

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Systèmes d'assainissement

THEME DU PROJET :

**Dimensionnement du réseau d'assainissement de la partie
amont de la zone de Hamla (ville de Batna w.Batna)**

PRESENTE PAR :

BENACHOUR MOHAMED MANSOUR

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} .H.MEDDI	M.C.B	Présidente
M ^{me} .N.HADJ SADOK	M.A.A	Membre
M ^{me} .S.HOULI	M.A.A	Membre
M ^r .DJ.KAHLERRAS	M.C.B	Membre
M ^r .A.MERABTI	Assistant	Encadreur

Session - 2015

Dédicace



A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pause pour regarder en arrière et se rappeler toutes Les personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- *A mes chers parents : Abdelhafid et Hassina*
- *A mon frère et ma sœur : Abdelhadi et Ouissal*
- *A mes grandmères : Traki et Houria*
- *A toute ma famille sans exception*
- *A mes amis : Sami, Yasser, Khalil, Mohamed, Oussama, Abdelhaq, Billel, Younes, Ibrahim, Yahia, Chama, Didine , Khouloud.....*
- *A tous mes enseignant et toute la famille de ENSH.*

BENACHOUR MOHAMED MANSOUR



Remerciement



Je remercie mon Dieu qui m'a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.



J'adresse tous mes respects et mes remerciements à ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de cette étude et particulièrement à

- *Mon promoteur M^{onsieur} MERABTI.A pour ses orientations et son soutien.*
- *A tous les enseignants de l'E N S H qui ont contribué à ma formation.*
- *Aux membres de jury qui ont bien voulu examiner mon travail et de l'apprécier à sa juste valeur.*

Merci à tous



BENACHOUR MOHAMED MANSOUR

تسليط الضوء على مشكلة الصرف الصحي وما يترتب عنها من
كوارث طبيعية كالفيضانات وصحية كالأضرار الأوبئة يحتم علينا أهمية
هذا القطاع والتدقيق الدراسات الهندسية و التطبيقية و العمل بالمعايير العالمية المعمول بها.

فمشروعنا يهدف أساسا لإنشاء
المياه بمختلف أنواعها و
حي بمنطقة حملة بلدية باتنة ولاية
وإمكانيات التطهير .

Résumé

Nous souhaitons à travers ce travail de bien signaler le problème du fonctionnement des réseaux d'assainissement qui souffrent du manque d'entretien et d'une certaine négligence malgré les catastrophes naturelles et humains qui en résulte, ce qui nous oblige à tenir compte de tout les facteurs qui peuvent perturber le bon fonctionnement des réseaux d'assainissement tout en respectant les normes internationales au niveau de nos études ainsi que sur terrain.

L'objectif attendu de ce projet est de dimensionner le réseau d'assainissement de la partie amont Hamla commune de Batna wilaya de Batna, qui permet de collecter toutes les eaux (pluviales, usées) vis-à-vis les capacités épuratoires de la zone en question.

Abstract

Throughout this work, we want to report the problem of sewerage systems which suffer from lack of maintenance and certain negligence, despite the natural and human disasters resulting, so we are obliged to consider all factors that can disturb the functioning of sewerage, while respecting the international norms in our studies as well as on ground. The main goal of this project is to design the sewerage system of the city of Hamla, wilaya of Batna which allows us to collect all kinds of water both (used and rain water) by considering the purification capacity of the area in question.

Sommaire

Introduction générale	Page
-----------------------	------

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :.....	01
I.1 Situation géographique :.....	02
I.2 Situation administrative :.....	03
I.2 Données naturelles du site.....	04
Topographique:.....	04
I.3.2 Géologie :.....	04
I.3.3 Hydrogéologie :	05
I.3.4 Sismicité :	05
I.4 Situation climatique :.....	05
I.4.1 climat	05
I.4.2 Température	06
I.4.3 Humidité	06
I.4.4 Les vents :.....	06
I.4.5 Pluviométrie	06
I.5 les données relatives a la situation actuelle des agglomérations existantes.....	07
I.5.1 population :.....	07
Conclusion :.....	07

Chapitre II : Calcul de base

Introduction :.....	08
II.1 Situation démographique	08
II.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	09
II.3 Système d'évacuation:	09
II.3.1 Système fondamentaux.....	10
II.3.2 Système pseudo séparatif :.....	10
II.3.3 Système composite :.....	10
II.3.4 Système spéciaux :.....	10
II.4 Choix du système d'évacuation :.....	11
II.5 Schémas d'évacuation :.....	14
II.5.1 Schéma perpendiculaire :.....	14

II.5.2 Schéma par déplacement latéral :	14
II.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :	15
II.5.4 Schéma à collecteur étagé :	15
II.5.5 Schéma type radial :	15
II.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :	16
II.7 Choix du coefficient de ruissellement :	16
II.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :	17
II.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	17
II.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	18
II.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :	18
II.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	19
II.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	20
II.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:	20
II.8.2 Calcul de la densité partielle :	20
Conclusion :	21

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction	22
III.1 Notion d'averse :	22
III.2 Choix de la période de retour :	22
III.3 L'intensité moyenne de précipitation :	22
III.4 Etude des précipitations maximales journalières :	23
III.5 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique :	24
III.5.1 Les caractéristiques empiriques :	24
III.5.2 Choix de la loi d'ajustement :	25
III.6 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :	25
III.6.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :	25
III.6.1.1 Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :	27
III.6.1.2 Détermination des paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel graphiquement:	27
III.6.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :	29
III.6.2.1 Procédé d'ajustement :	29
III.6.2.2 Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :	29
III.6.2.3 Détermination des paramètres d'ajustement de la loi de Galton graphiquement:	30
III.7 Choix de la loi la plus adéquate :	32
III.7.1 Application du test khi-deux χ^2 :	32

III.7.2 Comparaison graphique entre les deux ajustements :.....	32
III.8 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes	33
III.9 Les graphiques d'ajustements :.....	34
III.9.1 Le graphique d'ajustement à la loi de Gumbel :.....	34
III.9.2 Le graphique d'ajustement à la loi log normal (Galton) :.....	34
Conclusion :.....	35

Chapitre IV : Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Introduction :.....	36
IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées.....	36
IV.1.1 Généralités.....	36
IV.1.2 Origine des eaux usées :.....	36
IV.2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :.....	37
IV.2.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :.....	38
IV.2.2 Détermination des débits de pointe d'eaux usées :.....	39
IV.3 Evaluation des débits des eaux pluviales :	39
IV.3.1 Méthode rationnelle :.....	39
IV.3.1.1 Hypothèses De La Méthode Rationnelle :.....	40
IV.3.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle :	40
IV.3.1.3 Temps de concentration :	40
IV.3.2 Méthode superficielle :.....	41
IV.3.2.1 Evaluation de la pente :.....	42
IV.3.2.2 Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur.....	43
IV.3.2.3 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	43
IV.3.2.4 Validité des formules :	44
IV.3.3 Choix de la méthode :.....	45
IV.4 Application de la méthode rationnelle pour notre agglomération:.....	45
IV.4.1 Temps de concentration :.....	45
IV.4.2 coefficient de correction (minorateur) :.....	46
IV.5 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.....	46
IV.6 Débits totaux d'eaux usées et pluviales des sous bassins :.....	47
Conclusion :.....	47

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :	48
V.1 Conditions d'implantation des réseaux :	48
V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	48
V.3 Mode de calcul	49
V.4 Les étapes du dimensionnement du réseau :	50
V.5 Principe du tracé des collecteurs :	53
V.6 Présentation de la variante à étudier.....	53
V.7 Tableaux du dimensionnement du réseau d'assainissement :	54
V.8 Dimensionnement des intercepteurs (A, B, C, D, E) :	61
Conclusion.....	64

Chapitre VI : Eléments du réseau et ouvrages annexes

Introduction	65
VI.1 Eléments constitutif du réseau d'égout	65
VI.1.1 Canalisations.....	65
VI.1.1.1 Conduites circulaires	65
VI.1.1.2 les conduites Ovoïdes	67
VI.1.1.3 Choix du type de matériaux à utiliser	68
VI.1.2 joints des conduites.....	68
VI.1.3 Les différentes actions supportées par la conduite	70
VI.1.4 Protection des conduites	70
VI.1.5 Essais des tuyaux préfabriqués	71
VI.1.6 Les branchements	72
VI.1.7 Ouvrages des surfaces	73
VI.1.8 les regards.....	74
VI.2 Les ouvrages annexes	76
VI.2.1 Les déversoirs d'orage	76
VI.2.2 Emplacement des déversoirs d'orage	79
VI.2.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage	79
VI.2.4 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage	81
VI.2.4.1 La grille	81
VI.2.4.2 Bassins de dessablement	82
VI.2.4.2.1 Dimensionnement d'un bassin de dessablement.....	84
Conclusion.....	86

Chapitre VII: Pose de canalisation

Introduction :	87
VII.1 Emplacement des canalisations.....	87
VII.2 Exécution des travaux	87
VII.3 Décapage de la couche de terre végétale.....	87
VII.4 Emplacement des jalons des piquets (piquetage)	88
VII.5 Exécution des tranchées et les regards.....	88
VII.6 Aménagement du lit de sable.....	89
VII.7 Pose des canalisations en tranchées	89
VII.7.1 Mise en place des conduites.....	90
VII.7.2 Assemblage des conduites.....	90
VII.7.3 Essais sur les joints et les canalisations	90
VII.7.4 Essais des tuyaux préfabriqués.....	91
VII.7.4.1 Essais d'étanchéité.....	91
VII.8 Confection des joints	91
VII.9.1 Réalisation des regards	91
VII.9.2 Exécution des déversoirs d'orage	92
VII.10 Remblaiement et compactage des tranchées.....	92
VII.11 Choix des engins	92
VII.12 Devis quantitatif et estimatif	96
VII.12.1 Détermination des différents volumes	96
VII.13. Planifications des travaux.....	99
Conclusion :	100

Chapitre VIII : Gestion et entretien d'un réseau d'évacuation

Introduction.....	101
VIII.1 La connaissance du réseau	101
VIII.2 Surveillance du réseau d'assainissement	101
VIII.3 Organisation de l'entretien du réseau	102
VIII.3.1 Enlèvement des dépôts	102
VIII.3.2 Détection des fuites	102
VIII.3.3 Détection des eaux parasites	102
VIII.3.4 Entretien des joints.....	102
VIII.3.5 Entretien du réseau non visitables	103
VIII.3.6 Travaux spécifiques	103

VIII.4 Curage mécanique des égouts visitables	104
VIII.4.1 curage des égouts non visitable	105
VIII.5 Appareils de mesures.....	106
VIII.6 Réhabilitation du réseau	107
VIII.6.1 Le fraisage des obstacles	107
VIII.6.2 L'injection des produits colmatant	107
VIII.6.3 le tubage intérieur	108
VIII.6.4 Le gainage intérieur	108
VIII.6.5 Le chemisage extérieur	108
VIII.7 Les risque courus par les travailleurs de l'eau usée :.....	108
VIII.7.1 Risque liés au gaz toxiques :.....	108
VIII.7.2 Autres risques que courent ces travailleurs	109
VIII.8 Maladies liées à l'eau usée	109
VIII.9 Gestion informatique du réseau	109
VIII.10 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau.....	110
Conclusion.....	110
Conclusion générale	

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 Répartition mensuelle des températures moyennes.....	6
Tableau I.3 précipitation moyenne mensuelle.....	6
Tableau I.2 données de la station d' Ain yagout.....	7

Chapitre II : Calcul de base

Tableau II.1 Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	8
Tableau II.2 Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	12
Tableau II.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	18
Tableau II.4 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	18
Tableau II.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	19
Tableau II.6 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	19
Tableau II.7 Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	19
Tableau II.8 Nombre d'habitants :.....	20

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1 Identification de la station d'AIN-YAGOUT.....	23
Tableau III.2 Précipitations journalières maximales : station de AIN-YAGOUT.....	23
Tableau III.3 Caractéristique de l'échantillon.....	25
Tableau III.4 ajustement des pluies maximales journalières à loi de GUMBEL.....	28
Tableau III.5 récapitulation des résultats obtenus par la loi de Gumbel	28
Tableau III.6 ajustement des pluies maximales journalières à loi de GALTON.....	31
Tableau III.7 récapitulation des résultats obtenus par la loi de Galton	31
Tableau III.8 Les caractéristiques de ces deux lois.....	32

Chapitre IV : évaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Tableau IV.1 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin.....	38
Tableau IV.2 Débits de pointe d'eaux usées.....	39
Tableau IV.3 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	44
Tableau IV.4 débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.....	46
Tableau IV.5 calcul des débits totaux.....	47

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau V.1 dimensionnement du réseau d'assainissement.....	54
---	----

Chapitre VI : Eléments du réseau et ouvrages annexes

Tableau VI.1 Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre.....	63
--	----

Tableau VI.2 Les caractéristiques du déversoir d'orage.....	78
---	----

Tableau VI.3 vitesses de sédimentation en fonction des diamètres des particules.....	81
--	----

Chapitre VII : Pose de canalisation

Tableau VII.1 Volumes des travaux.....	97
--	----

Tableau VII.2 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	98
--	----

Tableau VII.3 détermination des délais du projet.....	99
---	----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 Plan de situation de la zone partie amont Hamla-Batna-	2
Figure I.2 Aire d'étude de la zone partie amont Hamla –Batna-	3
Figure I.3 Limite administrative de la commune de Batna.....	4
Figure I.4 carte de sismicité du nord algérien.....	5

Chapitre II : Calcul de base

Figure II.1 Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	8
Figure II.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins.....	9
Figure II.3 Schéma de principe d'un réseau unitaire.....	11
Figure II.4 Schéma perpendiculaire.....	14
Figure II.5 Schéma par déplacement latéral.....	14
Figure II.6 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....	15
Figure II.7 Schéma à Collecteur Etagé.....	15
Figure II.8 schéma type radial.....	15

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1 Le graphique d'ajustement à la loi de Gumbel.....	34
Figure III.2 Le graphique d'ajustement à la loi log normal (Galton).....	34

Chapitre VI : Eléments du réseau et ouvrages annexes

Figure VI.2 Divers joints sur tuyau en béton.....	66
Figure VI.1 Joint mécanique.....	66
Figure VI.3 Exemple d'un branchement simple.....	69
Figure VI.4 Point de raccordement avec élargissement.....	69
Figure VI.5 Point de raccordement avec inclinaison.....	69
Figure VI.6 Déversoir classique à seuil latéral.....	74
Figure VI.7 Déversoir latéral à double seuil.....	75
Figure VI.8 Déversoir avec ouverture de radier.....	75
Figure VI.9 Principe du déversement siphonide.....	75
Figure VI.10 schéma d'un dessableur couloir.....	81

Chapitre VII : Pose de canalisation

Figure VII.1 Coupe transversale d'une tranchée.....	89
Figure VII.2 le pipelayers.....	90
Figure VII.3 Bulldozer.....	93
Figure VII.4 Niveleuse automotrice.....	94
Figure VII.5 Pelle équipée en rétro.....	94
Figure VII.6 Chargeur.....	95
Figure VII.7 compacteur.....	95

Chapitre VIII : Gestion et entretien d'un réseau d'évacuation

Figure VIII.1 : Mainstream IV.....	107
Figure VIII.2 Gainage de canalisation.....	108

Introduction générale

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique l'ensemble des eaux pluviales et usées plus rapidement possible et sans stagnation dans des conditions satisfaisantes pour la sante publique et l'environnement.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers se produisent par une augmentation permanente du volume des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

Dans cet aspect ; notre étude est portée sur l'agglomération de la partie amont Hamla, commune de Batna wilaya de Batna.

L'objectif principal de ce travail est la protection de la santé humaine contre la propagation des maladies qui peuvent résulter par ces rejets, et d'éviter la pollution de l'eau de l'oued d'ELGUOURZI.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

L'assainissement d'une agglomération est un problème trop complexe pour se prêter à une solution uniforme suivant des règles rigides.

Il est commandé par de nombreux facteurs qui peuvent conduire à des conclusions Contradictoires entre lesquelles un compromis est à dégager.

Le responsable de la définition des ouvrages à construire doit donc analyser ces différents facteurs qui influent sur la conception du projet.

Cette analyse conduit à étudier :

1. Les données naturelles du site :

- La pluviométrie de la région.
- La topographie.
- L'hydrographie et le régime des nappes souterraines.
- La géologie.

2. Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

- Nature des agglomérations.
 - 1- Les agglomérations purement rurales
 - 2- Les agglomérations à activités industrielles prépondérantes
- Importance de l'agglomération.
- Modes d'occupation du sol.

3. Les données relatives au développement futur de l'agglomération :

4. Les données propres à l'assainissement :

- Les conditions de transport des eaux usées.
 - 1- Les effluents d'origine domestique.
 - 2- Les effluents d'origine industrielle.
- Les problèmes d'exploitation.
 - 1- Problèmes d'exploitation des réseaux.
 - 2- Problèmes d'exploitation des stations d'épuration.

I.1 Situation géographique :

✓ D'après la carte d'état-major **BATNA N°3-4**, Ech1/50 000 (Type **1960**). La zone à une forme circulaire dont les coordonnées de projection et quadrillage *LAMBERT nord Algérie* des sommets sont présentées ci-dessous :

$$X_1 = 239.000 \text{ m} \rightarrow Y_1 = 3938 000 \text{ m}$$

$$X_2 = 240000 \text{ m} \rightarrow Y_2 = 3940000 \text{ m}$$

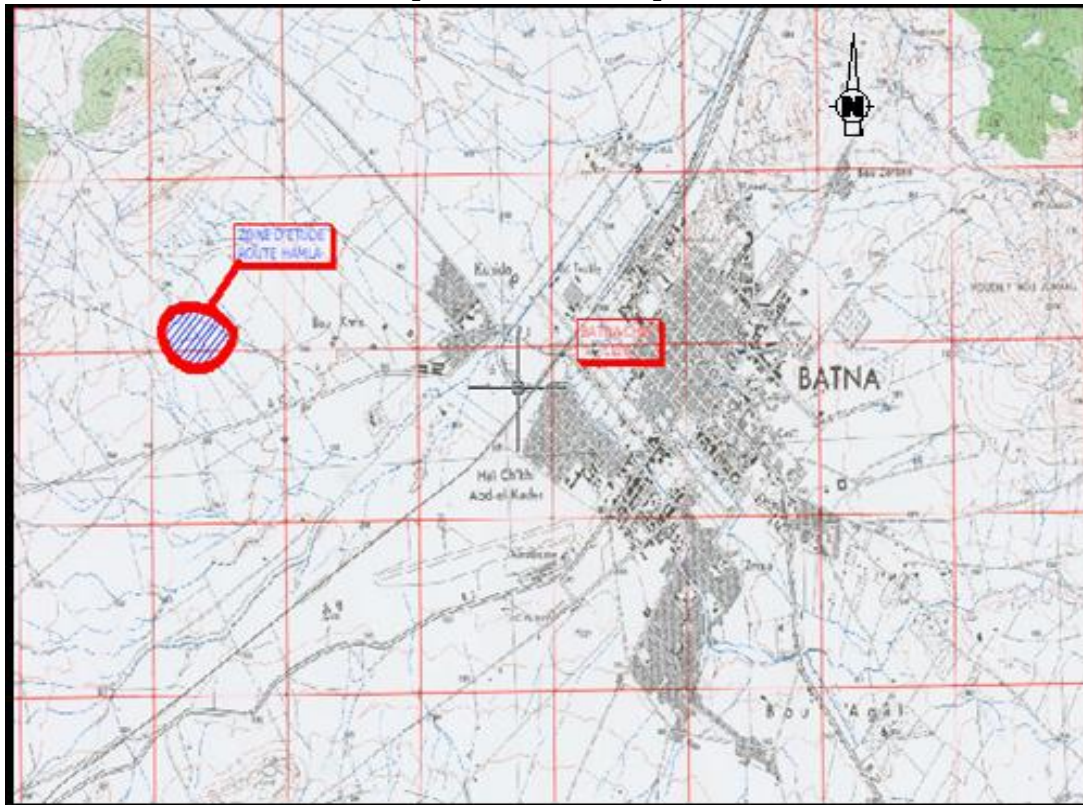


Figure I.1 Plan de situation de la zone partie amont Hamla-Batna-
(Extrait de la carte d'état major)



Figure I.2 Aire d'étude de la zone partie amont Hamla –Batna- (extrait d'une photo satellitaire ech 1/50000)

I.2 Situation administrative :

La zone d'étude est délimitée administrativement par :

- Au NORD-EST par la cité OULED BECHINA.
- A l'Est par la cité KCHIDA.
- A l'Ouest par quartier HAMLIA.
- Au Sud par cité ELRIADH

Et administrativement, la commune de BATNA est limitée :

- Au Nord par la commune de FESDIS.
- A l'Est par la commune OUYOUN ASAFIR.
- A l'Ouest par la commune d'OUED CHAABA ET OUED ELMA.
- Au sud par la commune TAZOULT.

