196	103	200
	104--105	481	482,5	31	479,8	481,3	4,84	12,898	0,042	0,0129	91	200
	105--106	482,5	482	31	481,3	480,8	1,61	12,898	0,042	0,0129	112	200
B2	118--119	486	485	45	484,8	483,8	2,22	48,555	0,156	0,0487	174	200
	119--120	485	483,5	45	483,8	482,3	3,33	48,555	0,156	0,0487	161	200
	121--122	485	484	45	483,8	482,8	2	66,543	0,213	0,0668	200	300
	122--120	484	483,5	45	482,8	482,3	1,11	66,543	0,213	0,0668	223	300
	120--123	483,5	482,8	45	482,3	481,6	0,9	20,836	0,067	0,1364	303	400
	123--124	482,8	481,5	45	481,6	480,3	0,9	20,836	0,067	0,1364	303	400
	124--125	481,5	480	40	480,3	478,8	0,9	22,808	0,071	0,1593	321	400
	125--111	480	478,5	40	478,8	477,3	0,9	22,808	0,071	0,1593	321	400
B1	126--127	482	481	45	480,8	479,8	2,22	54,627	0,176	0,0548	182	200
	127--128	481	480,5	48	479,8	479,3	1,04	54,627	0,176	0,0548	210	300
	128--129	480,5	480	50	479,3	478,8	1	54,627	0,176	0,0458	197	200
	129--130	480	479,5	35	478,8	478,3	1,43	7,337	0,024	0,0532	195	200
	130--113	479,5	478,7	28	478,3	477,5	2,86	7,337	0,024	0,0532	172	200

Tableau (V-8) : Les paramètres hydrauliques des collecteurs secondaires B1, B2, B3 et B4.

Collecteur	Trans	I %	Qps (m ³ /s)	Vps(m/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	V(Qps/10) (m/s)	V(Qps/100) (m/s)	OBS
B4	79--80	2	0,067	2,13	0,59	1,08	0,56	2,3	0,11	2,48	0,63	vérifié
	80--81	4,21	0,0972	3,1	0,41	0,94	0,44	2,91	0,09	2,73	0,91	vérifié
	81--82	3,33	0,0865	2,75	0,46	0,98	0,48	2,69	0,1	2,63	0,81	vérifié
	82--83	2	0,1975	2,8	0,47	0,99	0,48	2,76	0,15	2,72	0,82	vérifié
	83--84	2	0,1975	2,8	0,47	0,99	0,48	2,76	0,15	2,72	0,82	vérifié
	84--85	2	0,1975	2,8	0,57	1,06	0,54	2,97	0,16	3,15	0,82	vérifié
	85--86	1,84	0,1896	2,68	0,6	1,08	0,56	2,9	0,17	3,14	0,79	vérifié
	86--87	2	0,1975	2,8	0,57	1,06	0,55	2,97	0,16	3,16	0,82	vérifié
	87--88	2	0,1975	2,8	0,37	0,92	0,42	2,56	0,13	2,34	0,82	vérifié
	85--89	0,5	0,3857	1,97	0,7	1,16	0,61	2,28	0,31	2,65	0,58	vérifié
	89--90	0,5	0,3857	1,97	0,7	1,16	0,61	2,28	0,31	2,65	0,58	vérifié
90--91	0,5	0,3857	1,97	0,7	1,16	0,61	2,28	0,31	2,65	0,58	vérifié	
B3	103--104	6	0,1161	3,7	0,17	0,77	0,29	2,86	0,06	2,44	1,08	vérifié
	104--105	4,84	0,1042	3,32	0,12	0,71	0,25	2,36	0,05	2,19	0,97	vérifié
	105--106	1,61	0,0602	1,92	0,21	0,81	0,32	1,56	0,06	1,27	0,56	vérifié
B2	118--119	2,22	0,0706	2,25	0,69	1,15	0,61	2,59	0,12	1,49	0,66	vérifié
	119--120	3,33	0,0865	2,75	0,56	1,06	0,54	2,91	0,11	1,82	0,81	vérifié
	121--122	2	0,1975	2,8	0,34	0,89	0,4	2,49	0,12	1,85	0,82	vérifié
	122--120	1,11	0,1472	2,08	0,45	0,97	0,47	2,03	0,14	1,38	0,61	vérifié
	120--123	0,9	0,2854	2,27	0,48	0,99	0,49	2,25	0,2	1,5	0,67	vérifié
	123--124	0,9	0,2854	2,27	0,48	0,99	0,49	2,25	0,2	1,5	0,67	vérifié
	124--125	0,9	0,2854	2,27	0,56	1,05	0,54	2,39	0,22	1,5	0,67	vérifié
125--111	0,9	0,2854	2,27	0,56	1,05	0,54	2,39	0,22	1,5	0,67	vérifié	
B1	126--127	2,22	0,0706	2,25	0,78	1,24	0,66	2,78	0,13	1,49	0,66	vérifié
	127--128	1,04	0,1426	2,02	0,38	0,92	0,43	1,86	0,13	1,34	0,59	vérifié
	128--129	1	0,0474	1,51	0,97	1,64	0,81	2,47	0,16	1	0,44	vérifié
	129--130	1,43	0,0566	1,8	0,94	1,55	0,79	2,8	0,16	1,2	0,53	vérifié
	130--113	2,86	0,0801	2,55	0,66	1,13	0,6	2,89	0,12	1,69	0,75	vérifié

Tableau (V-9) : Dimensionnement de collecteur principal B.

collecteur	trans	cam (m)	ca (m)	L (m)	cram (m)	crav (m)	I %	Qplu(l/s)	Qusée(l/s)	Qtot(m3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)
Principal B	91--93	484,2	485	40	483	483,8	2	30,747	0,108	0,0309	150	200
	93--92	485	486	40	483,8	484,8	2,5	30,747	0,108	0,0309	143	200
	91--94	484,5	484	37	483,3	482,8	0,5	8,195	0,027	0,309	460	500
	94--95	484	483,5	37	482,8	482,3	1	8,195	0,027	0,309	404	500
	95--96	483,5	483	35	482,3	481,8	1	8,195	0,027	0,309	404	500
	96--97	483	482,5	35	481,8	481,3	1,43	28,909	0,093	0,029	156	200
	97--98	482,5	482,1	35	481,3	480,9	1,14	28,909	0,093	0,029	162	200
	96--99	483	482,2	30	481,8	481	0,9	18,795	0,06	0,3192	417	500
	99--100	482,2	481,1	42	481	479,9	0,7	18,795	0,06	0,3569	456	500
	100--101	481,1	480,5	40	479,9	479,3	0,7	1,278	0,004	0,3582	457	500
	101--102	480,5	480	40	479,3	478,8	0,7	1,278	0,004	0,3582	457	500
	102--103	480	478,5	45	478,8	477,3	0,7	5,345	0,018	0,3636	459	500
	103--107	478,5	476,5	35	477,3	475,3	0,5	50,049	0,16	0,4334	522	600
	107--107/1	476,5	477	40	475,3	475,8	0,5	50,049	0,16	0,4334	522	600
	107/1--108	477	478	38	475,8	476,8	0,6	50,049	0,16	0,4334	505	600
	108--109	478	478,5	46	476,8	477,3	0,6	50,049	0,16	0,4334	505	600
	109--110	478,2	478,5	47	477	477,3	0,64	33,574	0,107	0,4671	513	600
	110--111	478,5	478,7	40	477,3	477,5	0,5	33,574	0,107	0,4671	537	600
	111--112	478,7	478,5	40	477,5	477,3	0,5	30,677	0,098	0,6572	611	800
	112--113	478,5	478,7	47	477,3	477,5	0,43	30,677	0,098	0,6572	629	800
113--114	478,7	479,1	47	477,5	477,9	0,5	21,29	0,069	0,7318	636	800	
114--115	479,1	478	40	477,9	476,8	0,5	21,29	0,069	0,7318	636	800	
115--116	478	478,5	50	476,8	477,3	0,5	21,29	0,069	0,7318	636	800	
116--117	478,5	477	50	477,3	475,8	0,5	74,401	0,238	0,8064	659	800	
117--47	477	478	47	475,8	476,8	0,5	74,401	0,238	0,8064	659	800	
DD--Basin	476	475,5	28	474,8	474,3	1,79			0,022	135	200	

Tableau (V-10) : Les paramètres hydrauliques de collecteur principale B.