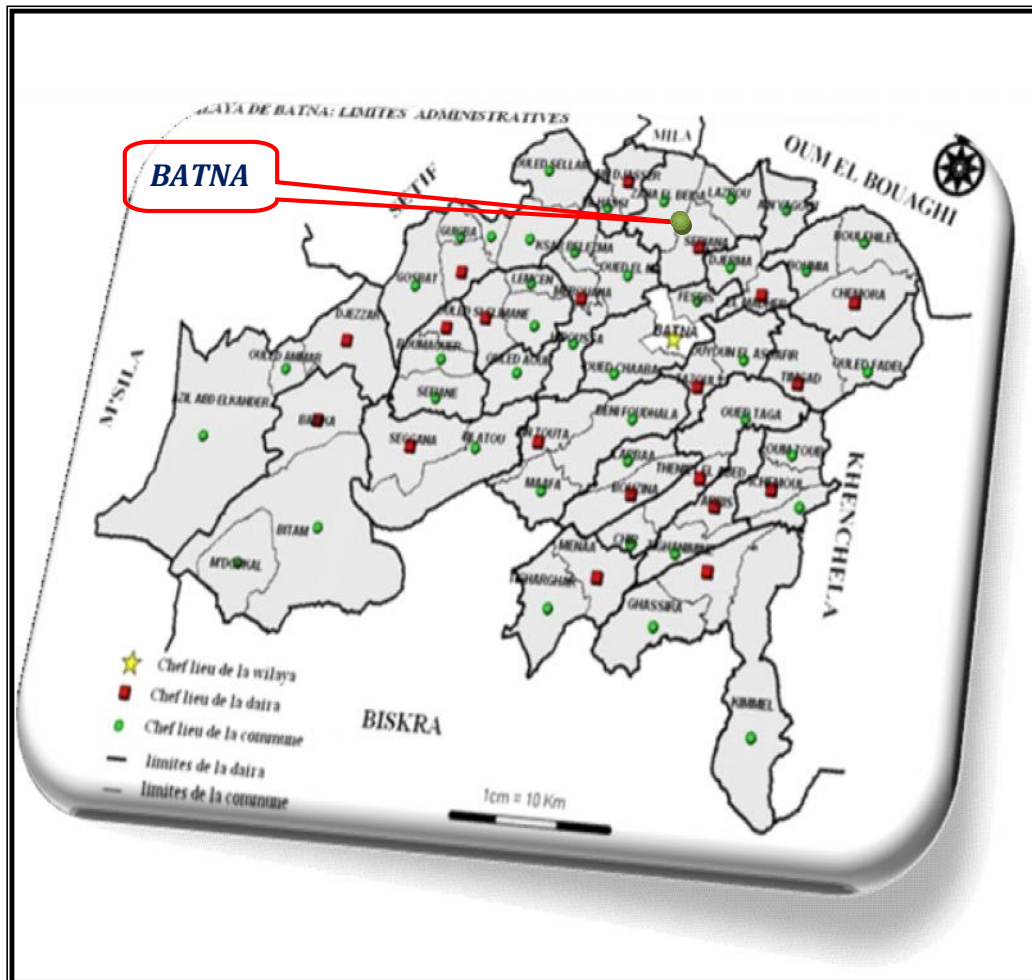


Figure I.3 Limite administrative de la commune de Batna
(Extrait de la carte administrative de la wilaya de Batna)

I.3 Données naturelles du site :

I.3.1 Topographie :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitairement. La zone partie amont Hamla est implantée à la rive droite d'oued ELGUOURZI, avec une moyenne pente qui attendre jusqu'à 4%.

I.3.2 Géologie :

D'après l'étude faite sur la base de la carte géologique de l'Algérie la commune de Batna repose sur des formations géologiques de la quatrième ère (quaternaire continental) constituées par des glaciers polygéniques avec des couches de croûtes de calcaires et de crétaé moyen à la partie nord –est de la commune, D'après l'ANAM (Agence nationale des activités minières)

I.3.3 Hydrogéologie :

Les aquifères connus ont été mis en évidence par des forages pour les besoins d'A.E.P et l'irrigation, étant donné que la région n'a pas bénéficié d'une étude ou d'une couverture Hydrogéologique. Les nappes aquifères existantes dans le territoire de la Commune n'ont été reconnues que grâce à des sondages géophysiques.

L'examen des coupes géologiques des forages réalisées dans la région nous permet de distinguer des aquifères profonds, captés par des sondages, ces aquifères sont composées: d'un ensemble inférieur pouvant atteindre des profondeurs de plus de 300 m où la présence d'éléments grossiers est prépondérante. L'ensemble supérieur à dominance d'argile. L'examen dans le détail des coupes des sondages permet de constater que la formation de recouvrement présente un granoclassement vertical de ces éléments caractérisé par le passage d'éléments grossiers plus à moins cimentés situés à la base à des sables et enfin à des argiles.

I.3.4 Sismicité :

D'après le règlement parasismique Algérien (version 2003), La wilaya de Batna est classée dans la zone une (01) de la carte de zonage sismique du territoire national, où les activités sismiques sont faibles et ne nécessitent pas des mesures spéciales ou antisismiques lors de l'édification des ouvrages

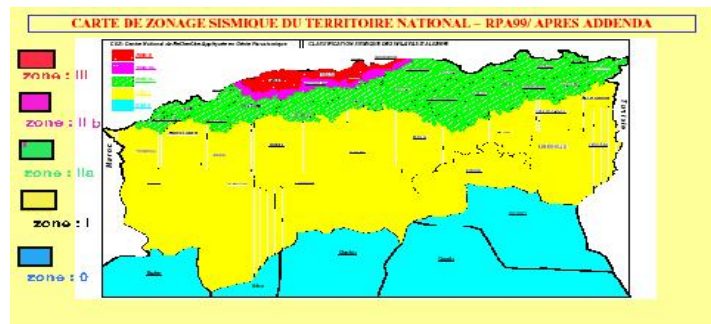


Figure I.4 carte de sismicité du nord algérien

I.4 Situation climatique :

I.4.1 Climat :

La région de BATNA est située dans le bassin des hauts plateaux constantinois. L'influence du massif des Aurès confère au climat sa continentalité, avec un hiver froid et humide et un été chaud et sec.



I.4.2 Température :

Cette zone se caractérise par son hiver dur et froid et un été chaud.

Tableau I.1 Répartition mensuelle des températures moyennes

Mois	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	Oct	nov	dec
T°C moy	5,3	6,3	8,20	11,40	18,90	21,61	25,15	24,40	20,00	14,30	8,95	6,25

Source : [ANRH Batna]

I.4.3 Humidité :

L'humidité relative atteint son maximum en Décembre et qui est de l'ordre de 86% et descend jusqu'à 45% en juillet (rapport de l'ANBT).

I.4.4 Les vents:

Ils soufflent très fort dans la région, pouvant même atteindre 40 Km/h, les vents dominants sont au maximum au cours de l'hiver.

Les vents du Nord atteignent rarement la région où prédominent surtout les vents locaux, En été, le vent du Sud-ouest ou sirocco souffle des fois pendant 20 jours par an, et apporte avec lui du sable fin et des poussières rendant le climat lourd et chaud.

Le vent souffle par étape de 2 à 5 jours et dessèche le climat en le rendant plus désagréable pendant cette période. Donc le vent du Sud/Ouest est celui qui souffle le plus fréquemment et quelle que soit l'heure d'observation.

I.4.5 Pluviométrie :

L'étude des précipitations joue un rôle très important surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter.

La station pluviométrique utilisée est celle d'*AIN-YAGOUT* étant la plus proche de la zone considérée et qui possède une série d'observation de 40 ans d'observations. Cette période d'observations assez longue nous permettra de bien caractériser le régime pluviométrique de la zone d'étude.

Tableau I.2 données de la station d'Ain yagout

CODE	Nom de la station	COORDONNEES			b	Cv	Années
06-12-06	AIN-YAGOUT	X	Y	Z (m)	0.27	0.37	40
		62506 E	354715	912			

Source : [ANRH Batna]

-La répartition moyenne mensuelle de la précipitation sur la période (1973-2013) est donnée par le tableau suivant :



Tableau I.3 précipitation moyenne mensuelle

mois	sept	oct	nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
p (mm)	44,9	31,01	35,70	34,12	33,60	30,53	39,50	38,32	45,30	23,80	7,20	19,09

Source : [ANRH Batna]

I.5 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

I.5.1 Population :

L'agglomération comporte 13728 habitants (2008). En tenant compte du taux d'accroissement de la population de 1.58 % par an (Source **DPAT** Batna -recensement 2008-).

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie que nous allons opter pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement.

CHAPITRE II

Calcul de base

Chapitre II : Calcul de base

Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon 2045, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

II.1 Situation démographique :

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

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

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2008 ($P_0=13728$ hab.).

T : taux d'accroissement égale **1.58** % pour notre région.

N : écart d'années entre les deux horizons (2015-2045) $N =30$ ans.

Tableau II.1 Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2015	2030	2045
Estimation	13728	15320	19381	22670

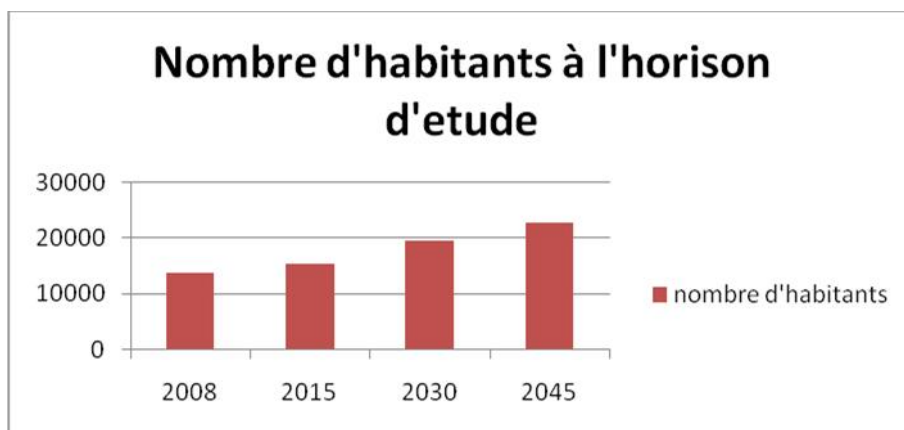


Figure II.1 Répartition de la population à différents horizons de calcul.

II.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).



Figure II.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.

II.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :



- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif.

II.3.1 Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections En charge. On distingue :

➤ **Système séparatif :**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

➤ **Système unitaire :**

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse. D'une partie des eaux dans le milieu naturel.

➤ **Système mixte :**

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.

II.3.2 Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

II.3.3 Système composite :

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en Vue de leur traitement.

II.3.4 Systèmes spéciaux :

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue

➤ **Système sous pression sur la totalité du parcours :**

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

➤ **Système sous dépression :**

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

II.4 Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté pour le système unitaire, et pour justifier notre choix, on peut citer quelques raisons les plus importants :

- A priori économique.
- Manque d'espace entre les quartiers (les routes ne sont pas assez larges).
- Conception simple : un seul collecteur.
- Encombrement réduit du sous-sol.
- Milieu récepteur éloigné des points de collectes.

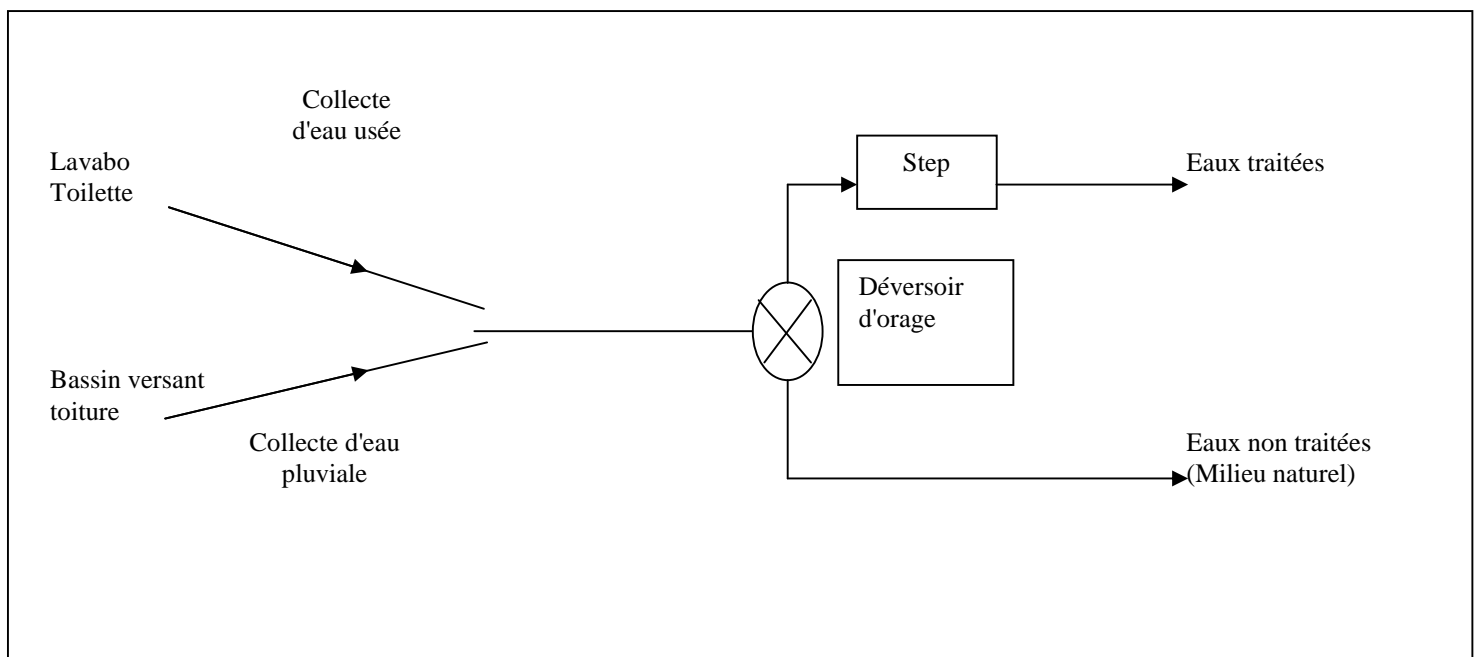


Figure II.3 Schéma de principe d'un réseau unitaire



Tableau II.2 Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Systeme	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment). 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des anomalies.



suite tableau II.2 Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

systeme	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Spéciaux	<p>L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques :</p> <ul style="list-style-type: none"> - topographies spéciales. - liaisons intercommunales. 	<ul style="list-style-type: none"> - utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations. 	<ul style="list-style-type: none"> - coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H₂S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H₂S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'Eau

II.5 Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

II.5.1 Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

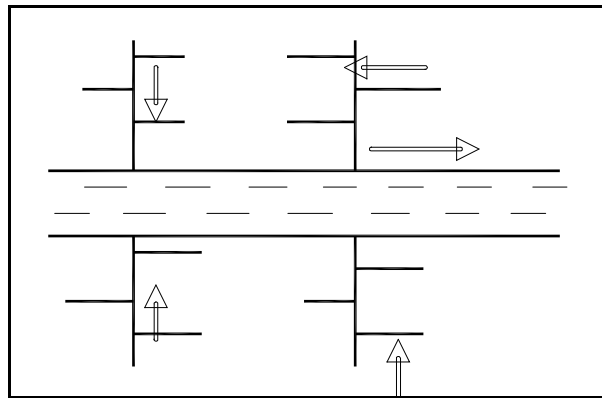


Figure II.4 Schéma perpendiculaire

II.5.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

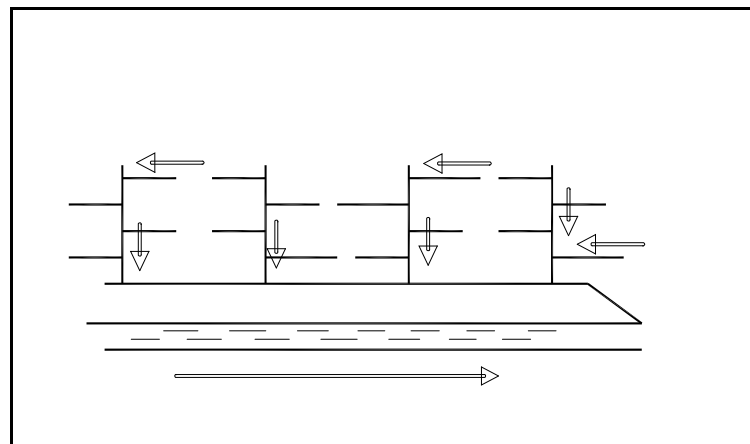


Figure II.5 Schéma par déplacement latéral

II.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quant celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

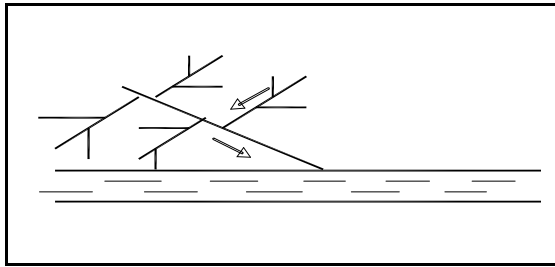


Figure II.6 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

II.5.4 Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

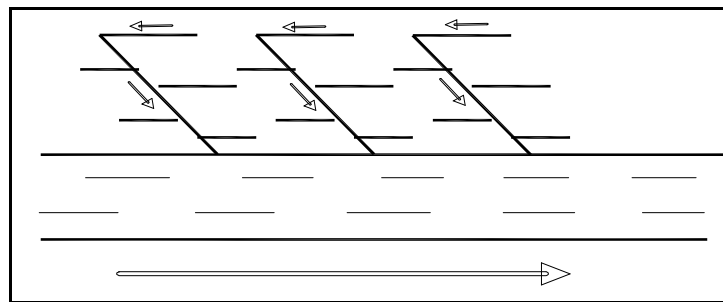


Figure II.7 Schéma à Collecteur Etagé

II.5.5 Schéma type radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

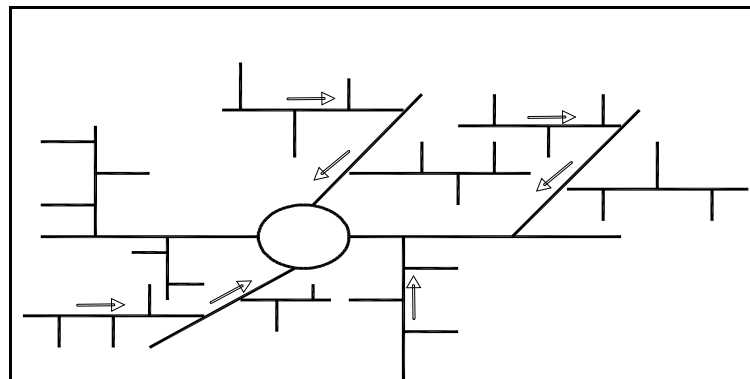


Figure II.8 schéma type radial



II.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

Techniques : Topographiques (Topographie locale, régime des précipitations atmosphériques, nature du terrain, durée de temps sec qui est de l'ordre généralement de 4 heures selon certains chercheurs précèdent le ruissellement, tracé des réseaux de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilité des sols, répartitions de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

- Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir auto épurateur du milieu est limité.
- Economique (dépenses d'investissement et d'entretien, exploitation)
- Urbanisme (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels)
- Politiques ou sociales (acceptation ou refus de transformer le système à un autre)
- Réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- Sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome.
- De proximité des réseaux voisins et leurs positions en profondeur (conduite d'alimentation en eaux potables, gaz, câbles électrique ou téléphoniques)

Remarque :

Pour notre agglomération, on a un système unitaire et on constate d'après le plan topographique et d'après la disposition de notre agglomération ainsi que la position de notre rejet, et que les pentes du terrain sont moyennes et l'exutoire est éloigné des points de collecte, à la lumière de ces données, on optera à un schéma par déplacement latéral.