Collecteur	Trans	I %	Qps (m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	V(Qps/10) (m/s)	V(Qps/100) (m/s)	OBS
Principal B	91--93	2	0,067	2,13	0,46	0,98	0,48	2,09	0,1	2,04	0,63	vérifié
	93--92	2,5	0,0749	2,39	0,41	0,94	0,45	2,25	0,09	2,12	0,7	vérifié
	91--94	0,5	0,3857	1,97	0,8	1,27	0,67	2,5	0,34	3,17	0,58	vérifié
	94--95	1	0,5454	2,78	0,57	1,06	0,54	2,94	0,27	3,12	0,81	vérifié
	95--96	1	0,5454	2,78	0,57	1,06	0,54	2,94	0,27	3,12	0,81	vérifié
	96--97	1,43	0,0566	1,8	0,51	1,02	0,51	1,84	0,1	1,87	0,53	vérifié
	97--98	1,14	0,0506	1,61	0,57	1,06	0,55	1,72	0,11	1,07	0,47	vérifié
	96--99	0,9	0,5175	2,64	0,62	1,1	0,57	2,89	0,29	1,74	0,77	vérifié
	99--100	0,7	0,4563	2,33	0,78	1,25	0,66	2,9	0,33	1,54	0,68	vérifié
	100--101	0,7	0,4563	2,33	0,78	1,25	0,66	2,9	0,33	1,54	0,68	vérifié
	101--102	0,7	0,4563	2,33	0,78	1,25	0,66	2,9	0,33	1,54	0,68	vérifié
	102--103	0,7	0,4563	2,33	0,8	1,26	0,67	2,94	0,33	1,54	0,68	vérifié
	103--107	0,5	0,6272	2,22	0,69	1,15	0,61	2,56	0,37	1,47	0,65	vérifié
	107--107/1	0,5	0,6272	2,22	0,69	1,15	0,61	2,56	0,37	1,47	0,65	vérifié
	107/1--108	0,6	0,687	2,43	0,63	1,11	0,58	2,69	0,35	1,61	0,71	vérifié
	108--109	0,6	0,687	2,43	0,63	1,11	0,58	2,69	0,35	1,61	0,71	vérifié
	109--110	0,64	0,7086	2,51	0,66	1,13	0,59	2,83	0,36	1,66	0,74	vérifié
	110--111	0,5	0,6272	2,22	0,74	1,2	0,64	2,67	0,38	1,47	0,65	vérifié
	111--112	0,5	1,3507	2,69	0,49	1	0,49	2,68	0,4	1,78	0,79	vérifié
	112--113	0,43	1,246	2,48	0,53	1,03	0,52	2,55	0,42	1,64	0,73	vérifié
	113--114	0,5	1,3507	2,69	0,54	1,04	0,53	2,8	0,42	1,78	0,79	vérifié
114--115	0,5	1,3507	2,69	0,54	1,04	0,53	2,8	0,42	1,78	0,79	vérifié	
115--116	0,5	1,3507	2,69	0,54	1,04	0,53	2,8	0,42	1,78	0,79	vérifié	
116--117	0,5	1,3507	2,69	0,6	1,08	0,56	2,91	0,45	1,78	0,79	vérifié	
117--47	0,5	1,3507	2,69	0,6	1,08	0,56	2,91	0,45	1,78	0,79	vérifié	
DD--Basin	1,79	0,0633	2,02	0,35	0,9	0,4	1,81	0,08	1,33	0,59	vérifié	

Avec

- Cam : Côte de terrain naturel amont (m) ;
- Cav : Côte de terrain naturel aval (m) ;
- Cram. : Côte projet amont (m) du terrain ;
- Crav. : Côte projet aval (m) du terrain ;
- L : Longueur de conduite entre deux regards (m) ;
- I: Pente (m/m);
- Q_{plu}: Débit pluvial (l/s);
- Q_{usée} : Débit d'eau usée (l/s);
- Q_{tot}: Débit total = Q_{plu}+ Q_{usée} (m³/s) ;
- Q_{ps}: Débit à pleine section (m³/s) ;
- V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s) ;
- D_{cal}: Diamètre calculé (mm) ;
- D_{nor}: Diamètre normalisé (mm) ;
- R_q : Rapport des débits ;
- R_h : Rapport des hauteurs ;
- R_v : Rapport des vitesses ;
- H : Hauteur de remplissage (mm) ;
- V : Vitesse de l'écoulement (m/s) ;

La remarque la plus importante qu'on peut tirer après le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales c'est :

Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 200mm jusqu'à 1200mm

Ainsi, le débit à évacuer et la vitesse d'écoulement plus important, ce qui nous oblige à projeter des déversoirs d'orages by passe et des regards de chute.

V-4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable

Nous remarquerons sans doute que notre dimensionnement a pris en considération :

- La vitesse d'autocurage ;
- La distance entre la génératrice supérieure de la conduite et La côte de terrain naturel qui est supérieure à 1m.

Les éléments constitutifs du réseau d'égout

VI-1. Introduction

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout doivent assurer :

- *Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;
- *Le transport des eaux usées dans les conditions d'hygiène favorables ;

Ainsi les ouvrages peuvent être classés en :

- 1-Les ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau, du début de ce dernier jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- 2- Les ouvrages annexes qui permettent une bonne exploitation du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

VI-2. Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints.

VI-2-1. canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes, cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre ; ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre. [4]

VI-2-1-1. Type de canalisations

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination.

a. Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. [4]

b. Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m. [4]

c. Tuyaux en fibre ciment

Le terme pluraliste de « fibre ciment » tend à remplacer l'ancien terme « amiante ciment ». L'amiante ciment est un minéral d'origine métamorphique, la plus utilisée est un silicate de magnésie hydraté ; le ciment utilisé est un ciment portland. La norme prescrit ; outre l'essai à l'écrasement et l'essai d'étanchéité ; l'essai par pression hydraulique interne de 1 bar durant 30 minutes.

La longueur utile des tuyaux varie, selon le diamètre de 2m à 5m ; les tolérances s'étendent de (+5) mm à (-20) mm.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses.

Les diamètres varient de 60 à 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m ; les joints sont exclusivement du type préformé. .[8]

d. Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) nonplastifié

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics.

Découvert en 1835 par le physicien français Victor Regnault, le PVC est composé à 57% de chlore et à 43 % d'éthylène, hydrocarbure composé de carbone et d'hydrogène issu du pétrole. Le chlore est obtenu par électrolyse du sel (chlorure de sodium : Na Cl). Par suite de réactions entre le chlore et l'éthylène, on obtient le chlorure de vinyle monomère (CVM) qui, par polymérisation, donne le PVC. La polymérisation est la réaction chimique par laquelle les molécules s'additionnent les unes aux autres pour former une chaîne de grande longueur.

VI-2-1-2. Choix du type de canalisations

Dans la présente étude ; les conduites en béton de forme circulaire sont les plus adaptées vue leurs avantages :[4]

- Bonne étanchéité ;
- Pose et assemblage facile ;
- Bonne résistance mécanique ;
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.

Donc pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton de diamètres entre 600-1200mm et PVC de diamètres entre 200-400mm vu les avantages qu'elles présentent

Le PVC réunit un ensemble de propriétés exceptionnelles, parmi lesquelles on peut Distinguer : la solidité, la légèreté, l'anti-corrosion, la durabilité, l'inertie chimique, et Plus précisément :

a.Propriétés mécaniques et physiques

- Résistance à l'abrasion,
- Résistance aux charges extérieures,
- Résistance et réaction au feu,
- tenue à la pression,
- Étanchéité. .[1]

b.Propriétés chimiques

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques,
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté,
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés. .[1]

c.Qualités économiques

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans,
- Compétitivité : facilité de mise en oeuvre, simplicité d'entretien. .[1]

VI-3. Assemblage en PVC

VI-3-1. Assemblage par collage à froid

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

- dépoussiérer les parties à assembler à l'aide de papier de verre.
- vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout male et reporter sur celle-ci, à l'aide d'un crayon gras la longueur de l'emboîture.
- bien nettoyer les parties à assembler avec le décapant fourni par le fabricant.
- appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout male.
- emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracés) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion.
- ôter avec un chiffon propre l'adhésif superflu à l'extérieur du joint.
- reboucher les pots de colle et de décapant après chaque usage et vérifier qu'aucun pot n'a été oublié ou renversé dans le fond de la fouille (dans ce cas enlever la terre souillée). [10]