II.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C = A' / A \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule Environ 20 % de la superficie de cette zone.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :



- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air.

II.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », aux quelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

- Ai : surface du sous bassin (ha).
- A : surface totale en (ha).
- Cri : coefficient de ruissellement partiel.
- Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.
- i : numéro de sous bassin.

II.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.



Tableau II.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Cr
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

II.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tableau II.4 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :

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

II.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important



Tableau II.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

II.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau II.6 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé beaucoup plus en se basant sur la nature du terrain (imperméable), donc en fonction des surfaces drainées et aussi en tenant compte de la densité des habitations.

Tableau II.7 Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	11,41	0,80
2	12,86	0,85
3	10,70	0,85
4	12,19	0,80
5	11,06	0,80



II.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

II.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{47,754}{58,22} = 0,82$$

$$C_{rp} = \mathbf{0,82}$$

II.8.2 Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \dots\dots\dots (II-3)$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) $A = \mathbf{58,22ha}$.

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon **2040 = 22670 hab.**

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau II.9.

Tableau II.8 Nombre d'habitants :

N° : S-B	Surface A (ha)	C_{ri}	D_i	Nbre d'habitant
1	11,41	0,80	379,88	4334
2	12,86	0,85	403,63	5190
3	10,70	0,85	403,63	4318
4	12,19	0,80	379,88	4630
5	11,06	0,80	379,88	4201

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et décidé du choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les habitants par sous bassin (05 sous bassins) afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique est indispensable pour toute mise en œuvre des projets hydro-électriques, de protection contre les crues, d'Assainissement, de Drainage, d'Irrigation et de construction d'un Barrages.

Dans le domaine d'Assainissement le but principal de cette étude est de déterminer la pluie max journalière, d'après l'étude des averse qui revêt une importante capitale en Hydrologie dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales pour un bassin versant donné.

III.1 Notion d'averse :

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue. L'averse est caractérisée par son intensité c'est-à-dire par la quantité de pluie H tombée en un temps t . S'il tombe sur un bassin une pluie d'une hauteur H (mm) elle provoque un ruissellement différent selon qu'elle tombe en 6 heures ou en 15minutes. L'intensité de pluie varie à chaque instant au cours d'une même averse.

III.2 Choix de la période de retour :

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Le choix de la période de retour se fait à partir d'un calcul technico -économique du réseau d'assainissement qui assure l'évacuation des eaux dans les conditions satisfaisantes pour la santé publique, ceci par voie hydraulique le plus rapidement possible.

En Algérie nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans).

III.3 L'intensité moyenne de précipitation :

L'intensité moyenne maximale est exprimée en mm/h, elle est donnée par la formule (III-1), c'est la lame d'eau précipitée (mm) rapportée à un intervalle de référence Δt (h).

$$\overline{i}_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (III-1)$$

Pour le calcul de l'intensité ; on doit :

1. Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
2. Calculer les paramètres de la loi choisie, et vérifier son adéquation.
3. Calculer la valeur de l'intensité moyenne maximale de précipitation.



III.4 Etude des précipitations maximales journalières :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans une station sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station de AIN-YAGOUT commune d'Ain yagout w de Batna, son identification est présentée dans le tableau III.1.

Tableau III.1 Identification de la station d'AIN-YAGOUT

Station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (m)	Nombre d'observations	Période d'observations
Ain yagout	06-12-06	625,06	354,72	912	40	1973/74 à 2012/13

Source ANRH 2015

Le traitement statistique des données pluviométriques consiste à déterminer non seulement les caractéristiques empiriques de la série de précipitations maximales journalières, mais aussi son quantile de période de retour de 10ans.

La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau III.2.

Tableau III.2 Précipitations journalières maximales : station de AIN-YAGOUT

n	Année	P max (mm)	n	Année	P max (mm)
1	1973/74	48	21	1993/94	42.5
2	1974/75	26.3	22	1994/95	16.7
3	1975/76	27.4	23	1995/96	17
4	1976/77	20.5	24	1996/97	50.2
5	1977/78	35.1	25	1997/98	13.7
6	1978/79	46.9	26	1998/99	15.7
7	1979/80	40.5	27	1999/00	25.5
8	1980/81	27.7	28	2000/01	23.7
9	1981/82	47.1	29	2001/02	36.5
10	1982/83	68.6	30	2002/03	40.2
11	1983/84	49.5	31	2003/04	66.1
12	1984/85	41.9	32	2004/05	16.8
13	1985/86	36.9	33	2005/06	16.5
14	1986/87	41.2	34	2006/07	45.2
15	1987/88	79.6	35	2007/08	42.5
16	1988/89	56.1	36	2008/09	42.5
17	1989/90	26.3	37	2009/10	20.6
18	1990/91	29.4	38	2010/11	23
19	1991/92	36.2	39	2011/12	24.2
20	1992/93	29.8	40	2012/13	26.5



III.5 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique :

Ce test (médiane) permet de vérifier si notre série est homogène ou pas. Après avoir classé notre série en ordre croissant, nous déterminons la médiane c'est -à- dire X (50%) elle est égale à 35.65mm

Déterminations les quantités TS et NS qui sont :

Ts : Taille de la plus grande série de + ou -

Ns : Nombre de valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

Pour notre série on trouvé :

Ts =8 et **Ns =20**

Pour que la série soit homogène il faut que les deux conditions suivant soient vérifiées :

$$TS < 3.3 (\log(N) + 1) = 8,58 \dots \dots \dots (III - 2)$$

$$Ns > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{r}{2}} \cdot \sqrt{N + 1}) = 14,225 \dots \dots \dots (III - 3)$$

Avec : $\alpha = 5\%$, $\mu(1-\frac{r}{2}) = 1.96$

Les deux conditions sont vérifiées, donc notre série est **homogène**.

III.5.1 Les caractéristiques empiriques :

-La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{max,j}}$:

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} = 35.52 \text{ mm} \dots \dots \dots (III-4)$$

-L'écart type « $P_{max,j}$ » ;

Pour n supérieur à 30 ans, on a :

$$\dagger_{P_{max,j}} = \left[\frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^n (p_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2} \right]^2 = 15.43 \text{ mm} \dots \dots \dots (III-5)$$

-Le coefficient de variation « CV » :

$$\frac{\dagger_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} = \frac{15.43}{35.52} = 0,434 \dots \dots \dots (III - 6)$$



Les caractéristiques de la série pluviométrique :

Tableau III.3 Caractéristique de l'échantillon

Minimum	13.70 mm
Maximum	79.60 mm
Moyenne	35.52 mm
Ecart-type	15.43 mm
Médiane	35.65 mm
Coefficient de variation (Cv)	0.434

III.5.2 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies. D'après l'OMM Les deux lois les plus utilisées actuellement en assainissement sont :

Loi de GUMBEL

Loi de GALTON

III.6 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :

III.6.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-r(x-x_0)}} \dots\dots\dots (III-7)$$

$F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x .

x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 est le paramètre de position (mode)

r est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme $1/r$. .

Par un changement de variable $y = r(x-x_0)$; la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III-8)$$

$Y = r(x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel.

Et l'équation de la droite de Gumbel est $x = (1/r) y + x_0$.



Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots (III.9)$$

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -[Ln(-LnF(x))] \dots\dots\dots (III.10)$$

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots (III.11)$$

\bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

- Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{r}\right)y + x_0 \dots\dots\dots (III.12)$$

$\frac{1}{r}$: Pente de la droite et x_0 est l'ordonné à l'origine.

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée..

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance.



III.6.1.1 Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :

$$\frac{1}{r} = \frac{\sqrt{6}}{f} * t_x = 0.78 * t_x$$

$$\frac{1}{r} = 0,78 \times 15,43 = 12,06 \quad \text{donc : } \frac{1}{r} = 12,06 \text{ mm.}$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=40} y_i}{n} = 0.570 \text{ mm}$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{r} \bar{y} \Rightarrow x_0 = 35,52 - 12,06(0,570) = 28,64 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 12,06y + 28,54$$

D'où : $P_{\max j, (p\%)} = 12,06 y + 28,64$

Le coefficient de corrélation $r = 0.91$

Remarque :

La corrélation est satisfaisante, donc on peut calculer le quantile de période de retour (10ans) passant par le calcul de la fréquence F au non dépassement ($F = 1 - (1/T)$), ensuite déduire la valeur de la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$y = -Ln(-LnF(90\%)) = 2,25$$

D'où $P_{\max j} (10\%) = 55,78 \text{ mm}$

L'intervalle de confiance du quantile :

$P_{\max j, 10\%} \Rightarrow p [45,70 < 55,78 < 65,60] = 95\%$

III.6.1.2 Détermination des paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel graphiquement :

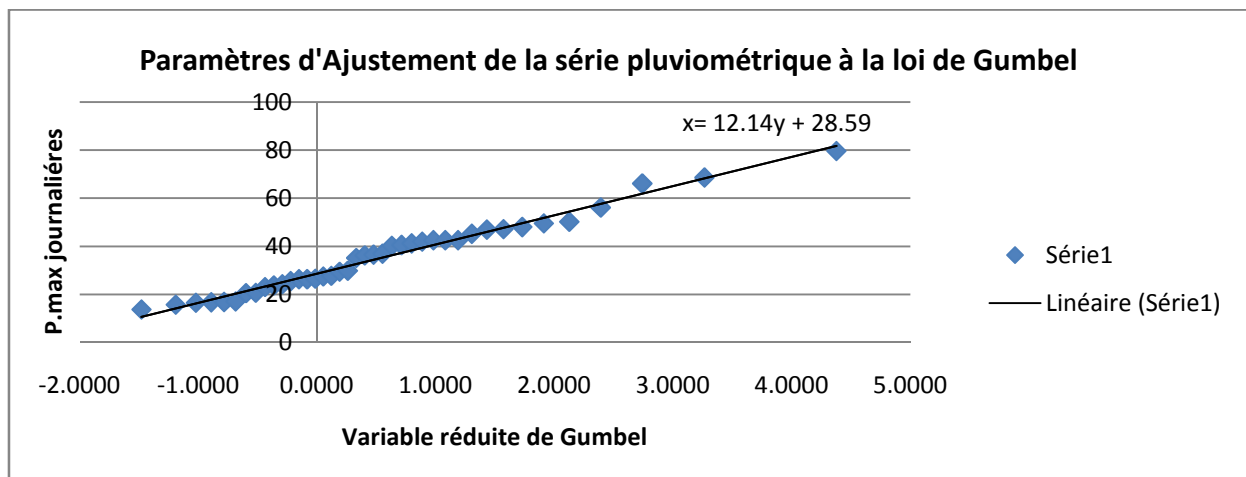




Tableau III.4 ajustement des pluies maximales journalières à loi de GUMBEL

Valeur de départ (mm)	Valeurs classées (mm)	rang	Fréquence au non dépassement	Variable réduite
48	13.7	1	0.0125	-1.4775
26.3	15.7	2	0.0375	-1.1889
27.4	16.5	3	0.0625	-1.0198
20.5	16.7	4	0.0875	-0.8904
35.1	16.8	5	0.1125	-0.7815
46.9	17	6	0.1375	-0.6852
40.5	20.5	7	0.1625	-0.5972
27.7	20.6	8	0.1875	-0.5152
47.1	23	9	0.2125	-0.4375
68.6	23.7	10	0.2375	-0.3630
49.5	24.2	11	0.2625	-0.2908
41.9	25.5	12	0.2875	-0.2204
36.9	26.3	13	0.3125	-0.1511
41.2	26.3	14	0.3375	-0.0827
79.6	26.5	15	0.3625	-0.0146
56.1	27.4	16	0.3875	0.0534
26.3	27.7	17	0.4125	0.1216
29.4	29.4	18	0.4375	0.1903
36.2	29.8	19	0.4625	0.2599
29.8	35.1	20	0.4875	0.3306
42.5	36.2	21	0.5125	0.4028
16.7	36.5	22	0.5375	0.4767
17	36.9	23	0.5625	0.5528
50.2	40.2	24	0.5875	0.6313
13.7	40.5	25	0.6125	0.7129
15.7	41.2	26	0.6375	0.7981
25.5	41.9	27	0.6625	0.8874
23.7	42.5	28	0.6875	0.9816
36.5	42.5	29	0.7125	1.0818
40.2	42.5	30	0.7375	1.1891
66.1	45.2	31	0.7625	1.3051
16.8	46.9	32	0.7875	1.4317
16.5	47.1	33	0.8125	1.5720
45.2	48	34	0.8375	1.7297
42.5	49.5	35	0.8625	1.9111
42.5	50.2	36	0.8875	2.1257
20.6	56.1	37	0.9125	2.3907
23	66.1	38	0.9375	2.7405
24.2	68.6	39	0.9625	3.2644
26.5	79.6	40	0.9875	4.3757

Tableau III.5 récapitulation des résultats obtenus par la loi de Gumbel

Fréquence	U	Val.théo (mm)	Borne inf. (mm)	Borne sup. (mm)
0,9	2,250	56	46	66



III.6.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque $y = \ln(x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2f}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \dots\dots\dots (III.13)$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\dagger_{\ln x}} \quad \dots\dots\dots (III.14)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \dagger_{\ln x}$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

III.6.2.1 Procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \overline{x} et \dagger
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\dagger_{\ln x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \dagger_{\ln x}$
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \dagger_{\ln x}} \quad \dots\dots\dots (III.15)$$

III.6.2.2 Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 3,48 \quad mm$$

$$\dagger_{\ln x_i} = 0,44 \quad mm$$



L'équation totale devient :

$$\ln x = 3,48 + u * 0,44$$

$$u=1,28$$

$$P_{\max,10\%} = 57 \text{ mm.}$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe N° II-2

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max,10\%} \Rightarrow p [46,40 < 57 < 67,50] = 95\% \quad (\text{voir tableau II-4})$$

III.6.2.3 Détermination des paramètres d'ajustement de la loi de Galton graphiquement :

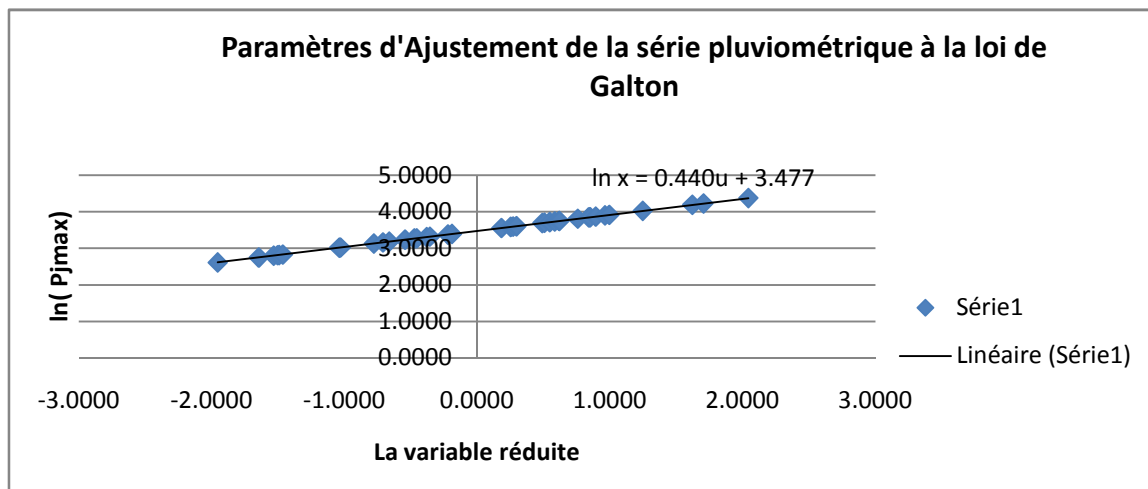




Tableau III.6 ajustement des pluies maximales journalières à loi de GALTON

Valeur de départ (mm)	Valeurs classées (mm)	rang	Fréquence au non dépassement	Variable réduite
48	13.7	1	0.0125	-1.9542
26.3	15.7	2	0.0375	-1.6449
27.4	16.5	3	0.0625	-1.5320
20.5	16.7	4	0.0875	-1.5046
35.1	16.8	5	0.1125	-1.4911
46.9	17	6	0.1375	-1.4642
40.5	20.5	7	0.1625	-1.0390
27.7	20.6	8	0.1875	-1.0280
47.1	23	9	0.2125	-0.7777
68.6	23.7	10	0.2375	-0.7096
49.5	24.2	11	0.2625	-0.6622
41.9	25.5	12	0.2875	-0.5433
36.9	26.3	13	0.3125	-0.4732
41.2	26.3	14	0.3375	-0.4732
79.6	26.5	15	0.3625	-0.4560
56.1	27.4	16	0.3875	-0.3801
26.3	27.7	17	0.4125	-0.3554
29.4	29.4	18	0.4375	-0.2201
36.2	29.8	19	0.4625	-0.1894
29.8	35.1	20	0.4875	0.1824
42.5	36.2	21	0.5125	0.2525
16.7	36.5	22	0.5375	0.2712
17	36.9	23	0.5625	0.2960
50.2	40.2	24	0.5875	0.4905
13.7	40.5	25	0.6125	0.5074
15.7	41.2	26	0.6375	0.5463
25.5	41.9	27	0.6625	0.5846
23.7	42.5	28	0.6875	0.6169
36.5	42.5	29	0.7125	0.6169
40.2	42.5	30	0.7375	0.6169
66.1	45.2	31	0.7625	0.7568
16.8	46.9	32	0.7875	0.8406
16.5	47.1	33	0.8125	0.8503
45.2	48	34	0.8375	0.8933
42.5	49.5	35	0.8625	0.9631
42.5	50.2	36	0.8875	0.9950
20.6	56.1	37	0.9125	1.2474
23	66.1	38	0.9375	1.6200
24.2	68.6	39	0.9625	1.7043
26.5	79.6	40	0.9875	2.0420

Tableau III.7 récapitulation des résultats obtenus par la loi de Galton

Fréquence	U	Valeur Théo.(mm)	Borne inf.(mm)	Borne sup.(mm)
0,9	1,282	57	46,40	67,50



Tableau III.8 Les caractéristiques de ces deux lois

Loi	\bar{u}	Equation de la droite	Ajustement	$P_{\max, j, 10\%}$ (mm)
Loi Gumbel	0,570	$P_{\max j, (p\%)} = 12,06 u + 28,64$	s'ajuste	55,78
Loi Galton	0,0001	$\ln(P_{j \max}) = 3,48 + u * 0,44$	s'ajuste	57

III.7 Choix de la loi la plus adéquate :

III.7.1 Application du test khi-deux χ^2 :

Le but de l'application du test de Khi-deux de Pearson est de juger la compatibilité d'une loi statistique sur un échantillon donné de taille N.