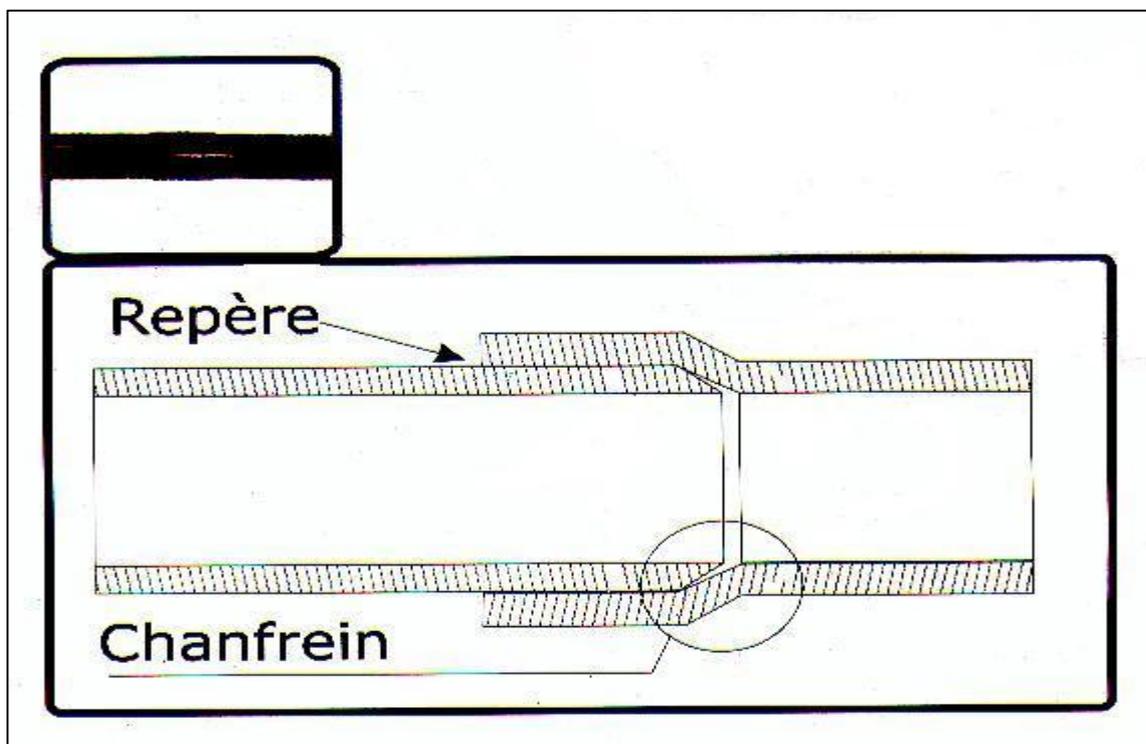


Figure (VI-1) : Assemblage par collage à froid. [10]

VI-3-2. Assemblage à joint

- nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement, se joint ainsi que le bout male à introduire.
- Introduire le joint dans son logement.
- Tracer un repère sur le bout male coupé d'équerre et chanfreiné.
- Lubrifier le bout male et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse).
- Introduire le bout male dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure.
- Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout male dans l'emboîture jusqu'au repère du bout male. [10]

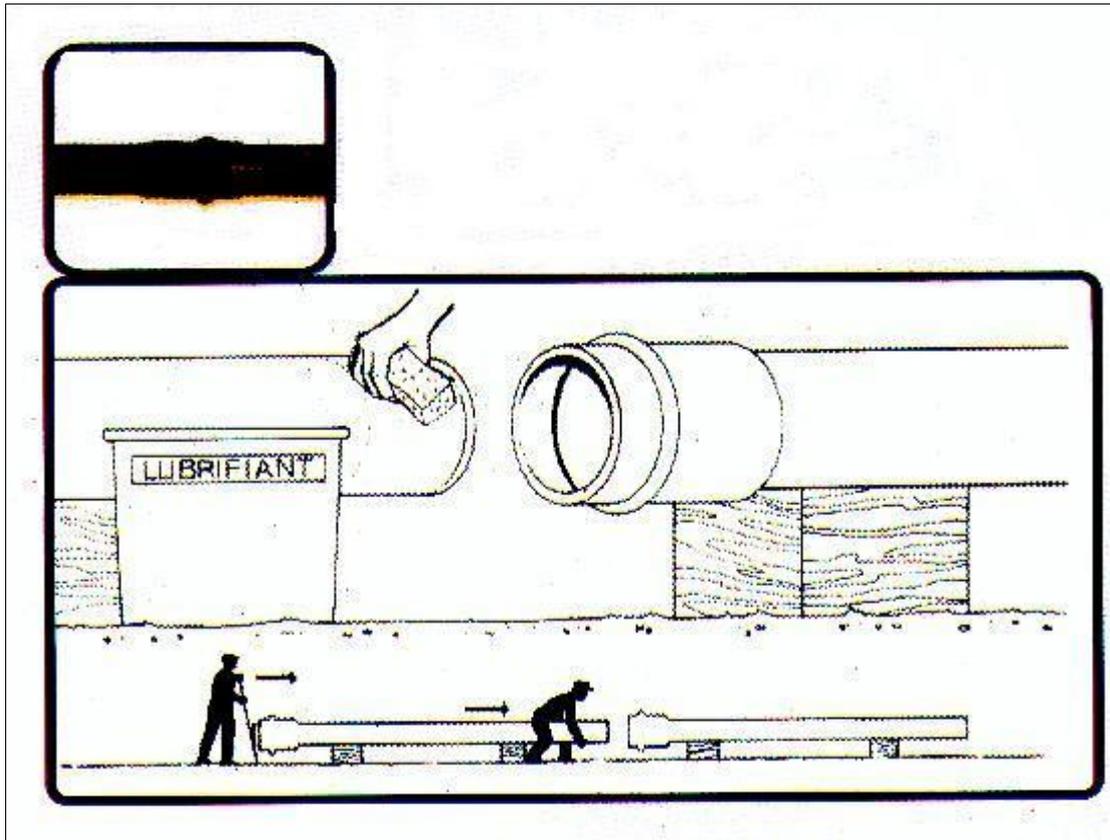


Figure (VI-2) : Assemblage à joint. [10]

VI-4. Les joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques

(Diamètre, épaisseur). [13]

Pour les tuyaux en béton armé, on a différents types de joints à utiliser :

1- Joint type Rocla

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres (figure VI-3.1). [13]

2- Joint à Collet

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols, à pente faible (figure VI-3). [13]

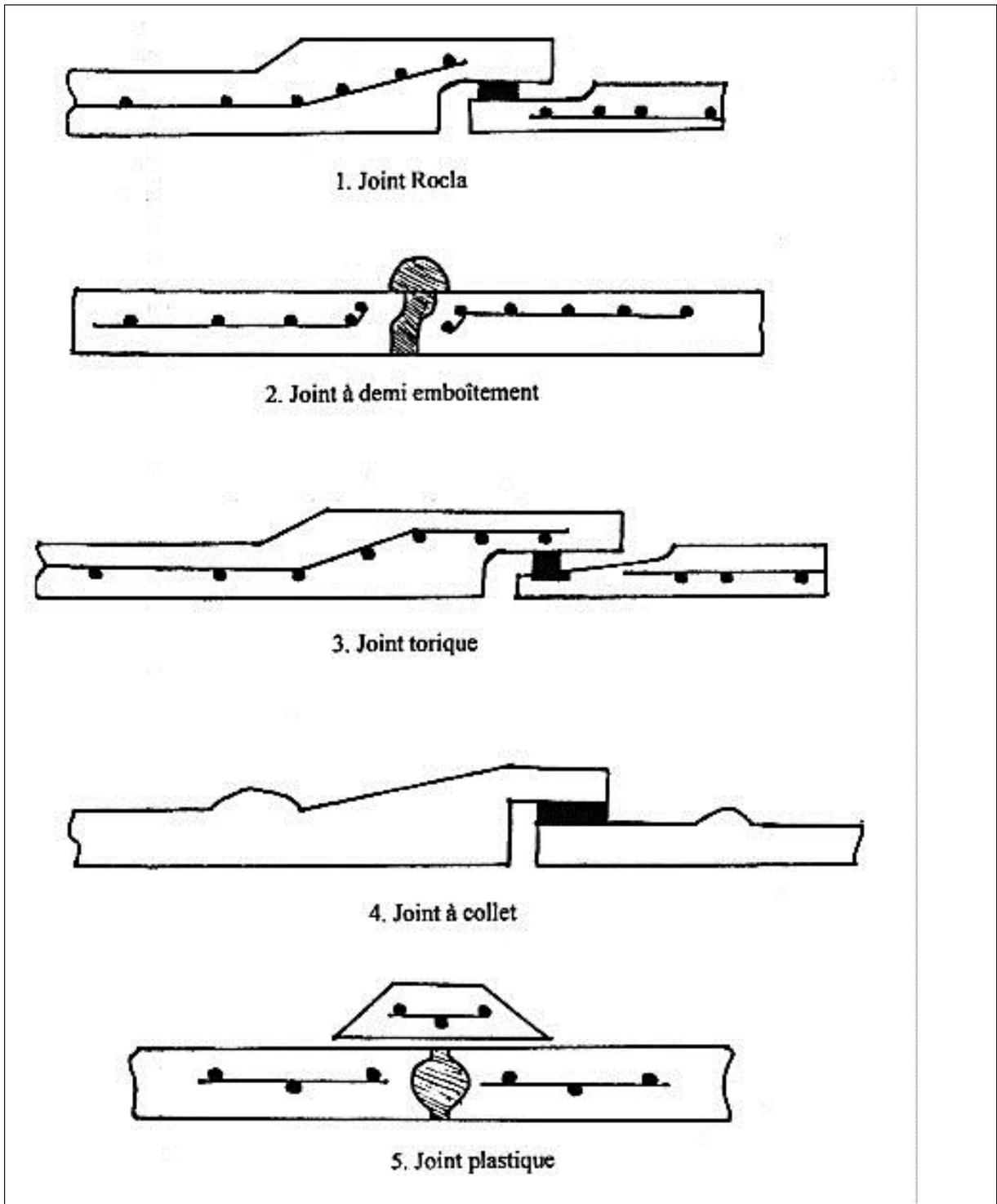


Figure (VI-3): Divers joints sur tuyau en béton.

3- Joint mécanique

Le joint mécanique est destiné à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression (figure VI-4). [13]

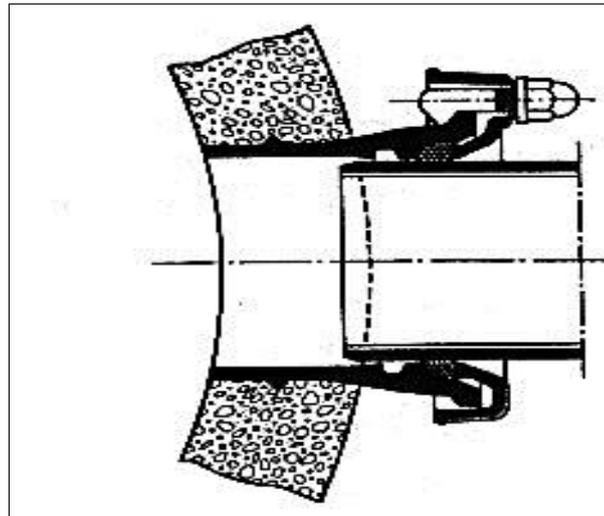


Figure (VI-4) : Joint mécanique.

VI-5. Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures ; pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

VI-5-1. Les actions mécaniques

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à des grandes vitesses imposées généralement par le relief. [13]

VI-5-2. Les actions chimiques

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites.

Le gainage interne des conduites par une gaine à base de résines époxydes représente le meilleur moyen de lutte contre ces attaques, mais c'est une technique qui reste de même assez coûteuse. [13]

VI-6. Essais des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose de canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments Par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité. [13]

VI-6-1. Essai à l'écrasement

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous obligeons de faire l'essai à l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice de tuyau. La mise en marche est

effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. A une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture. [13]

VI-6-2. Essai à l'étanchéité

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.

- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 minutes.

Par une presse hydraulique, la pression d'essai est de 0.5 bar pour les ovoïdes, et de 1 bar pour les autres tuyaux.

- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300mm, et 8mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint. [13]

VI.6-3. Essai de corrosion

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'Hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après, on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées. [13]

VI.7. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

VI-7-1. Les branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles .

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société EVERITUBE)

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. [13]

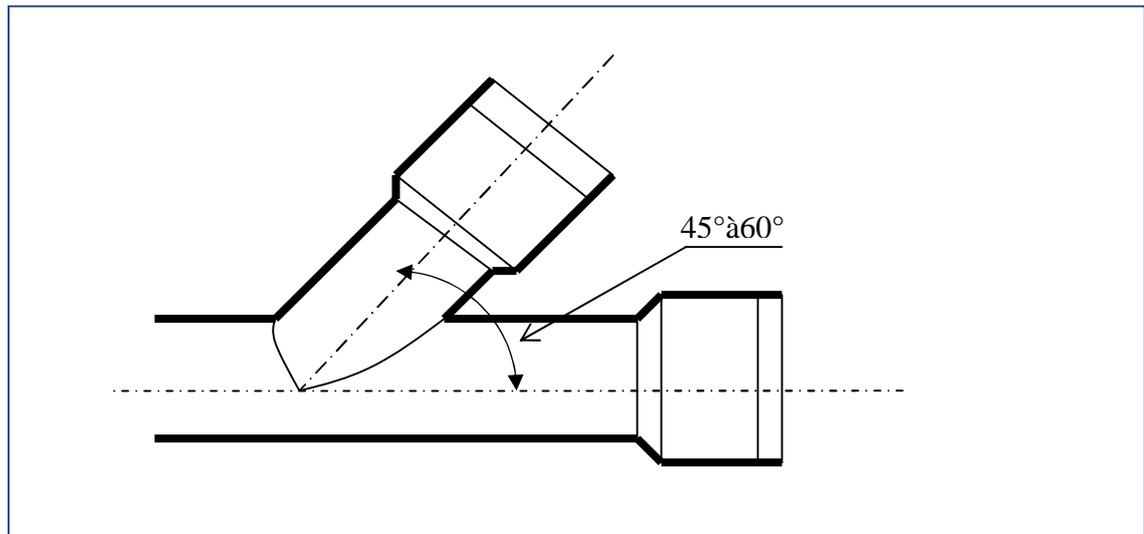


Figure (VI-5) : Exemple d'un branchement simple. [13]

VI-7-2. Les caniveaux

Les caniveaux sont destinés à la recueille des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout. [13]

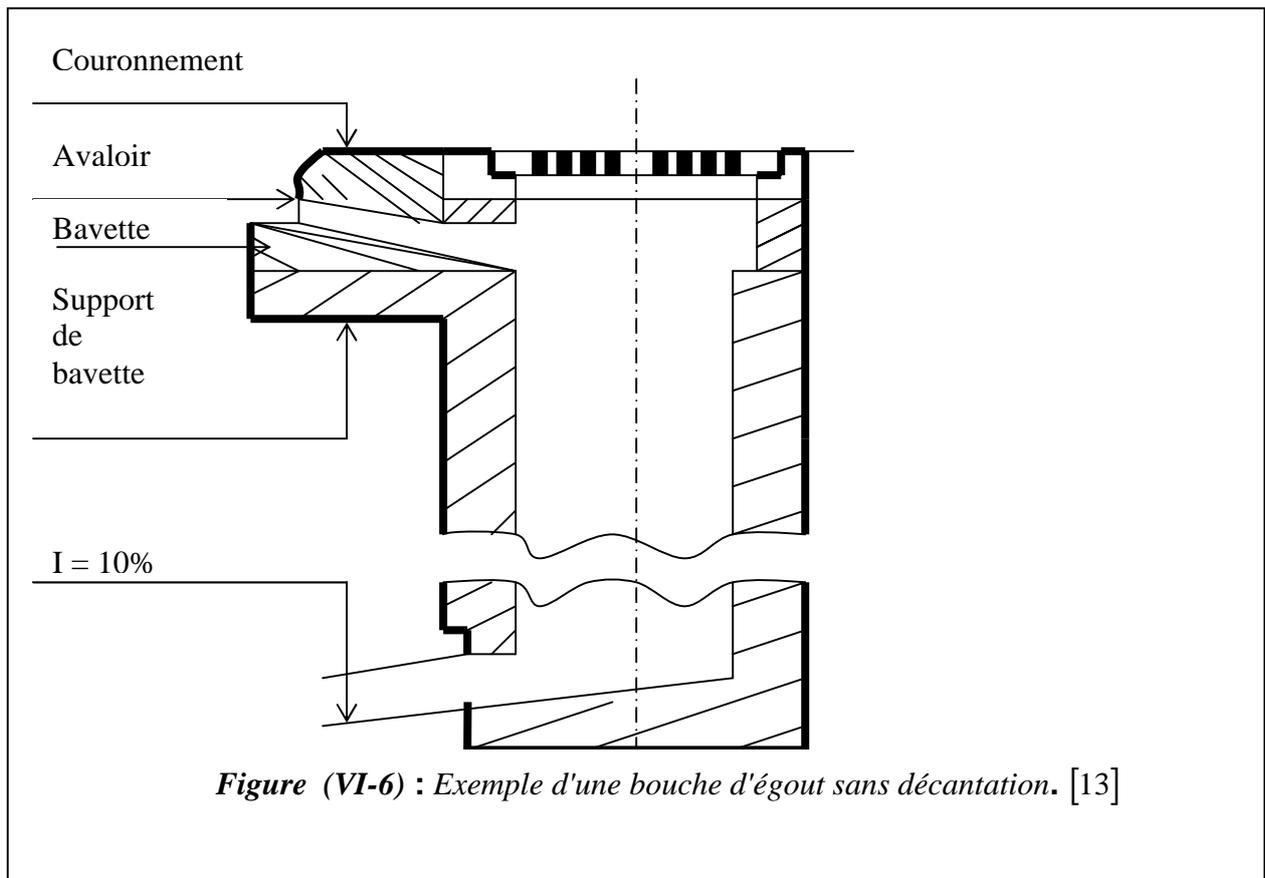
VI-7-3. Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir.