Pour connaître la fiabilité de ce test pour chaque ajustement, il faut d'abord calculer la valeur de χ^2 et de déterminer la probabilité correspondante à partir de la table de la fonction Khi-deux en fixant un seuil de signification α ; pour ce faire deux hypothèses sont imposées :

$$H_0 : \text{si } P(\chi^2)$$

$$H_1 : \text{si } P(\chi^2) <$$

Dans notre étude α est de 5% donc on aura :

Si $P(\chi^2) > 0.05$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 provient de la loi testée.

Si

$P(\chi^2) < 0.05$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 ne provient pas de la loi testée.

Dans notre cas, la valeur de χ^2 pour chaque loi a été calculée à l'aide du logiciel hyfran ainsi que sa probabilité $P(\chi^2)$.

- $\chi^2 = 4,40$ et $P(\chi^2) = 0,49 > 0,05$ pour la loi Galton.
- $\chi^2 = 3,60$ et $P(\chi^2) = 0,60 > 0,05$ pour la loi Gumbel.

L'application du test khi-deux χ^2 dans notre travail montre que les deux lois s'ajustent.

III.7.2 Comparaison graphique entre les deux ajustements :

La visualisation des courbes est aussi un indicateur fiable sur le modèle à choisir, donc la visualisation montre que :

➤ D'après les graphiques des ajustements ; Les valeurs des $P_{\max j}$ annuelles s'ajuste d'une façon presque similaire aux deux lois statistiques Galton et Gumbel pour la station de Ain yagout.

➤ Mais on a pu constater que pour les faibles valeurs des $P_{\max j}$ s'ajuste d'une façon similaire aux deux lois, par contre les fortes valeurs s'ajustent mieux à la loi Galton.



Résultat : On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés, pour cela on a choisit la loi de GALTON qui s'ajuste mieux pour les fortes valeurs de P_{Jmax} .

III.8 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t(15 \text{ min}), P\%} = I_{24, P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots \text{(III-16)}$$

Où :

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

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25h = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ($b=0,27$), il est donné par l'A.N.R.H de Batna

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 :

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = I_{24, 10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24, 10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

➤ D'après la loi de GALTON :

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{57}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,27-1} = 66,48 \text{ mm} / h$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 66,48 \text{ mm} / h$$

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$i = \frac{66,48 (10000)}{3600} = 184,66 \text{ l} / s / ha$$

III.9 Les graphiques d'ajustements :

Les graphes sont dessinés à l'aide du logiciel HYFRAN

III.9.1 Le graphique d'ajustement à la loi de Gumbel :

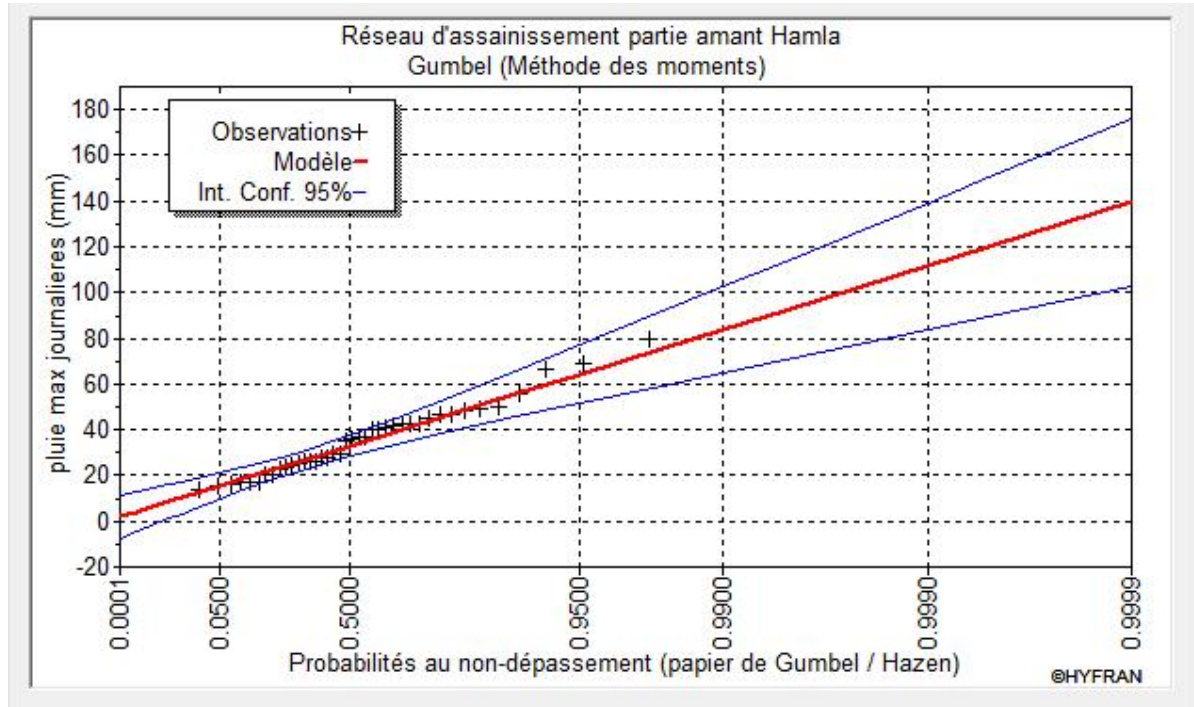


Figure III.1 Le graphique d'ajustement à la loi de Gumbel

III.9.2 Le graphique d'ajustement à la loi log normal (Galton) :

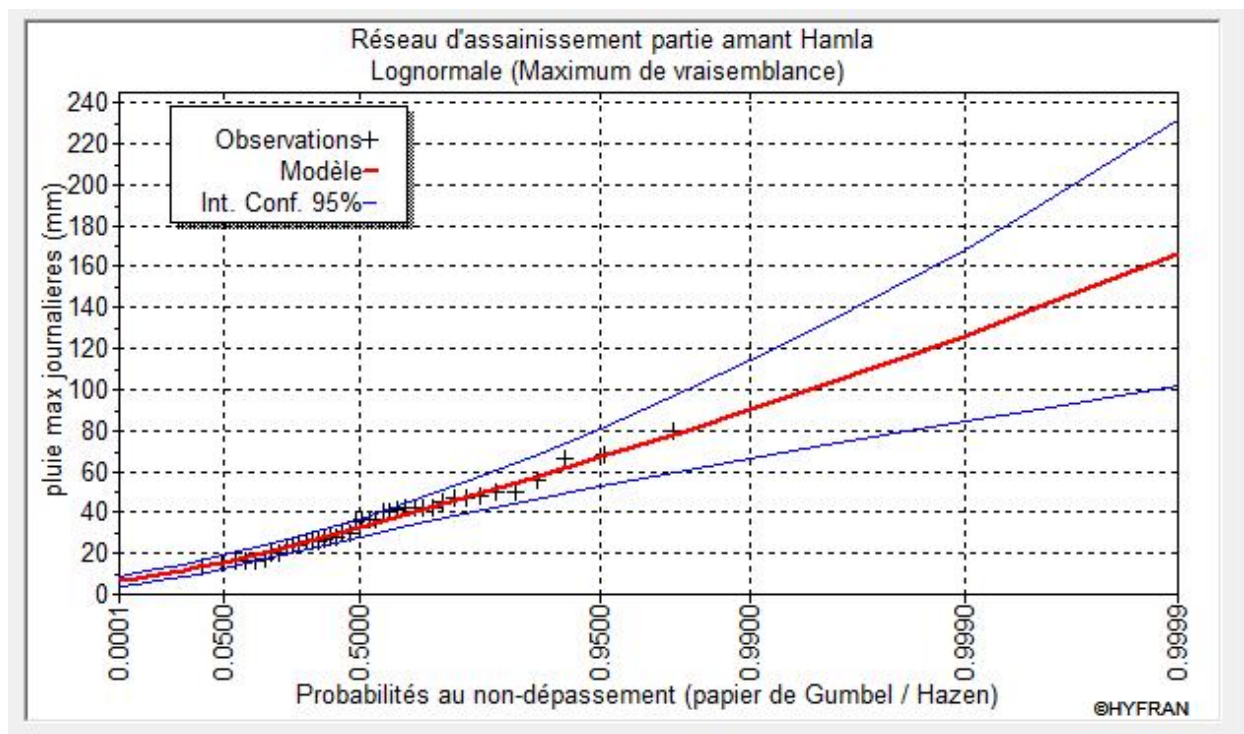


Figure III.2 Le graphique d'ajustement à la loi log normal (Galton)

**Conclusion :**

L'intérêt principal de ce travail, c'est de trouver un modèle fréquentiel capable de rendre compte du régime des pluies maximales journalières enregistrées au niveau de la station de Ain-Yagout, ainsi que la détermination de l'intensité pluviale afin de pouvoir dimensionner notre réseau d'assainissement.

CHAPITRE IV

Evaluation des débits d'eaux usées
et pluviales

Chapitre IV : Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, une évaluation des débits d'eaux usées et pluviales est indispensable et qui porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets. Ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée.

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées

IV.1.1 Généralités

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

D'ou ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

IV.1.2 Origine des eaux usées :

a- Les eaux usées domestiques :

Les eaux de ménage trouvent leur origine dans les centres d'agglomération.

Les eaux doivent être collectées d'une façon adéquate du milieu naturel et évacuées à travers le réseau .Parmi ces eaux, on distingue :

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

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

b- Les eaux du service public :

Les eaux de lavage (marché, rues) des espaces publics 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.

c- Les eaux industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (Acide, basique) et toxiques.



La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrication ou de transformation) .
2. Procédé de fabrication utilisé.
3. Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

d- Eaux usées d'équipements

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

Consommation en eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- La disponibilité de la ressource.
 - Le nombre d'habitants.
 - Le développement urbain de la ville.
 - Le niveau de vie de la population.
- Vu le développement qu'a connu la ville de Batna en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable prise forfaitairement de 180 l/j/ha.

IV.2 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 (K_r).

Dans notre cas, on va adopter un coefficient de rejet de l'ordre de 80%.



IV.2.1 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 (N).

Pour notre l'agglomération ; la dotation moyenne journalière (D) est prise forfaitairement égale à 180 L/J/hab. (aspect urbain).

a. Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier rejeté $Q_{moy.j}$ est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_p}{86400} \dots\dots\dots(IV-1)$$

b. Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p.Q_{moy.j} \dots\dots\dots(IV-2)$$

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad si \quad Q_{moy.j} \geq 2,81 / s \dots\dots\dots(IV-3)$$

$$K_p = 3 \quad si \quad Q_{moy.j} < 2,81 / s$$

Tableau IV.1 Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Dotation l/j/h	Nombre d'usagés	Qmoy (m³/j)	Qequ usée (m³/j)	Qequ total (m³/j)	Qequ total (l/s)
I	Ecole	Elève	50	250	0,14	0,112	0,1184	0,0013
	Annexe APC	Employé	50	15	0,008	0,0064		
IV	Mosquée	Fidèle	50	500	0,29	0,232	0,232	0,0026
V	PTT	Employé	50	15	0,008	0,0064	0,0064	0,00007



IV.2.2 Détermination des débits de pointe d'eaux usées :

Tableau IV.2 Débits de pointe d'eaux usées :

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	$Q_{moy,j}$ (l/s)	K_p	$Q_{pte,usé}$ (l/s)	Q_{equip} (l/s)	Q_{total} (l/s)	Q_{total} (m ³ /s)
I	11,41	4334	7,5243	2,4114	18,1441	0,0013	18,1454	0,01815
II	12,86	5190	9,0104	2,3329	21,0200	0,000	21,0200	0,02102
III	10,70	4318	7,4965	2,4131	18,0897	0,000	18,0897	0,01809
IV	12,19	4630	8,0382	2,3818	19,1452	0,0026	19,1478	0,01915
V	11,06	4201	7,2934	2,4257	17,6917	0,00007	17,6917	0,01769
Somme	58,22	27007	39,363		94,090	0,00397	94,0946	0,0940

IV.3 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Dans notre travail nous considérons les deux les plus utilisées.

IV.3.1 Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains de faible surface (≤ 10 ha).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = r . Cr . i . A \dots\dots\dots (IV-4)$$

Avec:



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

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

Cr : 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 Rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

IV.3.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

IV.3.1.3 Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait qu'il :

t_1 , t_2 et t_3 tels que :

➤ $t_1 = \frac{1}{60 \cdot v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)

➤ t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

➤ $t_3 = \frac{L}{11 \sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

➤ 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 : $t_c = t_1 + t_2$.

Ou :

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long.

V : Vitesse d'écoulement de l'eau des la conduite. (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Remarque : Suivant la configuration de chaque sous bassin on évaluera le temps de concentration qui lui corresponde.

IV.3.2 Méthode superficielle :

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de **M. Caquot**.

Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q(F) = K^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u} \dots\dots\dots (IV-5)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de **a (F)** et (ou) de **b (F)** qui sont eux-mêmes.

Les paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots (IV-6)$$

Où **i (t, F)** est l'intensité maximale de la pluie de durée **t**, de fréquence de dépassement **F**, **i** est exprimé en millimètres par minute et **t** en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

Q (F) est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en mètres cubes par seconde

I : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre).

Cr : est le coefficient de ruissellement

A : est la superficie du bassin versant (en hectares).

K : est un coefficient d'expression



$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6}$$

U : est un coefficient d'expression

$$U = 1 + 0.287b(F)$$

V : est un coefficient d'expression

$$V = -0.41b(F)$$

W : est un coefficient d'expression

$$W = 0.95 + 0.507b(F)$$

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M= 2 »

IV.3.2.1 Evaluation de la pente :

Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs «L_K» de pente sensiblement constante « I_K », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante

$$I = \left(\frac{L}{\frac{L_K}{\sqrt{I_K}}} \right)^2$$



IV.3.2.2 Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur :

L'allongement « M » est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré de surface équivalente à la superficie du, bassin

Considéré, son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8$$

Lorsqu'il apparaîtra utile de rechercher une grande approximation dans l'évaluation des débits, par exemple en vue de déterminer les caractéristiques d'un ouvrage important ou lorsqu'on aura affaire à un bassin de forme très ramassée ou au contraire de forme très allongée, on pourra, après avoir déterminé l'allongement « M » correspondant, corriger le débit calculé en le multipliant par un coefficient d'influence « ni » traduisant quantitativement le fait que, pour Une même surface « A », le débit varie à l'inverse de l'allongement « M » du bassin.

IV.3.2.3 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.

La formule superficielle développée ci avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j , C_j , I_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement. Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « série » ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :

Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement de bassins ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en « parallèle ». En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en « parallèle » sur un exutoire commun (bassins de surface A_1, A_2, \dots de plus longs parcours en temps d'écoulement L_1, L_2, \dots et de débits de pointe individuels Q_{p1}, Q_{p2}, \dots). On calculera l'allongement équivalent dudit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel $L (Q_{p_{jmax}})$.



Tableau IV.3 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres Equivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left(\frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons ;

IV.3.2.4 Validité des formules :

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour d'insuffisance choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre $(0.2 < I < 5) \%$
- le coefficient de ruissellement $(0.2 < Cr < 1)$
- le coefficient d'allongement $(0.8 < M < 2)$



IV.3.3 Choix de la méthode :

Pour le calcul du débit pluvial, on opte à la méthode rationnelle car la méthode permet une meilleure estimation du coefficient de ruissèlement, surtout sur des surfaces remarquables, ce qui est le cas avec notre site, ainsi que l'introduction d'un coefficient correctif de la distribution spatiale de la pluie.

IV.4 Application de la méthode rationnelle pour notre agglomération:

IV.4.1 Temps de concentration :

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

Le temps de concentration T_C est donné par :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3$$

- $t_1 = \frac{1}{60 \cdot v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites.
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L}{11 \sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. Ou :
 - l : Longueur de la conduite (m).
 - L : Cheminement hydraulique le plus long.
 - V : Vitesse d'écoulement de l'eau des la conduite. (m/s).
 - I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Afin de simplifier l'application de la méthode, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 10 mn



IV.4.2 coefficient de correction (minorateur) :

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur Γ déterminé d'après une loi de répartition de pluie (la loi de Fruhling)

-Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à :

$$\Gamma = 1 - 0,006 \sqrt{d/2} \dots\dots\dots (IV-7)$$

-Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\Gamma = 1 - 0,005 \sqrt{d/2} \dots\dots\dots (IV-8)$$

d: distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage (en Km).

Remarque :

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de pluie. Vu que la surface de l'agglomération n'est pas importante, les valeurs du coefficient réducteur s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

IV.5 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

Tableau IV.4 débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle :

N ⁰ du SB	Ai (ha)	Cri	C _{eff} correcteur	I _{moy} (l/s/ha)	Q _{EP} (l/s)	Q _{EP} (m ³ /s)
I	11,41	0,80	1	184,66	1678,834	1,679
II	12,86	0,85	1	184,66	2012,463	2,012
III	10,70	0,85	1	184,66	1672,765	1,673
IV	12,19	0,80	1	184,66	1791,800	1,792
V	11,06	0,80	1	184,66	1625,702	1,626



IV.6 Débits totaux d'eaux usées et pluviales des sous bassins :

Tableau IV.5 calcul des débits totaux

N ⁰ du SB	Ai (ha)	Cri	C _{eff} correcteur	I _{moy} (l/s/ha)	Q _{EP} (l/s)	Q _{EP} (m ³ /s)	Q _{EU} (m ³ /s)	Q _T (EP+EU) (m ³ /s)
I	11,41	0,80	1	184,66	1678,834	1.679	0,01815	1,6972
II	12,86	0,85	1	184,66	2012,463	2.012	0,02102	2,0330
III	10,70	0,85	1	184,66	1672,765	1.673	0,01809	1,6911
IV	12,19	0,80	1	184,66	1791,800	1.792	0,01915	1,8112
V	11,06	0,80	1	184,66	1625,702	1.626	0,01769	1,6437

I_{moy} : l'intensité moyenne de précipitation

Q_{EP} : débits d'eau pluviale

Q_{EU} : débits d'eau usée

Q_T : débits total (pluviale+usée)

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu évaluer les différents débits d'eaux usées et pluviales et de constater que les eaux usées ne présente qu'un petit pourcentage par rapport aux eaux pluviales, et pour cela on a choisit d'utiliser la méthode rationnelle on se basant sur des critères qui s'adaptent avec la nature de notre agglomération.