- La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m.
- La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéral et bouches à accès sur le dessus;
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation. [13]



➤ Pour notre agglomération on utilisera des bouches d'égout tous les 50m.

VI-7-4. Les regards

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. [13]

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Regard double : pour un système séparatif;
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous;
- Regard de chute : à forte pente;

La distance entre deux regards est variable :

- A) 35 à 50 m en terrain accidenté.
- B) 50 à 80 m en terrain plat.

Emplacement des regards

Les regards doivent être installés Sur les canalisations [13] :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement pente ;
- A chaque changement diamètre ;

Remarque:

Pour notre agglomération on utilisera des regards de visite simples avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages comme nous montre la figure (VI-7).

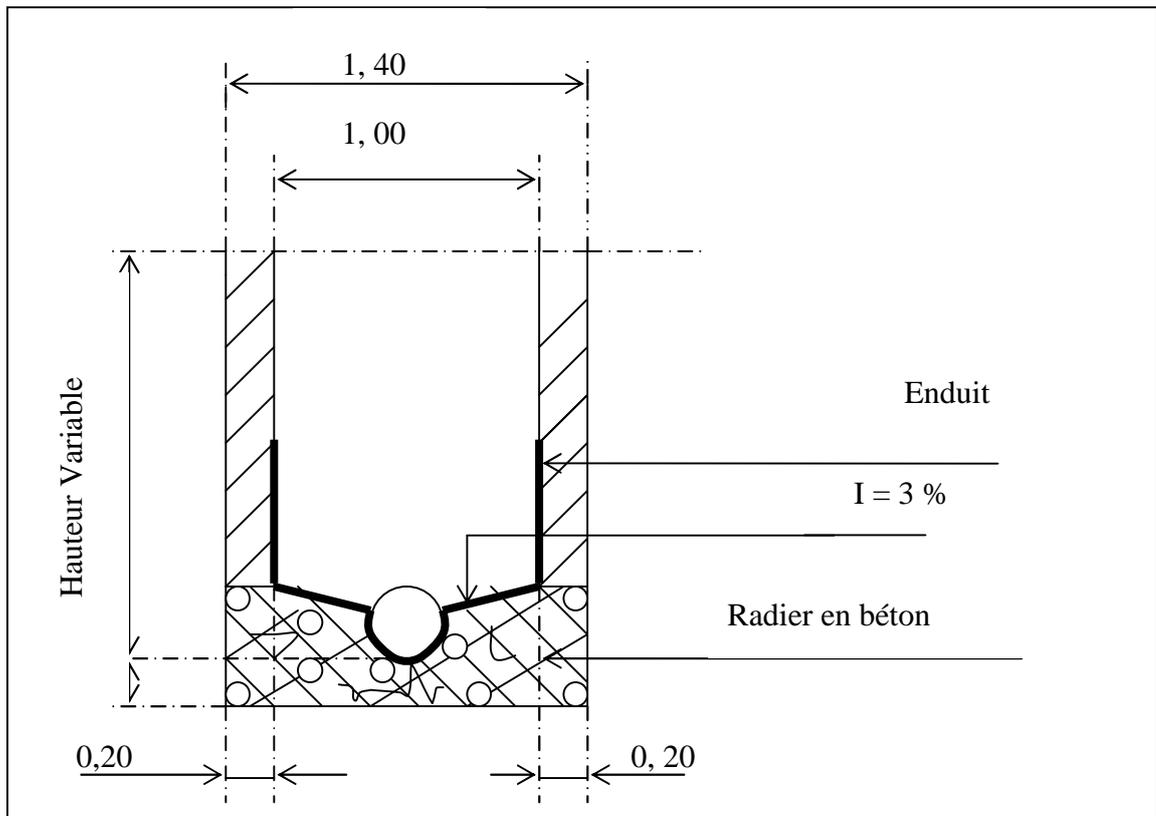


Figure (VI-7) : exemple d'un regard simple. [13]

VI-7-5. Déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un véritable "**fusible hydraulique**" ou une "**soupape de sécurité**". Cet ouvrage est donc présent dans tous les réseaux unitaires. Le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects, comme par exemple:

- Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.
- Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.
- Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.
- Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

Les déversoirs d'orage sont souvent construits sur des systèmes unitaires, à proximité d'un milieu récepteur. Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes: [1]

a. Physiques (géométrie et hydraulique)

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc;
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc;
- Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...). [1]

b. Environnementales

- Protection du milieu naturel contre les pollutions;
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...);

Variations du niveau d'eau du milieu naturel;

- Variations du niveau d'eau du milieu naturel. [1]

c. Economiques

Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes. [1]

d. Gestion

Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles).Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien... [1]

VI-7-5-1. Détermination selon le nombre de seuils

• **Type des déversoirs :**

On distingue plusieurs types de déversoirs

a. Déversoirs à seuil simple

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage. Ce type de Déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil. [1]

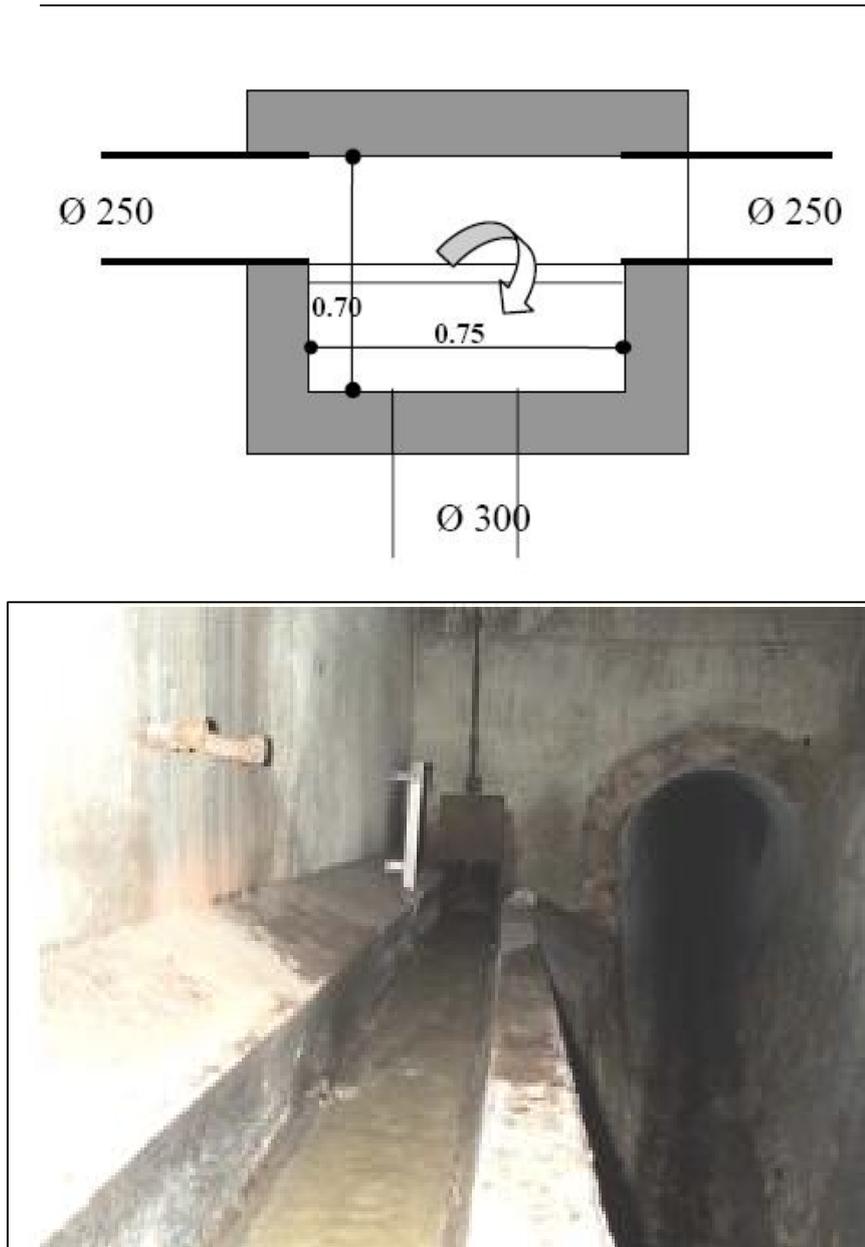


Figure (VI-8) : Exemple de déversoir latéral à seuil simple. [1]

b. Déversoirs à seuil double

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus. [1]