CHAPITRE V

Calcul hydraulique du réseau
d'assainissement

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

V.1 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.



Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.

V.3 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 :

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

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

- Cette vitesse se calcule par différentes expressions :

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :



$$V = K_s * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I_i} \dots\dots\dots (V-2)$$

Où :

$I_i (m/m)$: Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_i} \dots\dots\dots (V-3)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_i}{K_s \cdot \sqrt{I_i}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{(D_{nor})^2}{4}$$

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 .

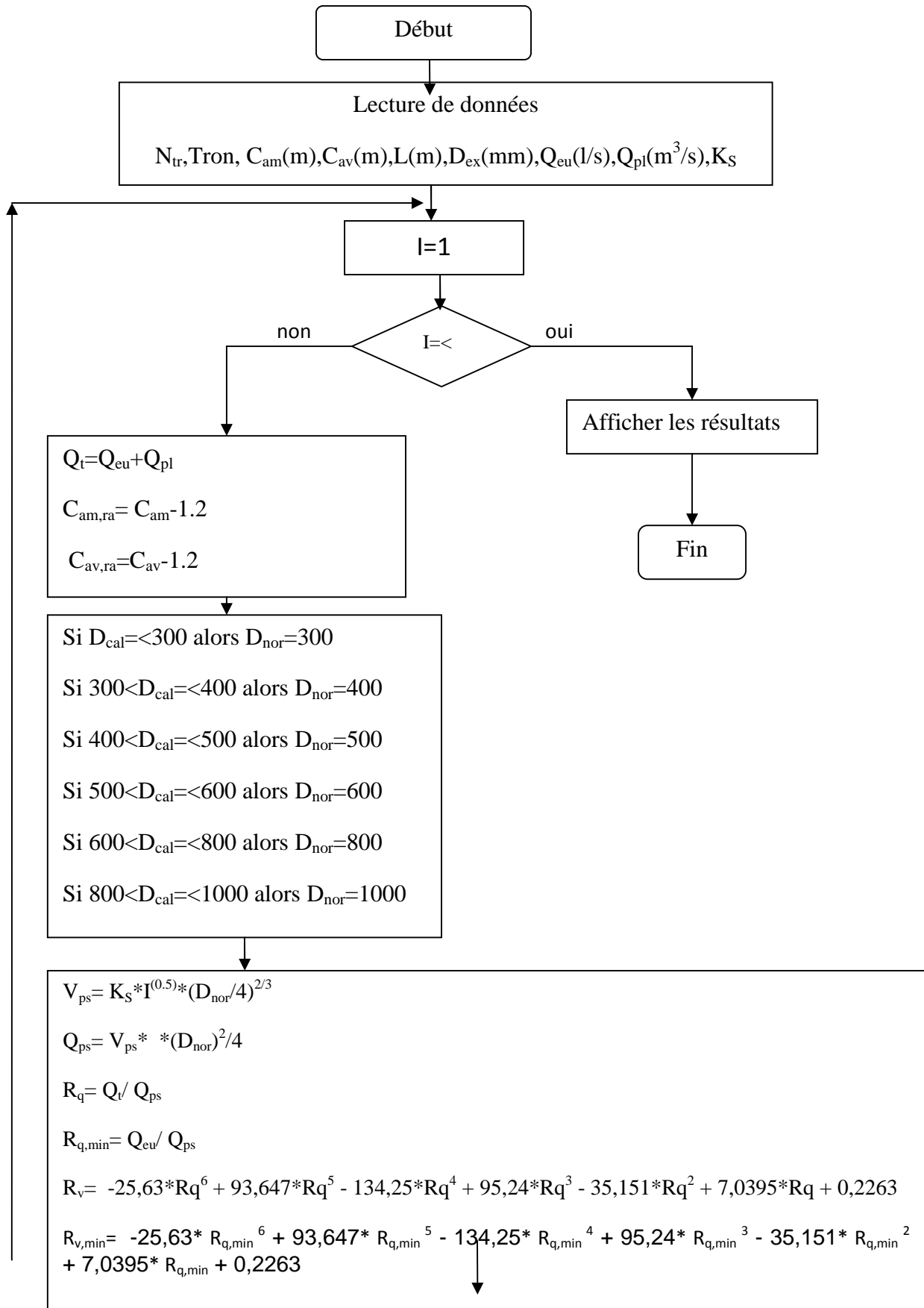
Les relations sont les suivantes :

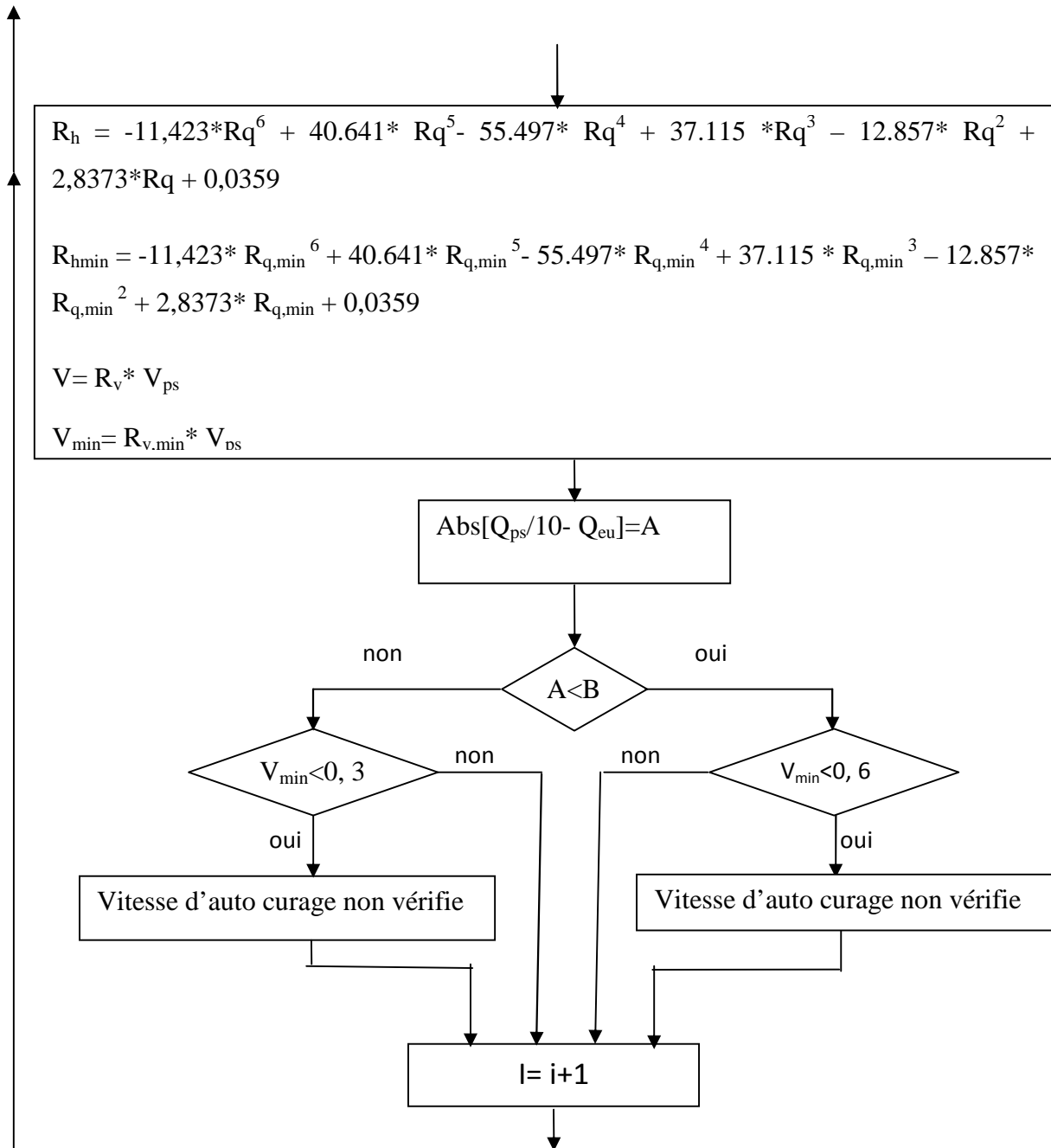
$$R_v = -25,63 * R_q^6 + 93,647 * R_q^5 - 134,25 * R_q^4 + 95,24 * R_q^3 - 35,151 * R_q^2 + 7,0395 * R_q + 0,2263$$

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

V.4 Les étapes du dimensionnement du réseau :

Les étapes du dimensionnement de notre réseau sont représentées dans l'organigramme suivant :





Avec :

R_q : apport des débits.

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

R_v : rapport des vitesses.

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

R_h : rapport des hauteurs.

D : Diamètre normalisé (mm)

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).

h : Hauteur de remplissage (m).

V.5 Principe du tracé des collecteurs :

Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation ; les contre-inclinaisons sont à éviter dans la mesure du possible.

Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les grandes rues larges aussi rectilignes que possible ; les rues à circulation peu intense sont à préférer.

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

- Des profondeurs des caves avoisinantes ; si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide des pompes aux collecteurs.

En général, les épaisseurs de terre au dessus des canalisations ne doivent pas dépasser 2 à 2.5m sauf cas particulier.

- la résistance au gel des canalisations : L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations dépend du climat local (1.2 à 1.6m).

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

V.6 Présentation de la variante à étudier

Pour le cas de notre agglomération ; il existe une seule variante pour tracer les collecteurs :

Il s'agit d'un système unitaire avec un schéma par déplacement latéral, d'où chaque sous- bassin contient des collecteurs principaux branchés avec un intercepteur.

L'intercepteur A du sous-bassin 1 est lié directement en traversant le SB5 vers le DO.

L'intercepteur B collecte les eaux du SB 2 ou il est branché avec l'intercepteur E du SB5.

Concernant le C du SB3, son débit est ajouté au débit de l'intercepteur D du SB4 ; le total du débit des intercepteurs B, C, D en série avec l'intercepteur E en parallèle et avec l'intercepteur A seul, font le débit total au niveau du regard (R330) vers le DO.

En aval du DO, la grande partie du débit qui représente le débit pluvial va se déverser dans le canal (oued aménagé) et les eaux usées se dirigent vers l'exutoire, ce débit va être véhiculé par un DN 315 vers un collecteur principal existant DN 600 sur une distance de 150 m, ensuite vers la STEP de Batna.



V.7 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Tableau V.1 dimensionnement du réseau d'assainissement

Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Qps)	Observations
N° S-B	A (ha)	Tronçon														
1	11.41	R1-R4	110	0,008	0,006	153	315	0,100	1,282	0,084	0,650	0,189	0,833	59,420	0,705	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R4-R5	15	0,008	0,036	112	315	0,229	2,941	0,037	0,536	0,120	1,578	37,801	1,618	
		R18-R20	73	0,019	0,047	136	315	0,234	2,875	0,071	0,448	0,176	1,765	52,429	1,581	
		R20-R21	39	0,02	0,041	142	315	0,242	2,956	0,076	0,517	0,180	1,864	56,354	1,626	
		R21-R5	06	0,021	0,03	153	315	0,242	3,103	0,081	0,644	0,185	1,997	58,123	1,707	
		R5-R8	130	0,052	0,043	190	315	0,229	2,941	0,210	0,803	0,311	2,362	98,046	1,618	
		R22-R24	74	0,015	0,052	132	315	0,276	3,537	0,049	0,574	0,141	2,029	44,315	1,945	
		R24-R25	47	0,025	0,039	160	315	0,238	3,056	0,094	0,667	0,201	2,039	63,262	1,681	
		R25-R27	81	0,042	0,032	182	315	0,217	2,787	0,170	0,764	0,277	2,130	87,172	1,533	
		R27-R28	42	0,05	0,047	181	315	0,263	3,375	0,166	0,761	0,274	2,567	86,256	1,856	
		R30-R32	78	0,02	0,045	136	315	0,257	3,304	0,070	0,622	0,171	2,056	53,714	1,817	
		R32-R34	88	0,034	0,035	169	315	0,225	2,892	0,134	0,724	0,244	2,095	76,812	1,591	315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R34-R29	93	0,05	0,049	182	315	0,266	3,417	0,167	0,762	0,275	2,603	86,544	1,879	
		R36-R38	65	0,016	0,137	140	315	0,124	1,589	0,115	0,699	0,224	1,110	70,552	0,874	
		R39-R38	19	0,007	0,083	110	315	0,206	2,647	0,030	0,511	0,107	1,352	33,707	1,456	
		R38-R10	21	0,024	0,16	180	315	0,124	1,589	0,174	0,769	0,281	1,222	88,383	0,874	
		R40-R43	135	0,024	0,022	164	315	0,171	2,194	0,122	0,708	0,231	1,554	72,875	1,207	
		R43-R44	24	0,026	0,009	193	315	0,119	1,528	0,193	0,787	0,297	1,203	93,553	0,840	
		R45-R44	141	0,022	0,022	161	315	0,179	2,315	0,107	0,687	0,216	1,581	67,911	1,265	
		R44-R14	24	0,049	0,009	240	315	0,119	1,528	0,363	0,911	0,419	1,392	132,034	0,840	
R346-R348	100	0,023	0,024	160	315	0,646	3,291	0,031	0,518	0,110	1,704	55,203	1,810			
R348-R351	136	0,035	0,018	191	315	0,554	2,825	0,055	0,590	0,150	1,665	74,995	1,554	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable		
R28-R29	30	0,056	0,014	221	315	0,145	1,865	0,385	0,924	0,433	1,724	136,533	1,026			
R29-R8	31	0,106	0,014	280	315	0,146	1,878	0,727	1,087	0,631	2,041	198,862	1,033	Ø 400 mm en PVC Vitesse acceptable		
R8-R10	57	0,160	0,02	306	400	0,174	2,232	0,921	1,196	0,759	2,668	239,233	1,228			
R10-R14	170	0,192	0,022	322	400	0,183	2,351	1,050	1,348	0,870	3,169	274,135	1,293			
		R14-R17	112	0,249	0,022	356	400	0,341	2,717	0,731	1,088	0,633	2,957	253,387	1,494	



Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Q _{ps})	Observations
N° S-B	A (ha)	Tronçon														
1	11,41	R58-R62	151	0,042	0,05	157	315	0,269	3,455	0,156	0,749	0,264	2,589	83,243	1,900	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R62-R64	93	0,061	0,046	183	315	0,260	3,332	0,235	0,824	0,330	2,745	104,085	1,833	
		R64-R65	45	0,069	0,027	213	315	0,200	2,565	0,348	0,902	0,409	2,313	128,987	1,411	
		R65-R66	40	0,077	0,045	202	315	0,254	3,256	0,304	0,874	0,380	2,847	119,794	1,791	
		R66-R67	48	0,085	0,027	230	315	0,174	2,461	0,491	0,979	0,496	2,409	148,915	1,354	
		R67-R68	47	0,095	0,020	253	315	0,150	2,125	0,630	1,043	0,575	2,216	172,592	1,169	
		R68-R69	48	0,104	0,031	243	315	0,185	2,615	0,566	1,014	0,539	2,651	161,666	1,438	
		R69-R70	73	0,115	0,016	284	315	0,134	1,903	0,859	1,154	0,715	2,196	214,423	1,047	
R70-R451	89	0,127	0,026	269	315	0,170	2,410	0,744	1,095	0,642	2,638	192,454	1,326			
2	12,86	R78-R79	33	0,008	0,006	157	315	0,106	1,293	0,086	0,684	0,202	0,862	60,370	0,711	315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R79-R80	37	0,007	0,008	153	315	0,100	1,282	0,084	0,650	0,189	0,833	59,420	0,705	
		R80-R81	32	0,014	0,011	172	315	0,171	2,194	0,122	0,708	0,231	1,554	72,875	1,207	
		R72-R72'	35	0,009	0,009	152	315	0,242	3,103	0,081	0,644	0,185	1,997	58,123	1,707	
		R73-R73'	30	0,008	0,008	149	315	0,242	2,956	0,076	0,517	0,180	1,864	56,354	1,626	
		R318-R320	66	0,075	0,048	273	315	0,597	2,113	1,261	0,336	0,824	2,048	250,028	1,162	
		R320-R321	35	0,081	0,051	247	315	0,621	2,154	1,358	0,717	0,689	2,641	218,435	1,185	
		R321-R84	22	0,084	0,04	236	315	1,283	2,554	0,662	1,057	0,593	2,699	177,454	1,405	
		R99-R102	127	0,038	0,051	188	315	0,271	3,483	0,139	0,729	0,248	2,540	78,049	1,916	
		R102-R103	46	0,046	0,022	234	315	0,178	2,290	0,261	0,844	0,350	1,932	110,185	1,260	
		R103-R104	14	0,051	0,025	240	315	0,193	2,380	0,274	0,875	0,431	2,062	117,235	1,309	
		R104-R107	119	0,055	0,026	243	315	0,245	2,550	0,341	0,884	0,512	2,232	162,654	1,403	
		R107-R110	122	0,058	0,022	255	315	0,313	2,850	0,587	0,894	0,565	2,232	172,654	1,568	
		R110-R97	27	0,062	0,027	252	315	0,173	2,221	0,359	0,909	0,817	2,019	248,304	1,222	
		R74-R75	89	0,033	0,039	150	315	0,209	2,960	0,156	0,749	0,264	2,217	79,225	1,628	
R75-R76	126	0,065	0,039	194	315	0,208	2,941	0,311	0,879	0,385	2,584	115,511	1,618			
R76-R449	367	0,229	0,025	338	400	0,361	2,875	0,635	1,045	0,578	3,005	231,291	1,581	Ø 400 mm en PVC		



Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Q _{ps})	Observations
N° S-B	A (ha)	Tronçon														
2	12,86	R82-R83	57	0,022	0,042	128	315	0,217	3,074	0,103	0,681	0,211	2,095	63,343	1,691	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R83-R84	66	0,034	0,054	144	315	0,245	3,470	0,140	0,732	0,250	2,539	74,909	1,909	
		R84-R86	85	0,054	0,034	186	315	0,195	2,756	0,278	0,856	0,362	2,360	108,633	1,516	
		R86-R87	36	0,057	0,043	182	315	0,219	3,103	0,262	0,845	0,351	2,622	105,239	1,707	
		R87-R89	89	0,075	0,021	230	315	0,154	2,187	0,488	0,978	0,495	2,138	148,474	1,203	
		R89-R90	65	0,084	0,020	243	315	0,148	2,093	0,566	1,014	0,539	2,122	161,665	1,151	
		R90-R91	31	0,087	0,033	224	315	0,192	2,720	0,455	0,961	0,476	2,614	142,694	1,496	
		R91-R92	64	0,096	0,021	252	315	0,154	2,182	0,622	1,039	0,571	2,267	171,153	1,200	
		R92-R448	95	0,107	0,027	250	315	0,175	2,474	0,611	1,034	0,564	2,559	169,264	1,361	
		R92-R94	74	0,026	0,027	147	315	0,174	2,456	0,148	0,741	0,257	1,820	77,182	1,351	
		R94-R95	33	0,035	0,025	168	315	0,167	2,359	0,210	0,803	0,311	1,894	93,298	1,297	315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R95-R96	38	0,043	0,027	178	315	0,172	2,438	0,248	0,834	0,340	2,033	102,054	1,341	
		R96-R97	54	0,052	0,017	209	315	0,138	1,955	0,378	0,920	0,429	1,798	128,685	1,075	
		R97-R447	84	0,128	0,026	271	315	0,169	2,396	0,754	1,099	0,647	2,634	194,177	1,318	
		R111-R113	81	0,022	0,055	121	315	0,247	3,493	0,088	0,658	0,194	2,297	58,225	1,921	
		R113-R114	41	0,031	0,036	149	315	0,200	2,832	0,153	0,747	0,262	2,115	78,610	1,558	
		R114-R115	29	0,038	0,037	161	315	0,204	2,883	0,188	0,783	0,293	2,256	87,820	1,586	
		R115-R446	359	0,091	0,026	237	315	0,171	2,420	0,531	0,998	0,520	2,415	155,883	1,331	
		R117-R118	48	0,012	0,047	100	315	0,230	3,251	0,053	0,584	0,147	1,900	44,064	1,788	
		R118-R119	51	0,021	0,046	124	315	0,227	3,209	0,093	0,666	0,200	2,136	59,924	1,765	
R119-R120	18	0,021	0,038	128	315	0,206	2,922	0,102	0,680	0,210	1,987	63,073	1,607			
R120-R121	61	0,032	0,020	170	315	0,148	2,093	0,217	0,809	0,317	1,693	94,991	1,151			
R121-R122	71	0,042	0,018	190	315	0,142	2,011	0,293	0,867	0,373	1,743	111,805	1,106			
R122-R123	44	0,050	0,032	183	315	0,189	2,674	0,265	0,847	0,353	2,265	105,848	1,471			
R123-R124	76	0,063	0,030	202	315	0,182	2,572	0,345	0,900	0,408	2,315	122,284	1,415			



Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Q _{ps})	Observations
N° S-B	A (ha)	Tronçon														
2	12,86	R124-R125	53	0,070	0,026	217	315	0,169	2,387	0,416	0,941	0,452	2,246	135,710	1,313	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R125-R126	32	0,075	0,030	215	315	0,184	2,602	0,409	0,937	0,448	2,438	134,398	1,431	
		R126-R445	38	0,079	0,039	209	315	0,209	2,952	0,377	0,920	0,428	2,715	128,531	1,624	
		R78-R456	166	0,089	0,044	214	315	0,251	3,227	0,355	0,907	0,415	2,926	130,580	1,775	
		R456-R457	45	0,102	0,032	239	315	0,215	2,762	0,474	0,971	0,487	2,681	153,339	1,519	
		R72-R73	163	0,070	0,025	217	315	0,168	2,373	0,420	0,943	0,455	2,238	136,437	1,305	
		R73-R450	151	0,102	0,025	251	315	0,165	2,340	0,617	1,037	0,568	2,426	170,294	1,287	
3	10.70	R170-R172	57	0,013	0,047	103	315	0,261	3,347	0,051	0,579	0,144	1,937	45,245	1,841	315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R172-R175	118	0,022	0,029	137	315	0,204	2,624	0,107	0,687	0,215	1,803	67,783	1,443	
		R165-R169	155	0,036	0,031	163	315	0,211	2,714	0,172	0,767	0,279	2,081	87,942	1,493	
		R161-R164	128	0,027	0,033	144	315	0,217	2,787	0,123	0,710	0,232	1,978	73,223	1,533	
		R135-R127	25	0,005	0,014	092	315	0,144	1,846	0,037	0,539	0,121	0,995	38,272	1,015	
		R134-R127	42	0,010	0,007	133	315	0,099	1,273	0,099	0,674	0,206	0,859	64,917	0,700	
		R136-R128	37	0,014	0,008	144	315	0,110	1,415	0,124	0,711	0,233	1,005	73,428	0,778	
		R137-R128	22	0,006	0,014	097	315	0,140	1,794	0,043	0,558	0,132	1,000	41,453	0,987	
		R138-R129	36	0,016	0,006	163	315	0,092	1,176	0,171	0,766	0,278	0,900	87,582	0,647	
		R139-R129	21	0,009	0,010	120	315	0,119	1,528	0,075	0,634	0,178	0,968	56,025	0,840	
		R140-R130	37	0,010	0,006	136	315	0,093	1,196	0,105	0,685	0,214	0,819	67,274	0,658	
		R141-R132	30	0,006	0,003	126	315	0,066	0,846	0,087	0,655	0,192	0,554	60,508	0,465	
		R142-R133	27	0,008	0,009	116	315	0,111	1,423	0,069	0,621	0,170	0,884	53,409	0,783	
		R176-R178	92	0,022	0,024	142	315	0,185	2,377	0,118	0,703	0,227	1,671	71,643	1,307	
		R178-R175	18	0,025	0,006	192	315	0,095	1,216	0,266	0,848	0,354	1,030	111,390	0,669	
R175-R169	27	0,049	0,006	247	315	0,095	1,216	0,520	0,993	0,513	1,207	161,602	0,669			
R169-R164	42	0,089	0,006	309	315	0,095	1,216	0,942	1,213	0,776	1,474	244,386	0,669			



Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Qps)	Observations
N° S-B	A (ha)	Tronçon														
3	10,70	R164-R154	22	0,116	0,006	341	400	0,207	1,653	1,229	2,574	1,085	2,129	341,914	0,909	Ø 400 mm en PVC
		R151-R154	111	0,024	0,038	135	315	0,234	3,001	0,103	0,681	0,211	2,044	66,416	1,651	Ø 315 mm en PVC
		R154-R201	198	0,171	0,025	303	400	0,190	2,441	0,645	1,179	0,642	2,878	233,865	1,343	Ø 400 mm en PVC
		R201-R442	49	0,214	0,029	319	400	0,190	2,441	0,693	1,187	0,685	2,678	253,587	1,343	
		R143-R147	132	0,022	0,028	137	315	0,201	2,579	0,108	0,689	0,217	1,776	68,218	1,418	
		R147-R200	53	0,033	0,037	152	315	0,233	2,985	0,143	0,735	0,252	2,193	79,432	1,642	315 mm en PVC
		R200-R443	50	0,042	0,036	178	315	0,265	2,992	0,158	0,738	0,264	2,391	81,245	1,646	
		R127-R128	44	0,023	0,027	142	315	0,196	2,518	0,118	0,703	0,228	1,771	71,673	1,385	Vitesse acceptable
		R128-R129	38	0,043	0,027	179	315	0,196	2,518	0,219	0,810	0,318	2,041	100,175	1,385	
		R129-R130	39	0,071	0,025	218	315	0,191	2,451	0,372	0,917	0,425	2,246	133,920	1,348	
		R130-R444	126	0,098	0,031	304	400	0,211	2,709	0,444	0,956	0,469	2,590	254,354	1,490	400 mm en PVC
		R187-R189	78	0,022	0,026	140	315	0,195	2,504	0,115	0,699	0,224	1,749	70,570	1,377	
		R189-R190	70	0,041	0,023	180	315	0,183	2,351	0,224	0,815	0,322	1,915	101,385	1,293	
		R190-R181	57	0,055	0,023	201	315	0,183	2,351	315	0,871	0,377	2,049	118,892	1,293	
		R186-R179	32	0,010	0,004	144	315	0,080	1,024	0,122	0,708	0,231	0,725	72,872	0,563	
		R179-R181	65	0,055	0,020	207	315	0,168	2,161	0,325	0,888	0,395	1,920	124,354	1,189	Ø 315 mm en PVC
		R181-R182	40	0,116	0,020	275	315	0,168	2,161	0,691	1,070	0,610	2,313	192,202	1,189	
		R194-R182	67	0,016	0,012	145	315	0,131	1,684	0,125	0,713	0,235	1,200	73,966	0,926	Vitesse acceptable
		R182-R183	35	0,139	0,035	263	315	0,226	2,896	0,614	1,036	0,566	3,000	178,414	1,593	
		R196-R183	71	0,023	0,008	179	315	0,105	1,346	0,221	0,813	0,320	1,094	100,792	0,740	
R183-R204	44	0,169	0,026	299	315	0,195	2,504	0,866	1,158	0,720	2,900	226,663	1,377			
R202-R204	69	0,016	0,137	140	315	0,124	1,589	0,115	0,699	0,224	1,110	70,552	0,874			
R204-R440	47	0,098	0,031	304	400	0,211	2,709	0,444	0,956	0,469	2,590	254,354	1,490	Ø 400 mm en PVC		
4	12,19	R223-R224	27	0,006	0,034	083	315	0,220	2,825	0,028	0,504	0,103	1,423	32,592	1,554	
		R343-R224	32	0,007	0,015	099	315	0,146	1,878	0,046	0,564	0,135	1,059	42,580	1,033	Ø 315 mm en PVC
		R224-R225	28	0,019	0,034	126	315	0,220	2,825	0,086	0,654	0,192	1,847	60,335	1,554	Vitesse acceptable
		R225-R211	22	0,019	0,016	144	315	0,154	1,977	0,123	0,710	0,233	1,404	73,296	1,087	



Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Q _{ps})	Observations
N° S-B	A (ha)	Tronçon														
4	12,19	R344-R214	43	0,007	0,05	081	315	0,269	3,452	0,027	0,498	0,101	1,719	31,707	1,899	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R228-R229	50	0,011	0,032	103	315	0,216	2,770	0,050	0,576	0,142	1,595	44,694	1,524	
		R229-R232	126	0,028	0,027	153	315	0,196	2,513	0,144	0,736	0,253	1,849	79,715	1,382	
		R244-R232	28	0,087	0,012	270	315	0,132	1,698	0,659	1,055	0,591	1,792	186,277	0,934	
		R232-R216	21	0,117	0,023	268	315	0,182	2,336	0,644	1,049	0,583	2,451	183,661	1,285	
		R233-R236	128	0,026	0,033	142	315	0,219	2,817	0,118	0,703	0,227	1,980	71,565	1,549	
		R236-R244	48	0,032	0,012	186	315	0,132	1,698	0,245	0,832	0,338	1,413	106,575	0,934	
		R238-R241	115	0,037	0,029	167	315	0,205	2,638	0,182	0,776	0,287	2,048	90,472	1,451	
		R241-R243	60	0,049	0,022	194	315	0,178	2,285	0,273	0,853	0,359	1,949	113,038	1,257	
		R243-R244	40	0,053	0,004	274	315	0,077	0,988	0,686	1,068	0,607	1,056	191,245	0,543	
		R420-R218	64	0,016	0,018	134	315	0,160	2,048	0,102	0,679	0,209	1,390	65,904	1,126	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable
		R246-R219	94	0,016	0,015	137	315	0,146	1,878	0,107	0,687	0,215	1,290	67,785	1,033	
		R248-R220	106	0,014	0,022	121	315	0,180	2,305	0,077	0,637	0,180	1,468	56,703	1,268	
		R251-R253	56	0,022	0,040	129	315	0,240	3,084	0,092	0,663	0,198	2,044	62,333	1,696	
		R253-R257	117	0,065	0,022	216	315	0,180	2,305	0,361	0,910	0,418	2,098	131,704	1,268	
		R257-R260	102	0,073	0,013	248	315	0,139	1,780	0,527	0,996	0,517	1,773	162,836	0,979	
		R260-R222	59	0,083	0,024	234	315	0,185	2,372	0,447	0,957	0,471	2,270	148,396	1,305	
		R262-R264	57	0,022	0,043	128	315	0,249	3,197	0,090	0,660	0,196	2,111	61,738	1,758	
		R264-R268	116	0,053	0,017	209	315	0,159	2,036	0,333	0,893	0,400	1,818	125,919	1,120	
		R268-R272	107	0,070	0,025	218	315	0,190	2,436	0,370	0,915	0,424	2,230	133,530	1,340	
R272-R273	30	0,074	0,020	230	315	0,171	2,199	0,430	0,949	0,461	2,086	145,201	1,209	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable		
R274-R276	57	0,018	0,041	119	315	0,243	3,126	0,075	0,632	0,177	1,976	55,732	1,719			
R276-R280	115	0,045	0,025	184	315	0,190	2,436	0,236	0,825	0,331	2,009	104,333	1,340			
R280-R282	59	0,053	0,023	200	315	0,181	2,321	0,294	0,868	0,374	2,014	117,738	1,277			
R282-R284	58	0,062	0,019	219	315	0,164	2,111	0,376	0,919	0,427	1,939	134,630	1,161			
R424-R284	25	0,004	0,040	068	315	0,242	3,103	0,017	0,449	0,079	1,392	24,802	1,707			
R285-R287	56	0,012	0,035	106	315	0,225	2,892	0,054	0,587	0,148	1,696	46,685	1,591			



Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Qps)	Observations	
N° S-B	A (ha)	Tronçon															
4	12,19	R287-R291	117	0,031	0,025	160	315	0,189	2,431	0,163	0,757	0,271	1,841	85,324	1,337	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable	
		R291-R293	59	0,039	0,021	180	315	0,175	2,253	0,223	0,814	0,321	1,833	101,085	1,239		
		R293-R295	58	0,047	0,025	188	315	0,188	2,416	0,252	0,837	0,343	2,022	108,063	1,329		
		R425-R295	33	0,007	0,015	099	315	0,146	1,878	0,046	0,564	0,135	1,059	42,580	1,033		
		R296-R298	57	0,015	0,034	116	315	0,221	2,842	0,069	0,620	0,169	1,762	53,195	1,563		
		R298-R302	115	0,036	0,026	168	315	0,194	2,494	0,186	0,781	0,291	1,948	91,763	1,372		
		R302-R306	118	0,058	0,017	217	315	0,159	2,036	0,365	0,913	0,421	1,858	132,566	1,120		
5	11,06	R307-R309	56	0,013	0,035	108	315	0,198	2,801	0,065	0,612	0,164	1,713	49,120	1,541	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable	
		R309-R315	175	0,046	0,021	192	315	0,153	2,171	0,302	0,873	0,379	1,896	113,805	1,194		
		R315-R318	104	0,065	0,016	230	315	0,132	1,873	0,490	0,979	0,496	1,833	148,817	1,030		
		R357-R361	169	0,033	0,023	167	315	0,161	2,272	0,207	0,800	0,308	1,817	92,448	1,250		
		R361-R320	165	0,057	0,016	219	315	0,132	1,867	0,429	0,948	0,460	1,770	138,096	1,027		
		R365-R369	165	0,022	0,023	143	315	0,159	2,257	0,139	0,729	0,248	1,646	74,371	1,241		
		R369-R321	331	0,037	0,014	191	315	0,123	1,743	0,298	0,870	0,376	1,517	112,848	0,959		
		R373-R376	150	0,033	0,023	166	315	0,159	2,252	0,206	0,799	0,308	1,799	92,251	1,239		
		R376-R322	177	0,064	0,017	227	315	0,136	1,920	0,474	0,970	0,486	1,863	145,916	1,056		
		R380-R384	161	0,029	0,022	159	315	0,180	2,305	0,161	0,755	0,269	1,740	84,687	1,268		
		R384-R323	178	0,057	0,017	215	315	0,157	2,019	0,360	0,909	0,417	1,836	131,430	1,110		
		R388-R392	201	0,040	0,021	181	315	0,154	2,176	0,257	0,841	0,347	1,831	104,188	1,197		
		R392-R324	136	0,063	0,016	228	315	0,132	1,867	0,480	0,973	0,490	1,817	146,985	1,027		
		R450-R353	160	0,744	0,018	559	630	0,900	3,186	0,826	1,136	0,693	3,619	415,756	1,752		Ø 630 mm en PVC
		R353-R325	181	0,784	0,011	624	630	0,710	2,511	1,105	1,489	0,927	3,739	556,355	1,381		
		R409-R329	95	0,023	0,012	164	315	0,117	1,651	0,199	0,793	0,302	1,310	90,684	0,908		
		R405-R408	127	0,041	0,018	190	315	0,141	1,989	0,293	0,867	0,373	1,725	111,923	1,094		Ø 315 mm en PVC
		R408-R401	34	0,041	0,006	231	315	0,083	1,177	0,495	0,981	0,499	1,155	149,729	0,647		
R395-R399	185	0,441	0,020	415	500	0,734	3,747	0,589	1,024	0,552	2,138	165,580	1,148	Ø 500 mm en PVC			
R399-R401	73	0,451	0,022	418	500	0,754	2,207	0,661	1,057	0,593	2,332	177,815	1,214				
R401-R402	50	0,457	0,022	423	500	0,156	2,207	1,022	1,302	0,844	2,874	253,308	1,214				
R402-R330	106	0,461	0,012	436	500	0,251	1,996	0,703	1,075	0,617	2,147	246,682	1,098	Vitesse acceptable			

V.8 Dimensionnement des intercepteurs (A, B, C, D, E) :

Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Q _{ps})	observations	
N°S -B	A (ha)	Tronçon															
1	11.42	R451-R351	A	32	0.127	0.016	360	400	0.160	1.348	0.79	1.137	0.665	1.534	266.960	0.741	Ø 400 mm en PVC Vitesse acceptable
		R351-R351'		18	0.162	0.071	300	400	0.354	2.822	0.452	1.135	0.521	3.214	235.214	1.552	
		R16-R17		112	0,249	0,022	0,356	400	0,341	2,717	0,731	1,088	0,633	2,957	253,387	1.494	
2	12.86	R445-R446	B	46	0.152	0.008	0.358	500	0.374	1.908	0.407	0.936	0.447	1.786	223.442	1.049	Ø 500 mm en PVC Vitesse acceptable Ø 630 mm en PVC
		R446-R447		50	0.245	0.008	0.428	500	0.374	1.908	0.656	1.054	0.590	2.011	294.870	1.049	
		R447-R448		45	0.373	0.023	0.433	500	0.551	2.810	0.677	1.064	0.602	2.988	300.893	1.546	
		R448-R449		31	0.480	0.027	0.475	500	0.551	2.810	0.870	1.161	0.723	3.263	361.366	1.546	
		R449-R450		52	0.709	0.028	0.550	630	0.896	3.169	0.792	1.118	0.671	3.542	402.507	1.743	
3	10.70	R445-R444	C	43	0.020	0.008	0.267	500	0.374	1.908	0.054	0.586	0.148	1.118	73.872	1.049	Ø 500 mm en PVC Vitesse acceptable
		R444-R443		49	0.031	0.008	0.285	500	0.374	1.908	0.082	0.647	0.187	1.234	93.294	1.049	
		R443-R442		35	0.044	0.008	0.290	500	0.374	1.908	0.117	0.702	0.226	1.339	113.171	1.049	
		R442-R440		92	0.069	0.008	0.295	500	0.374	1.908	0.184	0.779	0.289	1.485	144.609	1.049	
		R440-R339		50	0.075	0.025	0.324	500	0.245	1.261	0.79	1.137	0.665	1.534	305.124	0.694	
		R339-R209		83	0.084	0.023	0.337	500	0.375	1.913	0.731	1,088	0,633	2,957	296,365	1.052	
4	12,19	R209-R211	D	45	0.139	0.016	0.375	400	0.151	1.940	0.919	1.194	0.758	2.317	238.721	1.067	Ø 400 mm en PVC Vitesse acceptable
		R211-R214		118	0.161	0.016	0.392	400	0.151	1.940	1.066	1.382	0.887	2.682	279.276	1.067	
		R214-R215		31	0.168	0.016	0.398	400	0.151	1.940	1.113	1.520	0.937	2.950	295.079	1.067	

Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Qps)	observations	
N°S - B	A (ha)	Tronçon															
4	12,19	R215-R216	D	35	0.183	0.016	0.411	500	0.151	1.940	1.210	2.263	1.058	4.392	333.312	1.067	Ø 500 mm en PVC
		R216-R218		93	0.306	0.010	0.451	500	0.224	1.780	1.368	1.450	1.326	2.162	430.469	0.979	
		R218-R219		34	0.322	0.010	0.460	500	0.224	1.780	1.440	1.227	1.487	2.607	454.862	0.979	Vitesse acceptable
		R219-R220		37	0.338	0.010	0.468	500	0.224	1.780	1.510	1.672	1.671	2.524	468.341	0.979	
		R220-R221		32	0.352	0.010	0.475	500	0.224	1.780	1.572	1.713	1.860	2.416	444.001	0.979	Ø 400 mm en PVC
		R221-R222		9	0.352	0.010	0.472	500	0.227	1.807	1.549	1.632	1.784	3.052	313.674	0.994	Ø 60 mm en PVC
		R222-R273		28	0.434	0.007	0.541	630	0.354	1.801	1.228	2.553	1.084	4.598	541.878	0.991	Vitesse acceptable
		R273-R284		29	0.509	0.007	0.574	630	0.354	1.801	1.441	1.493	1.488	2.947	544.040	0.991	
		R284-R295		29	0.572	0.007	0.600	630	0.354	1.801	1.619	1.615	2.021	3.045	593.503	0.991	Ø 800 mm
		R295-R306		27	0.622	0.007	0.619	800	0.574	2.032	1.084	1.425	0.905	2.896	642.818	0.754	
5	11.06	R306-R318	E	80	0.687	0.007	0.642	800	0.574	2.032	1.196	2.079	1.038	4.224	662.856	0.756	Conduites ovoïdes en PRV
		R318-R320		27	0.753	0.006	0.655	800	0.597	2.113	1.261	1.336	1.133	3.048	680.028	0.762	
		R320-R321		166	0.811	0.006	0.674	800	0.597	2.113	1.358	0.717	1.306	2.641	783.435	0.764	
		R321-R322		30	0.849	0.006	0.686	800	1.283	2.554	0.662	1.057	0.593	2.699	474.454	0.774	426 m de longueur
		R322-R323		26	0.915	0.006	0.705	800	1.283	2.554	0.713	1.080	0.623	2.759	498.244	0.781	
		R323-R324		27	0.973	0.006	0.722	800	1.283	2.554	0.758	1.101	0.650	2.813	520.012	0.764	
		R324-R325		43	1.037	0.006	0.739	800	1.283	2.554	0.708	1.126	0.681	2.876	544.672	0.732	
		R325-R329		71	1.831	0.012	0.915	1000	2.323	2.960	0.788	1.116	0.668	3.302	868.292	1.628	Ø 1000 mm ovoïdes en PRV
		R329-R330		35	1.854	0.013	0.923	1000	2.355	3.012	0.787	1.116	1.043	3.313	870.254	1.657	

Le réseau			L (m)	Q (m ³ /s)	I (m/m)	D _{CAL} (mm)	D _{NOR} (mm)	Q _{PS} (m ³ /s)	V _{PS} (m/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	V min (m/s) (1/10Q _{ps})	observations
N°S - B	A (ha)	Tronçon														
5	11,06	R330-DO	15	2,315	0.023	958	1000	2.525	3.214	0.916	1,136	0,804	3,653	804,621	1.767	Ø 1000 mm Conduites ovoïdes en PRV
		DO-EXU	150	0,034	0.025	201	315	0,102	1,412	0.333	1,134	0.798	1,605	250,341	0.776	Ø 315 mm en PVC Vitesse acceptable

Avec :

L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

Q_T: débit d'eau total (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_{min} : vitesse de l'écoulement en temps sec (m/s).

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

DO : Déversoir d'orage

EXU : Exutoire

**Conclusion :**

D'après les tableaux du calcul hydraulique que l'on a fait précédemment, et qui visent essentiellement la détermination des diamètres des collecteurs toutes en vérifiant les vitesses d'auto curage.

Etant donné que dans tout les cas, la condition d'auto curage est satisfaisante ($V > 0.6\text{m/s}$), ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons ($V < 5\text{m/s}$) sont tous vérifiés.

CHAPITRE VI

Eléments du réseau et Ouvrages
annexes

Chapitre VI : Eléments du réseau et ouvrages annexes

Introduction :

Un réseau d'Assainissement a pour objet de collecter les eaux usées et pluviales, et pour objectif, la protection du milieu naturel.

Il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvement de terrain. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'Assainissement comprennent des éléments constitutifs du réseau d'égout et des ouvrages annexes :

VI.1 Eléments constitutif du réseau d'égout :

Les Eléments constitutif du réseau d'égout se présentent sous la forme :

- Des conduites circulaires avec un diamètre normalisé, pouvant être visitables ou non.
- Des conduites ovoïdes visitables, préfabriqués sur chantier et normalisés également

Dans notre cas ; les ouvrages principaux se composent d'un intercepteur pour chaque sous bassin avec des diamètres allant de **500mm à 1000mm** et des collecteurs secondaires de diamètre variant de **300mm à 500mm**.

VI.1.1 Canalisations:

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire dans la majorité des tronçons, et des canalisations ovoïdes dans quelques tronçons qui présentent une faible vitesse due a une faible pente.

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination.

VI.1.1.1 Conduites circulaires :

a. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation,...etc.). La longueur utile ne doit pas dépasser **2.5m**.



Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation.

Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

L'essai à l'étanchéité est effectué sous une pression de 1 bar pendant **30** minutes. Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.

b. Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, ... etc.).

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées « génératrice » ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de **15cm**.

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistance à la rupture et aux essais d'étanchéité (sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes).

A titre indicatif ; il est possible de se procurer les tuyaux dont les caractéristiques figurent dans tableau suivant :

Tableau VI.1 Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre :

Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimale (mm)	Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimale (mm)
800	De 66 à 116	1600	De 130 à 158
1000	De 66 à 116	1800	De 133 à 177
1200	De 71 à 121	2000	De 141 à 194
1400	De 119 à 146	-	-

c. Conduites en amiante – ciment :

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

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 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé.

d. conduite en fonte :

Des conduites sont rarement utiliser en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que :



- Traversée d'un bassin hydro – minéral ;
- Les cas de refoulement ;
- Traversée des oueds par conduite siphon ;
- Pour évacuer les eaux usées industrielles ;

e. Conduites en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C . Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m, et les parois intérieurs très lisses permettant une très faible perte de charge.

f. conduite en P.V.C :

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine

- Synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle monomère ; celui-ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié, utilisé en Assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles.

Si les tuyaux ne sont pas destinés à être assemblés par manchons à doubles bagues d'étanchéité ; il comporte à l'une de leurs extrémités une emboîture façonnée en usine ; munie d'un dispositif pour loger ou retenir une bague en élastomère.

Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre ; c'est-à-dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles à l'effet de température

VI.1.1.2 les conduites Ovoïdes :

Ce sont des conduites de forme parabolique évasée, fermées à leur partie supérieure.

Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montrent qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il est préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués.

La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de $\pm 1\%$;

Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800mm de diamètre (problème d'auto curage).

Peuvent être présentés soit en béton armé ou en béton non armé, soit en PRV



VI.1.1.3 Choix du type de matériaux à utiliser :

Dans notre mémoire nous optons pour des conduites circulaires en PVC et des conduites ovoïdes en PRV.

VI.1.2 joints des conduites:

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint qui 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), donc on opte des joints à mortier de ciment pour les collecteurs à petit diamètre, et des joints type ROCLA pour les collecteurs à grand diamètre vu leur avantage appréciable.

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

a. Joint type Rocla :

C'est un type à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité de cet anneau dans son logis.

b. Joint à demi-emboîtement :

Il est utilisé que dans les sous-sols, ne résiste pas aux pressions élevées, il est utilisé pour des tronçons de longueurs faibles (environ de 1m). La liaison entre les deux bouts se fait par bourrage de ciment.

c. joint torique :

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres (700-900) mm.

d. joint à collet :

C'est un joint à emboîtement rigide, avec collage en ciment. Ce type de joint est utilisé que dans les bons sols et terrains à pente faible, à éviter dans les terrains argileux.

e. joint plastique :

Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon de butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribuent à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

f. 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.

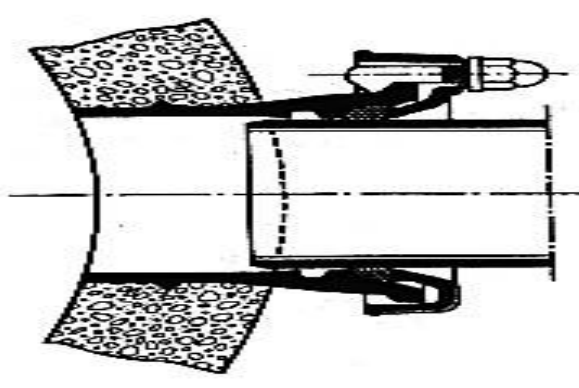


Figure VI.1 Joint mécanique

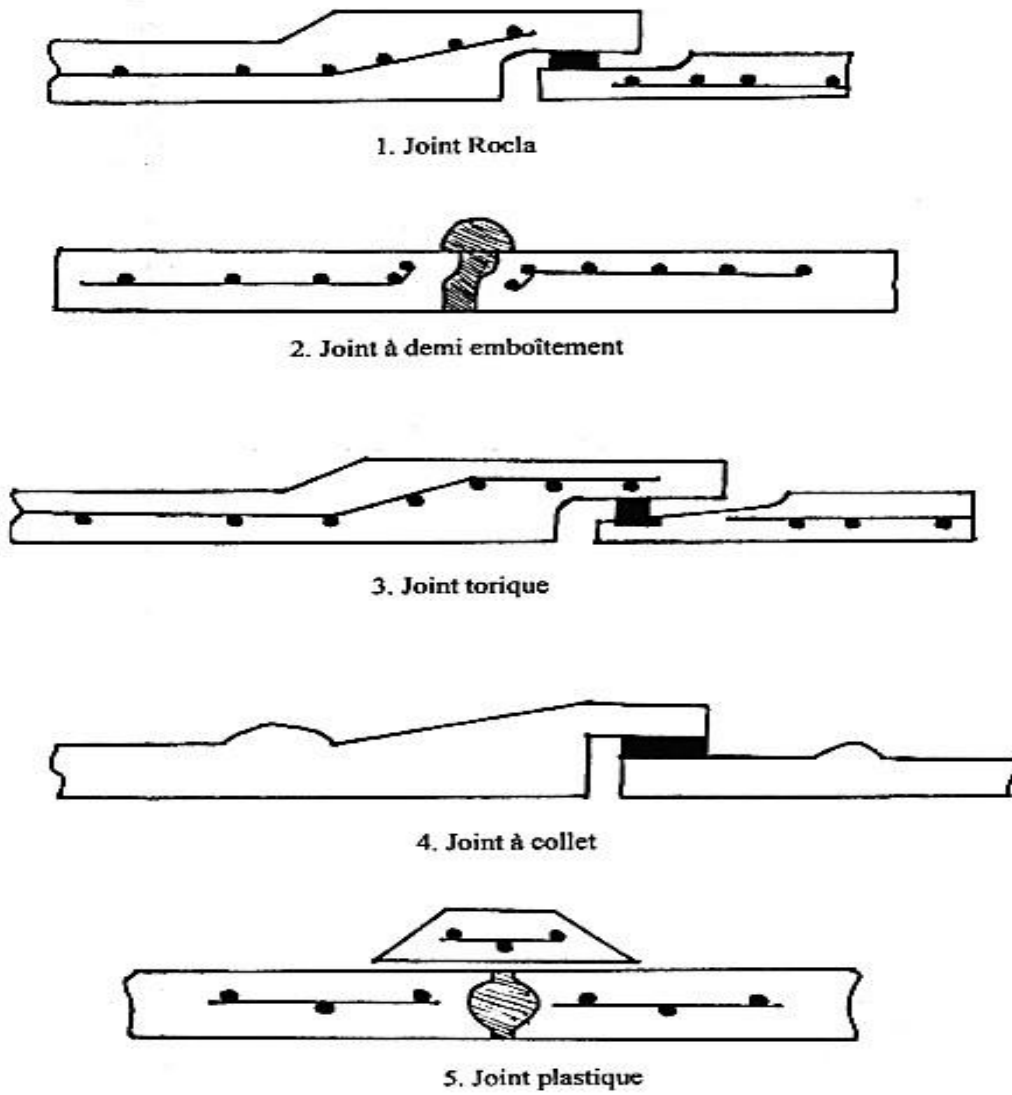


Figure VI.2 Divers joints sur tuyau en béton



VI.1.3 Les différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques

a. 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 due essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief

b. Actions statiques :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

c. 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_2SO_4) corrosif et néfaste aux conduites.

VI.1.4 Protection des conduites :

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H_2S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H_2S .
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m^3 de béton).



- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout

VI.1.5 Essais des tuyaux préfabriqués :

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

a. 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 oblige de faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. à une vitesse de 1000 dan/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

b. 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 mm

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 8 mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

c. 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 (H_2S) 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 acides, 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.

VI.1.6 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 suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

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

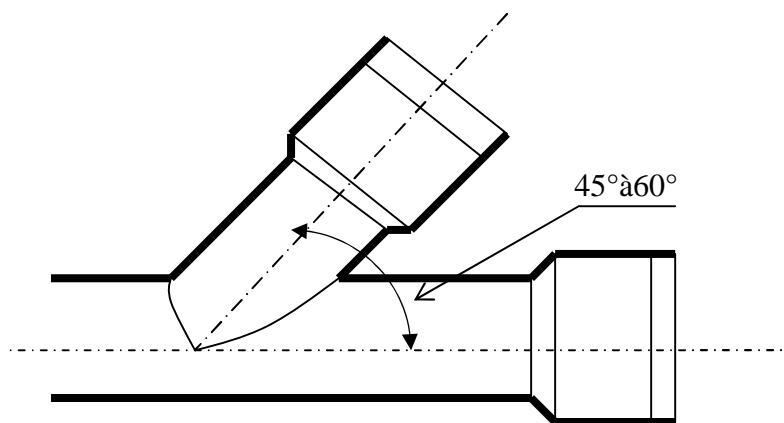


Figure VI.3 Exemple d'un branchement simple

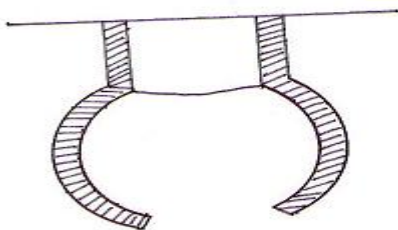


Figure VI.4
Point de raccordement avec élargissement

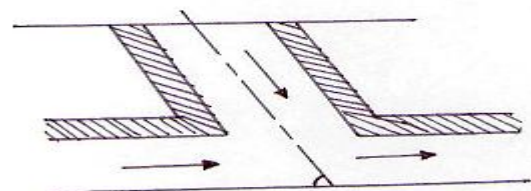


Figure VI.5
Point de raccordement avec inclinaison



VI.1.7 Ouvrages des surfaces :

Ce type d'ouvrages est destiné à recueillir des eaux pluviales. On distingue :

➤ **Les fossés :**

Les fossés sont destinés à recueillir des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

➤ **Les caniveaux ou rigoles :**

Les caniveaux sont destinés à recueillir 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.

➤ **Les bouches d'égout :**

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale 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, la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

- **Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation :**

Ce type de bouche d'égout peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent.

Selon le type de recueil des eaux, on distingue cinq types de bouche d'égout.

- **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique :**

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

- **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :**

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonoïde ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

- **Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton :**

Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.

- **Les bouches d'égout avec avaloir métallique :**



Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

- **La bouche d'égout à grille seule :**

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

VI.1.8 les regards:

a. Généralité :

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et on distingue :

- **Les regards simples :** Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- **Les regards latéraux :** Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
- **Les regards toboggan :** En cas d'exhaussement de remous ;
- **Les regards de chute :** En cas de forte pente.
 - La distance entre deux regards est variable :
 - 35 à 50m en terrain accidenté ;
 - 50 à 80m en terrain plat.
 - Sur les canalisations les regards doivent être installés :
 - A chaque changement de direction ;
 - A chaque jonction de canalisation ;
 - Aux points de chute ;
 - A chaque changement de pente ;
 - A chaque changement de diamètre.

b. Types des regards :

On distingue différents types qui sont :

b.1 Regard de visite :

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de **35 à 80m**.



Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à **1.5m** ; diamètre **80cm** ;
- Profondeur supérieure à **1.5m** ; diamètre **1.00m** avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de **8cm** en béton préfabriqué en usine, **12cm** en béton coulé sur place avec un enduit étanche de **2cm**.

b.2 Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

b.3 Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

- Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

b.4 Regard de chute :

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

b.4.1 La chute verticale profonde :

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

b.4.2 La chute toboggan :

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

Remarque : Le terrain de notre agglomération n'étant pas trop accidenté donc on n'a pas prévu ce type d'ouvrage.



VI.2 Les ouvrages annexes :

VI.2.1 Les déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

Nous citons différents déversoirs d'orage selon les caractéristiques de la zone d'étude :

a. Déversoir à seuil frontal :

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

b. Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir classique à seuil latéral à seuil haut ou bas.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

On notera, à ce propos, que la longueur de crête déversant d'un déversoir latéral, calculée selon la formule d'Engels, est de 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal.

- S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important).

- Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé.

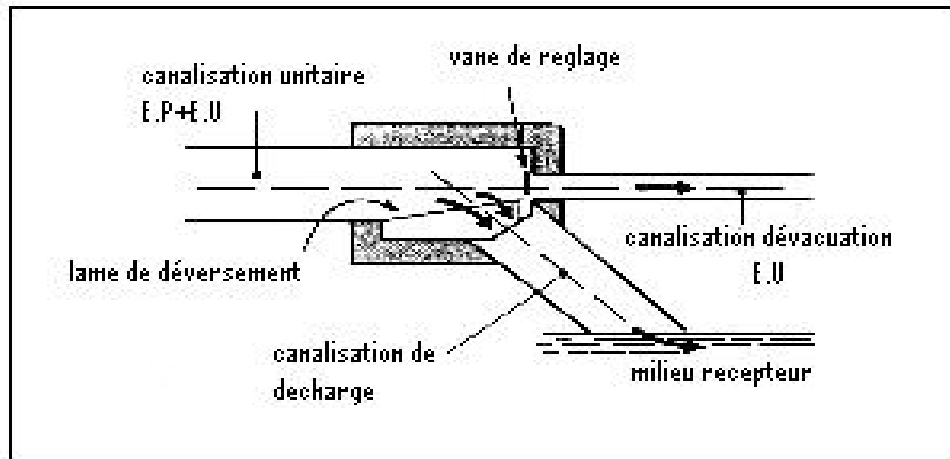


Figure VI.6 Déversoir classique à seuil latéral

c. Déversoir à double seuil latéral :

Pour éviter d'avoir des dimensions trop importantes ($b > 6m$) ; on opte pour un déversoir à double seuil déversant.

d. Déversoir avec ouverture de radier :

Ce type de déversoir est rencontré dans les terrains très accidentés et donc préconisé pour un écoulement torrentiel.

e. Déversoir siphonoïde :

Le déversoir siphonoïde a un rôle multiple. On peut en effet, par le procédé de déversement retardé, utiliser le collecteur comme bassin tampon.