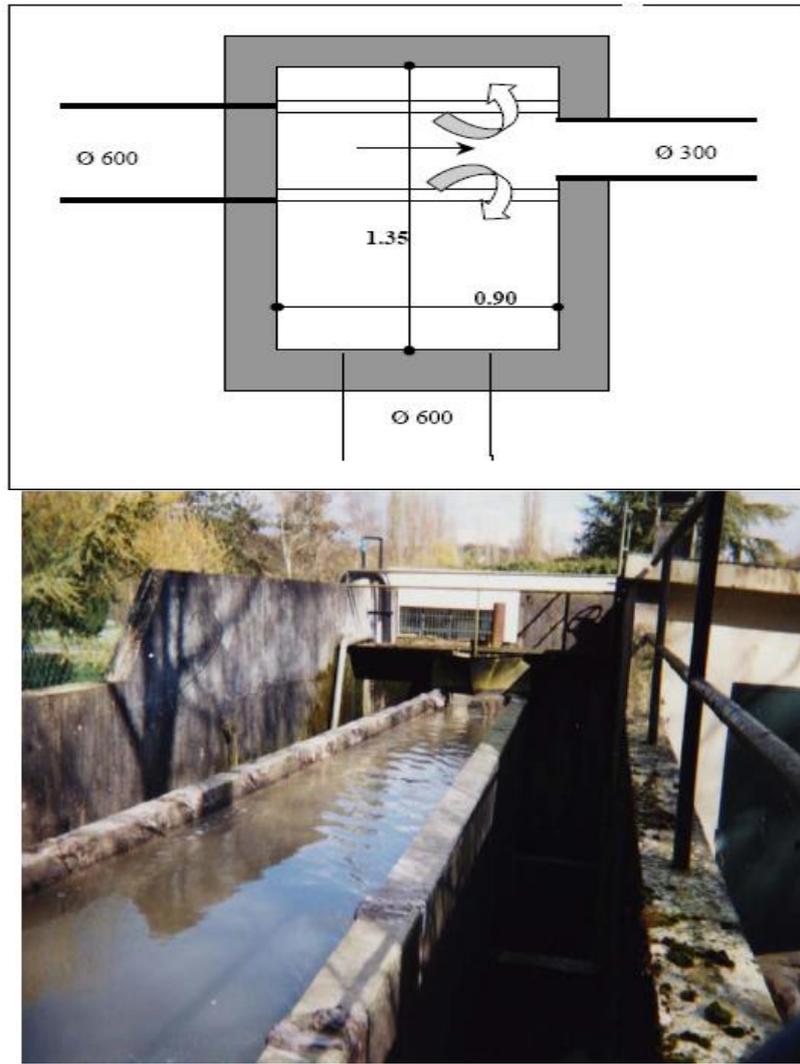


Figure (VI-9) : Exemple de déversoir à seuil double. [1]

VI-7-5-2. Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont :

a. Déversoirs à seuil latéral

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement. [1]

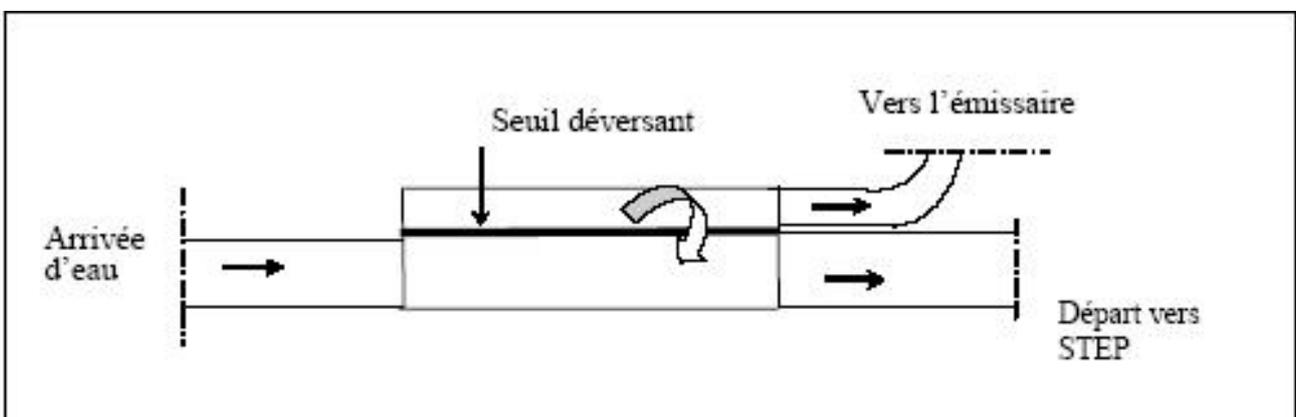


Figure (VI-9) : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus. [1]

b. Déversoirs à seuil frontal

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête. [1]

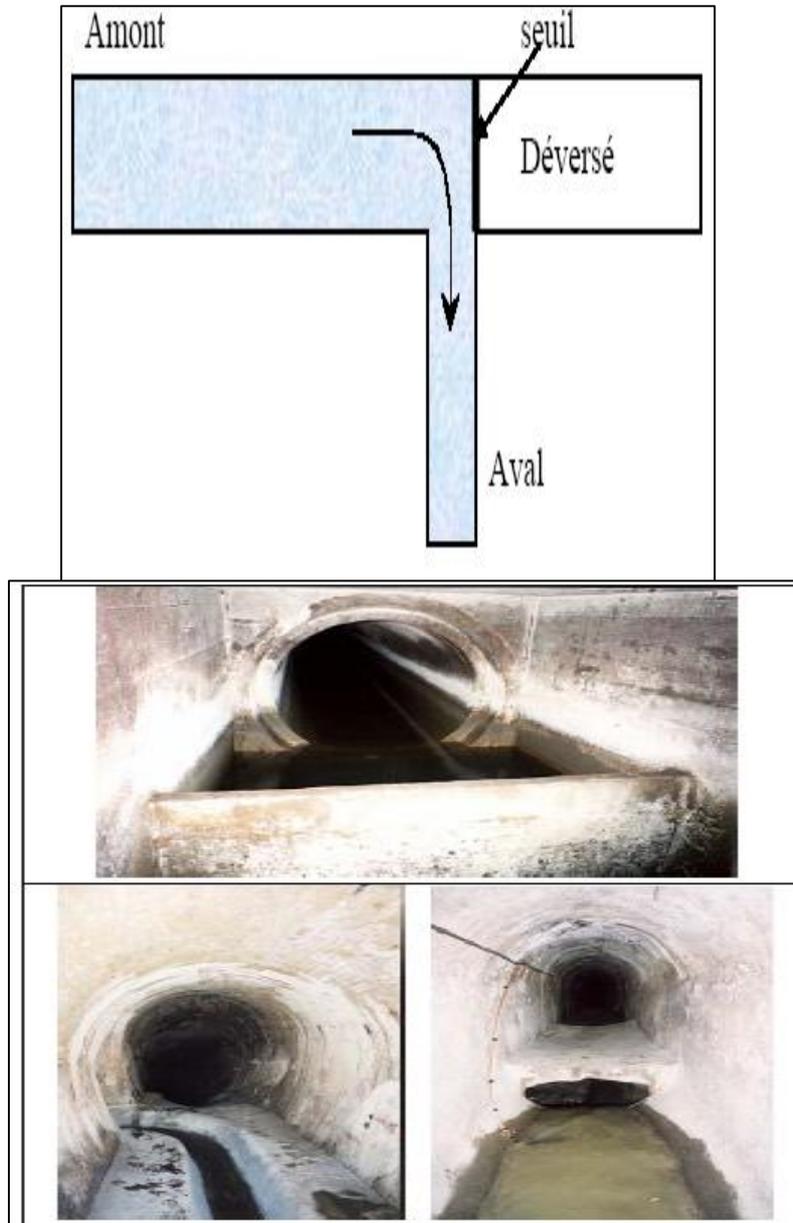


Figure (VI-10): Exemples de déversoir frontal. [1]

c. Déversoirs à seuil dit "intermédiaire"

Ce sont les déversoirs qui ont des seuils qui ne sont pas purement rectilignes : seuil rectiligne avec angle intermédiaire (41%), seuil brisé (4%) ou seuil curviligne (18%). [1]

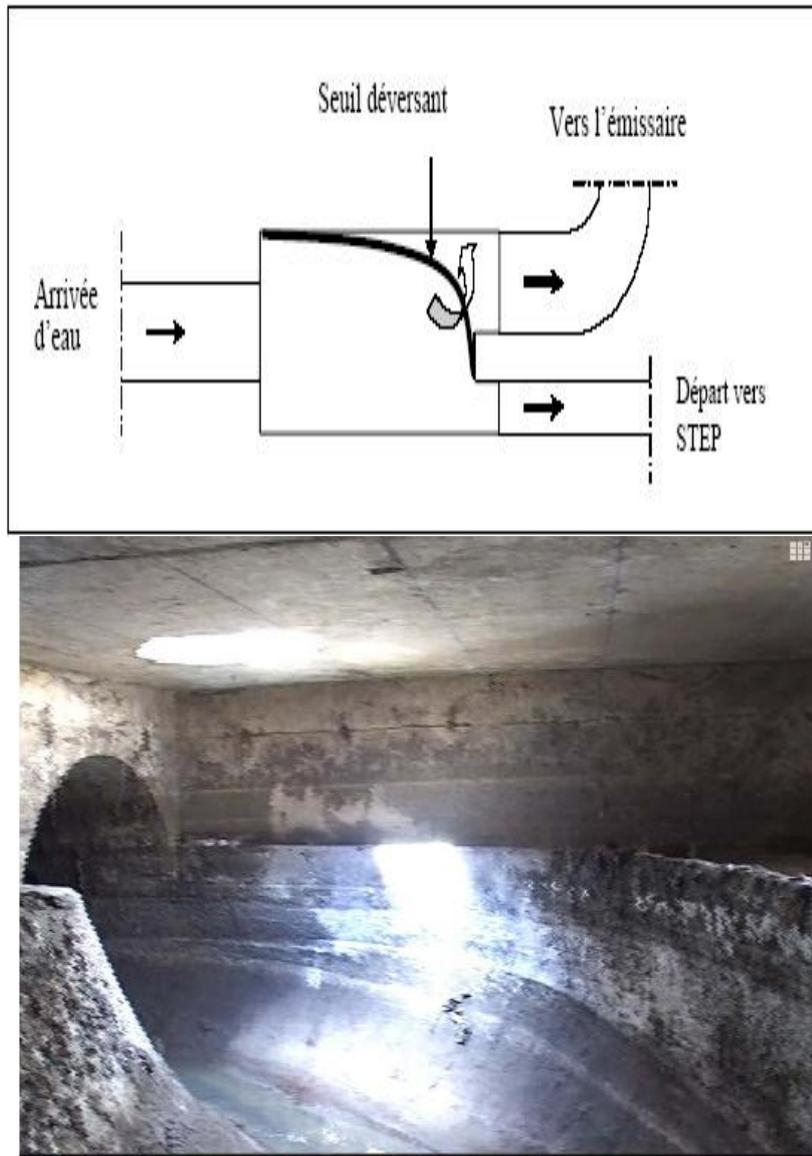


Figure (VI-11) : Exemple de déversoir à seuil curviligne. [1]

VI-7-5-3 Déversoir by passe :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transports ; prélever les eaux de temps sec pour les envoies vers un égout des eaux, transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage. [3]

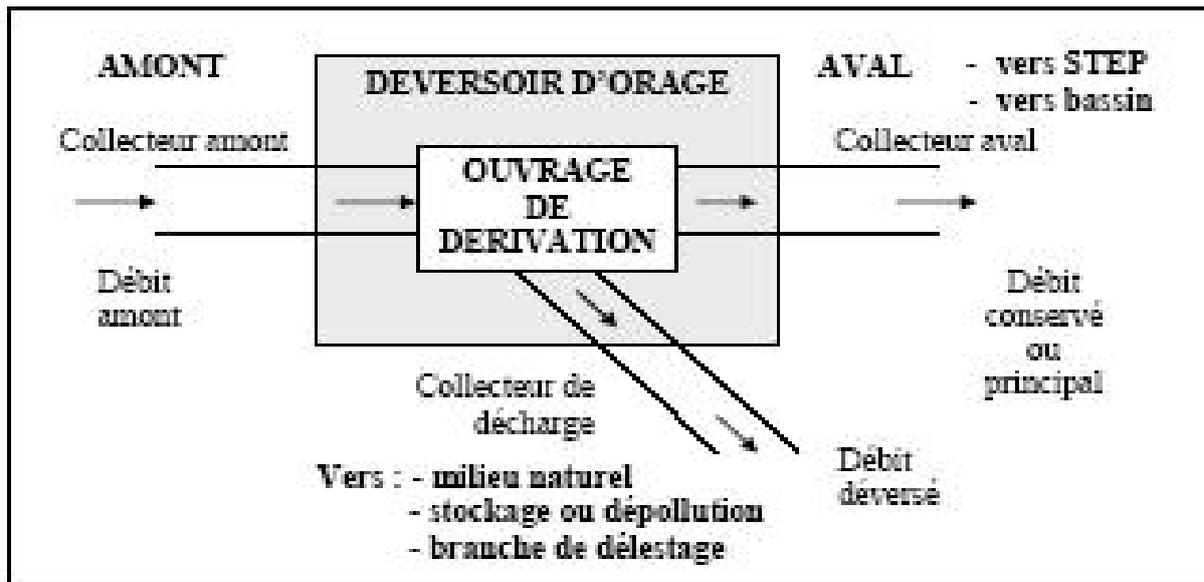


Figure (VI-12) : schéma de principe du déversoir d'orage. [1]

VI-7-5-4. Dimensionnement des déversoirs d'orage

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers le bassin de décantation par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite.

a. Mode de calcul

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre.

On doit adopter : [4]

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{TS}) et du débit pluvial (Q_P)

$$Q_T = Q_P + Q_{TS} \dots \dots \dots (VI-1)$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers le bassin de décantation :

$$Q_{ST} = 3 \cdot Q_{TS} \dots \dots \dots (VI-2)$$

- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \dots \dots \dots (VI-3)$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (Hr)
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

• Dimensionnement du DO1:

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1400$ mm;
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 2.317$ m³/s;
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4.5$ m³/s;
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,007$ m³/s;
- Débit de pointe allant vers le bassin de décantation : $Q_{st} = 0.022$ m³/s;
- Débit rejeté vers l'oued: $Q_R = 2.30$ m³/s;

-La pente égale à 0.3%.

-Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 710 \text{ mm}$.

Le débit total : $Q_t = Q_{ts} + Q_{pl} = 2.317 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Hauteur d'eau allant vers le bassin de décantation**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers le bassin de décantation on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_t} \text{ et } R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0.01$$

$$R_h = 0.06$$

$$H_{st} = D_e \cdot R_h = 1400 \cdot 0,06 = 84 \text{ mm}$$

$$H_{ST} = 84 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à $1,2H_{st}$ ($H_s = H_{ST} + 20\% H_{ST}$)

Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à 101 mm.

- **Hauteur de la lame déversant**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversante par la formule suivante :

$$H_d = \frac{H_e + H_{st}}{2} = 405.5 \text{ mm.}$$

$$H_d = 405.5 \text{ mm;}$$

H_e : Hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm) ;

H_{st} : Hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).

- **La longueur du seuil déversant**

On applique la formule de BAZIN

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} (H_d)^{(3/2)} \dots\dots\dots (VI-5)$$

Avec :

μ : Coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{3}{2} * \frac{Q_d}{0,60 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \dots\dots\dots (VI-6)$$

$$\text{On prend : } L = 5 \text{ m}$$

VI-8. Conclusion

Dans ce chapitre on a cité beaucoup des éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations circulaires en béton armé et en PVC pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

De l'autre pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts ç savoir :

- Déversoirs d'orages de type latéral.

Conclusion général

Conclusion générale :

L'assainissement dans le milieu rural est devenu parmi les activités municipales prioritaires, vu le développement de ces dernières années de l'alimentation des zones rurales en eau potable et qu'un tel équipement entraîne en complément la généralisation de l'Assainissement.

Bien entendu, les communes rurales sont très dispersées et présentent une grande hétérogénéité (suivant les régions) qui conduit à constater que l'aboutissement à ces objectifs constitue un problème préoccupant à l'échelle nationale. L'agglomération d'El Dbil est parmi les zones rurales qui se situent dans la commune de Hammam Dalaa (Wilaya de M'Sila).

Dans notre étude ; on a projeté un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales. Notre choix s'est penché sur un système unitaire et un schéma transversal.

La topographie constitue une contrainte très importante, d'où l'étude a permis de dégager le tracé d'une seule variante. Cette dernière comporte trois collecteurs principaux et 8 collecteurs secondaires.

Pour les éléments du réseau d'égout ; les conduites utilisées sont des conduites en PVC et en béton armé qui ont une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique on a projeté des regards de visite, mais les regards de chute ne sont pas utilisés car la pente n'est pas trop importante. L'emplacement des bouches d'égout (à section rectangulaire) se fait au niveau des caniveaux le long de la voirie qui porte le collecteur principal avec un espacement de 50m.

Dans cette étude nous avons utilisé un déversoir d'orage à seuil latéral et à conduite aval libre qui permet de séparer le débit de rejet de notre agglomération en deux :

1. Un débit de pointe ($Q_{st}=3 Q_{ts}$) transité vers un bassin de décantation compte de son expulsion du village avec une distance de pas moins de 1000m afin d'assurer la non-arrivée des odeurs et des insectes nuisibles .
2. Un débit d'eaux pluviales transité vers le plus proche oued.

Créer un réseau d'assainissement est une dépense d'investissement importante ce qui nécessite l'entretien, l'exploitation et la gestion qui restent les nécessités fondamentales pour qu'il soit fonctionnel et durable, reste à nettoyer le bassin chaque mois.

Bibliographie

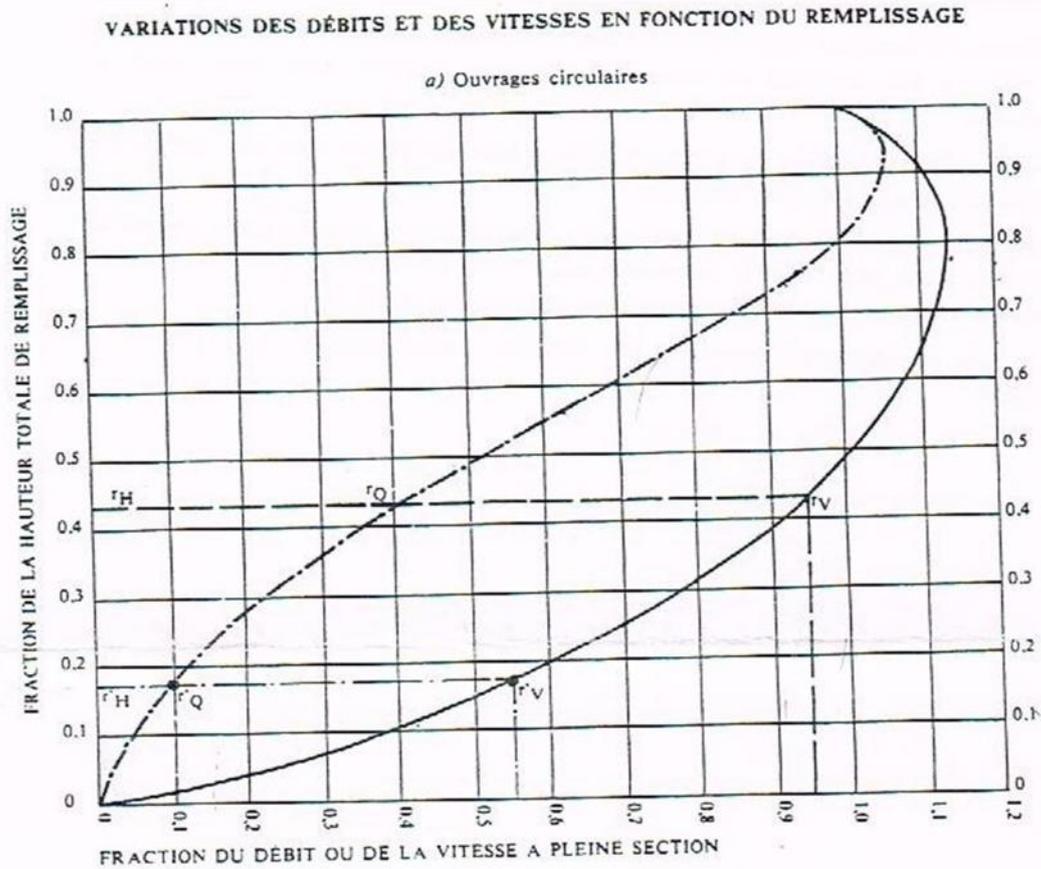
- [1] : Azzaz Rahmani,F. Conception et gestion des réseaux d'assainissement de la ville de THENEIT EL HAD (W. TISSEMSILT), Mémoire de fin étude d'assainissement, Mémoire de fin étude d'assainissement, E.N.S.H, 2007, Blida
- [2] : Dr Bénina Toua bia - Mars 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ».
- [3] : Dr Salah Boualem -« Cours d'Assainissement 5^{ème} », E.N.S.H, 2007, Blida.
- [4] : C. Gomella et H. Guerrée, 1986. «Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales» ; 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris.
- [5] : M. Dernouni.F. « Cours d'assainissement, 4^{ème} »E.N.S.H, 2005, Blida.
- [6] : Cours d'assainissement urbain 1980, « initiation à la technique du traitement des eaux usées et des déchets solides », l'université des sciences et des techniques d'Alger.
- [7] : Sani.M, mémoire de fin étude d'assainissement, « fonctionnement et dimensionnement d'un système d'évacuation muni de bassins pièges », E.N.S.H, 2006, Blida.
- [8] : Zoubiri. F, mémoire de fine étude d'assainissement, « étude d'assainissement du centre rural de Bouyeghsene commune de Hadjout w. de Tipaza ». E.N.S.H, 2005, Blida.
- [9] : Guide de pose des tubes et raccords en PVC, « société de transformation des plastiques et métaux » ; Chiali.
- [10] : Catalogue technique « tubes PVC et accessoires », Chiali.
- [11] : Dr. BENLAOUKLI, -« Cours O.D.C 5^{ème} », E.N.S.H, 2007, Blida.
- [12] : Ghouissem.T, mémoire de fin étude d'assainissement «étude des stations de relevage des eaux usées de la ville de Laghouat », E.N.S.H, 2006, Blida.
- [13] : Dr Salah Boualem polycope d'assainissement, E.N.S.H. Blida, 2007.

Annexes

Annexe 3: Plan de decoupage des sous bassin

Annexe 2 : Les profils en long

Annexe 1 : Nomogramme d'évaluation des caractéristiques hydrauliques en fonction du remplissage des ouvrages circulaire



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r_V = 0.55$ et $r_H = 0.17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1.00$ est obtenue avec $r_H = 0.80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1.07$) est obtenu avec $r_H = 0.95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1.14$) est obtenue avec $r_H = 0.80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Annexe 2 : Les profils en long

Annexe 3 : Plan de decoupage des sous bassin

_____:

لاحظنا في المدة الأخيرة ظهور عدة أمراض نتيجة مشاكل التلوث التي مست محيطنا و التي كثيرا ما تتكرر منها تلك الناتجة عن سوء سير شبكات تصريف المياه القذرة. يعد دوار الدبيل منطقة ريفية ذات سكنات متشتتة و غير مهياة بأية شبكة لتصريف المياه القذرة
الهدف من عملنا هذا هو إنشاء شبكة لتصريف المياه القذرة تمكن من جمع كل المياه بمختلف أنواعها والتي تتلاءم مع احتياجات التطهير لهذه المنطقة.

كلمات المفاتيح: التطهير, شبكة, تصريف, جمع.

Résumé :

Dans les derniers temps ; on a remarqué l'apparition de plusieurs maladies suite aux problèmes de pollution qui ont touché notre environnement dont les plus fréquents sont ceux causés par le mauvais fonctionnement des réseaux d'Assainissement.

L'agglomération d'EL Dbil est une région rurale à habitats dispersés qui ne dispose d'aucun réseau d'Assainissement ; de même l'accroissement de la population favorise l'ampleur des problèmes suscités.

Le but de notre travail est de projeter un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales permettant de collecter toutes les eaux des différentes natures et qui répond aux besoins d'assainissement de la dite agglomération.

Mots clés : Assainissement, réseau, évacuation, collecte.

Abstract :

In last times; one noticed the appearance of several diseases following the problems of pollution which touched our environment of which most frequent are those caused by the faulty operation of the networks of cleansing.

The agglomeration of EL Dbil is a rural area with dispersed habitats which does not have any network of drainage work; in the same way the increase in population supports the extent of the caused problems.

The goal of our work is to project a drainage system of worn and rain water making it possible to collect all water of various natures and which meets the needs for cleansing of the known as agglomeration.

Key words: Cleansing, network, drainage, collect.