Le fonctionnement peut être statique à un niveau maximal de mise en charge d'accumulation dans le réseau et, après avoir laissé passer le premier flot fortement pollué pour épuration, le siphonoïde s'amorce et produit le déversement accéléré.

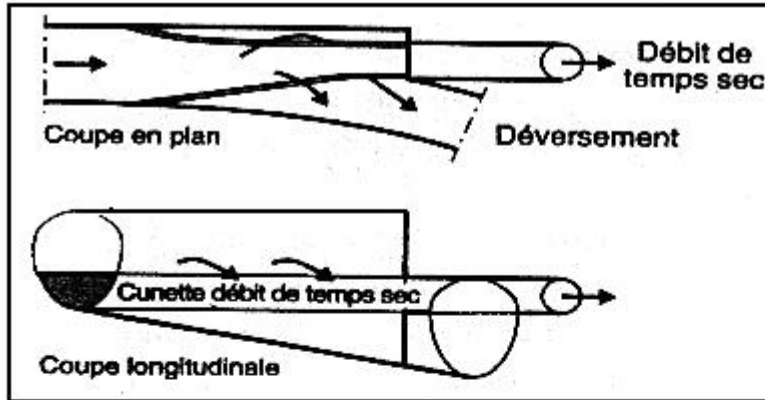


Figure VI.7 Déversoir latéral à double seuil

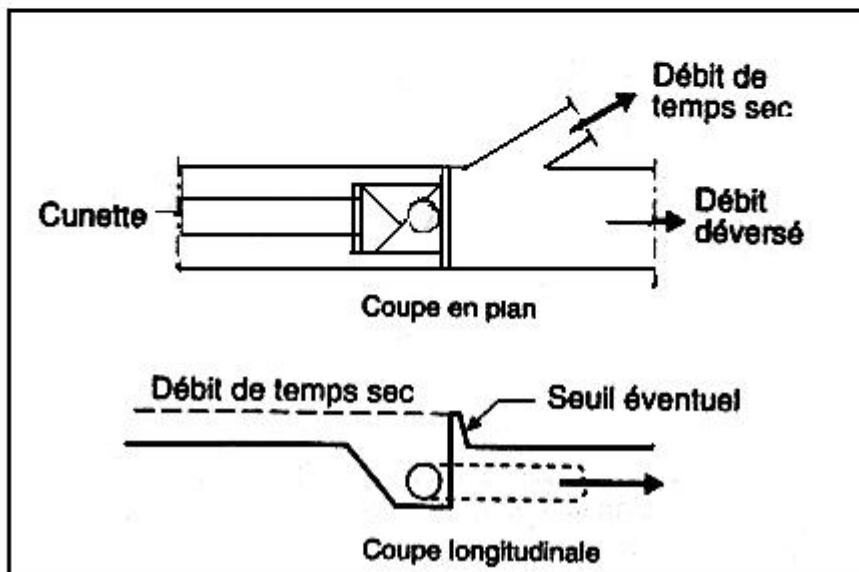


Figure VI.8 Déversoir avec ouverture de radier

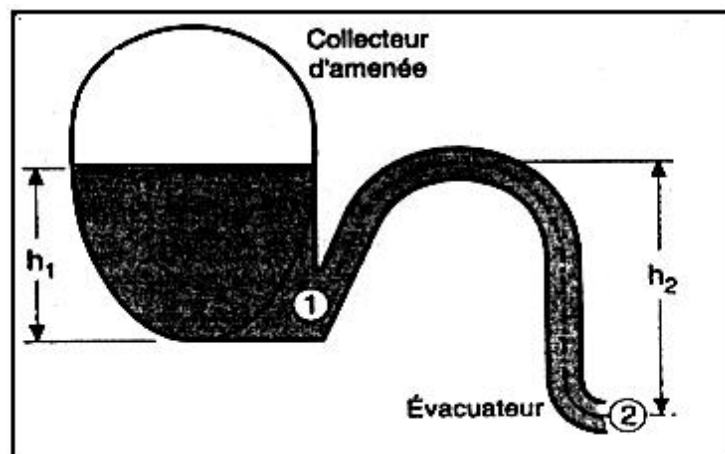


Figure VI.9 Principe du déversement siphonide



VI.2.2 Emplacement des déversoirs d'orage :

- Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :
- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- - Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.
- -La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- -Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- -Topographie du site et variations des pentes.

VI.2.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour notre cas, le déversoir sera placé au niveau de l'exutoire de notre réseau sur le tronçon (R330-EXU).

Mode de calcul :

Le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre se fait a partir des formules des déversoirs :

$$Q = \sim .L.H .\sqrt{2 gH} \dots\dots\dots (VI-1)$$

$$L = \left[\frac{Q}{\frac{2}{3} . \sim .\sqrt{2 g} .H^{1.67}} \right]^{\frac{1}{0.83}} \dots\dots\dots (VI-2)$$

On doit adopter :

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

$Q_{Pcorr} = Z*Q_p$ avec : $Z = 1 - t_c/100$

Z : coefficient de retardement

T_c : temps de concentration pris égale a 15 minutes

D'où Z= 0.85

Alors $Q_T = Q_{Pcorr} + Q_{US} = Z*Q_p + Q_{US}$



- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_R = Q_T - Q_{exu}$$

- Q_{exu} : Débit transporté par le tronçon (DO-EXU).
- On détermine la valeur de la lame déversée (H_r)
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

Dans notre projet nous avons un seul déversoir d'orage .latéral à dimensionner.

a. Dimensionnement du DO :

* Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1000 \text{ mm}$;
- La pente égale à $0,0233 \text{ m/m}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 2.319 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 3,532 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Débit du temps sec : $Q_{vers B} = 0,321 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Débit de pointe allant vers l'Oued :
- Débit rejeté vers l'oued: $Q_R = Q_t - Q_{st} = 2,319 - 0,321 = \mathbf{1,998 \text{ m}^3/\text{s}}$;
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 0,804 \text{ m} = 804 \text{ mm}$;

➤ Hauteur d'eau allant vers le collecteur (DO-EXU) H_{exu}

$$R_Q = \frac{Q_{exu}}{Q_{ps}} = \frac{0,321}{3,532} = 0,090$$

$$R_h = \frac{H_{exu}}{W} = 0,150 \Rightarrow H_{versB} = 0,150 \times W = 0.150 \times 1000 = 150 \text{ mm}$$

$$\mathbf{H_{exu} = 15 \text{ cm}}$$

Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à 15 cm (on n'a pas besoin de majoration).

➤ Hauteur de la lame déversante :

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

$$H_d = H_e - H_{st} \quad H_d = 804 - 150 = 654 \text{ mm} \quad \mathbf{H_d = 654 \text{ mm}}$$

➤ La longueur du seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN

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

Avec :



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

- L_d : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) 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 :

$$L = \frac{3}{2} \times \frac{Q_d}{0,60 (2 \times g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \dots\dots\dots (VI-4)$$

$$L = \frac{3}{2} \times \frac{2}{0,6(2 \times 9,81)^{0,5} (0,654)^{1,5}} = 2,15m$$

On prend : **L= 2,5 m**

b. Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers le canal :

$Q_R = 1,998 \text{ m}^3/\text{s}$ et $I = 0.02\text{m/m}$ \longrightarrow d'après l'abaque : $D_{NOR} = 1000\text{mm}$

Tableau VI.2 Les caractéristiques du déversoir d'orage :

	D_e mm	Q_t m^3/s	Q_{PS} m^3/s	Q_{exu} m^3/s	Q_R m^3/s	H_{exu} mm	H_d mm	L m
DO	1000	2,319	3,532	0,321	1,998	150	654	2,50

VI.2.4 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage :

En vue de protéger le déversoir, on prévoit une grille et une chambre de tranquillisation et de dessablement juste à l'entrée de ce déversoir :

VI.2.4.1 La grille :

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer une grille à l'entrée des déversoirs d'orage.

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.



-La longueur :

On a la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin r}{h_{\max} \cdot (1 - S) \cdot u} \dots\dots\dots (VI-5)$$

L : Longueur de la grille

r : Inclinaison de la grille ($r = 60^\circ$)

h_{\max} : hauteur d'eau Max (0.3 à 0.8 m)

S : Coefficient de colmatage $S = 0,25$

$u = 0,5$ Curage automatique

$u = 0,25$ Curage manuel.

La vitesse d'entrée $Ve = 3,312$ m/s.

Donc S : surface de la grille.

$$S = \frac{Q}{Ve} = \frac{2,319}{3,312}, \quad S = 0,70 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors: } L = \frac{0,70 \cdot \sin 60}{0,75(1 - 0,25) \cdot 0,25} \Rightarrow L = 4,310 \text{ m.}$$

Donc : la largeur de la grille est donc $l = 0,16$ m.

Et l'écartement entre les barreaux de la grille est de 1,5 cm.

Donc le nombre des barres est **N=10 barreaux**

VI.2.4.2 Bassins de dessablement :

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux.

A. Dessableurs :

Les dessableurs sont des ouvrages qui permettent d'éliminer les matières facilement décantables qui sont véhiculées par les eaux usées et pluviales (le plus souvent du sable).

B. Les différents emplacements d'un dessableur :

Les dessableurs sont toujours placés à l'aval des grilles et à l'amont des décanteurs primaires dans les stations d'épuration, au niveau du siphon à point bas ; et à l'amont des déversoirs d'orage.

- Dans notre cas : Le bassin de dessablement doit être placé à l'amont du déversoir d'orage.

C. Choix technique de l'ouvrage projeté et son dimensionnement :

Donner une forme optimale compte tenu des contraintes de place (rectangulaire simple, plusieurs éléments disposés en parallèle ou en série).

Prévoir les équipements nécessaires au fonctionnement de l'insufflation d'air ou brossage mécanique pour éviter les dépôts des matières organiques à plus faible débit.

- On a choisi un dessableur type couloir pour réduire et répartir la vitesse au niveau de la partie élargie.

D. Dessableur couloir :

C'est un canal avec une partie élargie. L'entrée doit être construite de telle façon que la vitesse soit réduite avec une répartition de vitesse au niveau de cette partie élargie aussi régulière que possible où une vitesse de 0.3 m/s puisse être maintenue.

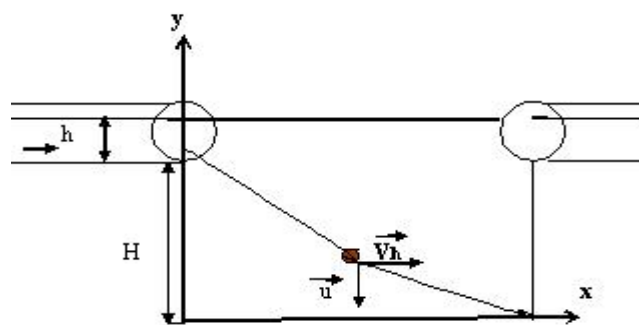


Figure VI.10 schéma d'un dessableur couloir



Quelques vitesses de sédimentation en fonction des diamètres des particules à une température de 15° de l'eau sont représentées dans le tableau VI.3

Tableau VI.3 vitesses de sédimentation en fonction des diamètres des particules

d (mm)	u (cm/s)
1,5	29
1	23
0,8	17
0,5	14
0,4	10
0,2	7
0,1	3
0,05	1
0,03	0,2

VI.2.4.2.1 Dimensionnement d'un bassin de dessablement

A l'entrée du bassin, nous avons :

$$y = u.t \dots\dots\dots (VI-6)$$

$$x = v . t = \frac{v}{u} . t \dots\dots\dots (VI-7)$$

u : représente la composante de la vitesse de chute d'une particule

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

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

$$u = \left[\frac{4}{3} g \frac{d(\dots_d - \dots_c)}{c \dots_c} \right]^{0,5} \dots\dots\dots (VI-8)$$

d ; diamètre de la particule

...d : Masse volumique de la particule

...c : Masse volumique du fluide

c : coefficient de frottement

- Si $Re = (v*.d) / \nu < 1 \Rightarrow c=24/Re \dots\dots\dots (VI-9)$



- Si $0.5 < Re < 200 \Rightarrow c = \frac{24}{Re} + \frac{3}{Re} + 0.034$ (VI-10)

- Le temps de chute théorique dans un bassin de hauteur h

$t = h/u$

- La longueur minimale du bassin : $L = v t = h v/u$

Pour notre dessableur, la longueur nécessaire pour qu'une particule de 1,5 mm de diamètre débouchant dans le bassin à une vitesse $v = 0.6$ m/s est de :

$$L = \frac{h}{u} \cdot v \text{ (VI-11)}$$

Nous supposons que : $h = 1,5$ m et $u = 20$ cm/s

$$L = \frac{1,5}{0.20} \cdot 0.6, \quad L = 4,5 \text{ m}$$

Le bassin est rectangulaire

On a donc :

$$H \cdot b \cdot V = Q = V \cdot S_L \text{ (VI-12)}$$

S_L : surface transversale de dessableur (m^2)

$$b = \frac{Q}{V \cdot H} \Rightarrow b = \frac{2,319}{0,6 \cdot 1,5} \quad b = 2,57 \text{ m.}$$

H: hauteur de bassin **H=1,5m**

b: largeur minimale du bassin **b= 2,57 m**

L : longueur maximale du bassin **L=6m**

u: vitesse de chute : $u = 0.20$ m/s

t: le temps de chute : $t = \frac{h}{u} = \frac{1.5}{0.20} \Rightarrow t = 7,5s$

**Conclusion :**

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent.

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en PVC ainsi que des conduites ovoïdes en PRV.

De l'autre part 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 à savoir :

- des regards
- un déversoir d'orage de types latéral.
- une grille de 10 barreaux
- un bassin de dessablement.

CHAPITRE VII

Pose de canalisation

Chapitre VII : Pose de canalisation

Introduction :

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VII.1 Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées. ^[7]

VII.2 Exécution des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées.



VII.3 Décapage de la couche de terre végétale:

L'opération se fait par un doser sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapé est :

$$V = bHL \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.1)}$$

VII.4 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation

VII.5 Exécution des tranchées et les regards :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

- Les aptitudes de la pelle rétro sont :
- creuser au dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

a. Profondeur de la tranchée :

$$H = e + D + h \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII.2)}$$

e : le lit de sable.

D : diamètre de la conduite.

h : hauteur du délaïs au dessus de la conduite.

b. Largeur de la tranchée :

$$B = D + 2c$$

c : espace laissé de chaque coté de la conduite = 0,3 m

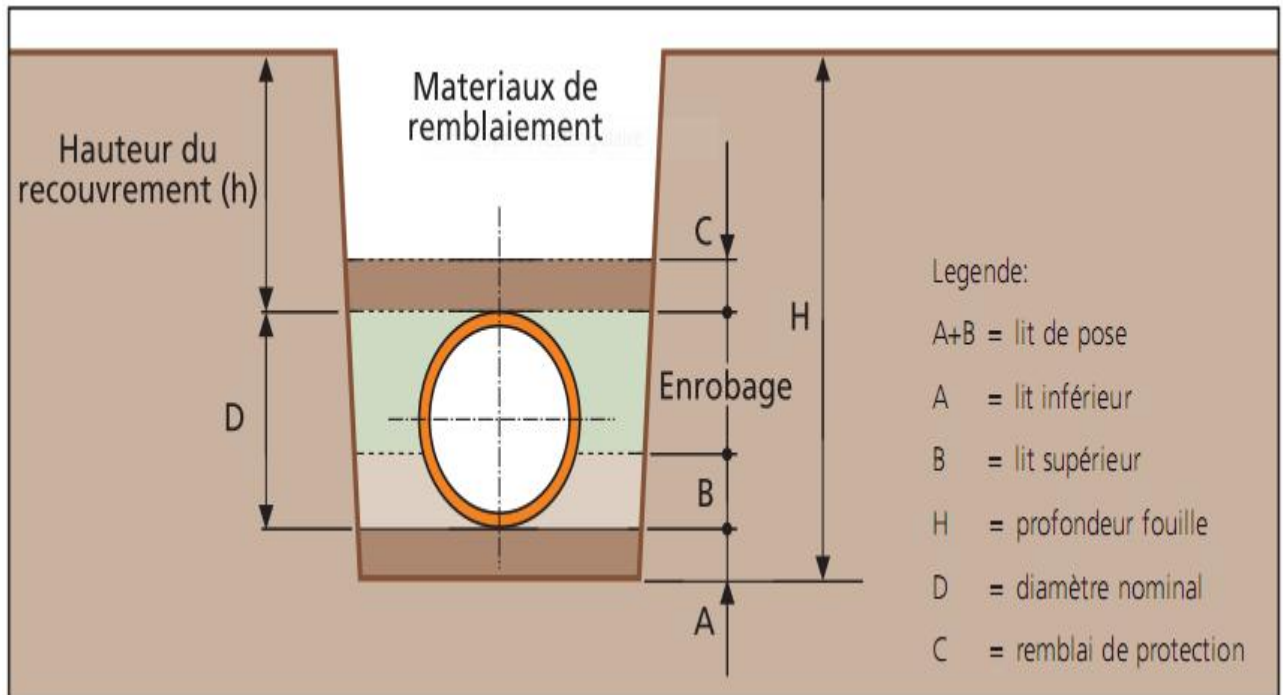


Figure VII.1 Coupe transversale d'une tranchée

VII.6 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

VII.7 Pose des canalisations en tranchées :

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,

- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

VII.7.1 Mise en place des conduites :

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers».

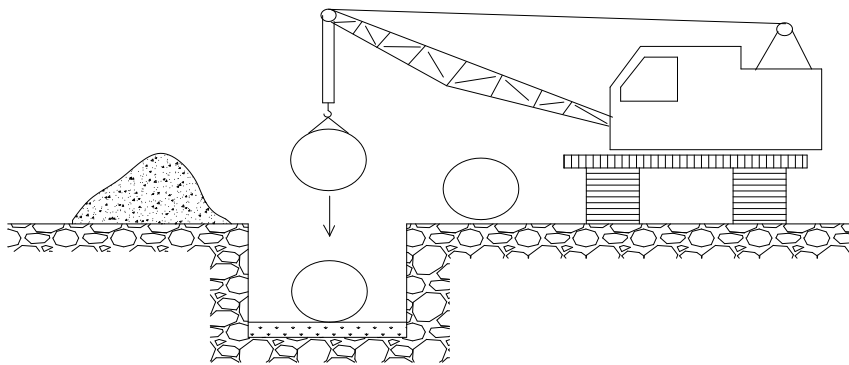


Figure VII.2 le pipelayers

VII.7.2 Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VII.7.3 Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.



VII.7.4 Essais des tuyaux préfabriqués :

VII.7.4.1 Essais d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

A. à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

B. sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

B.1 l'essai à l'eau : effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

B.2 l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

B.3 l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VII.8 Confection des joints :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

VII.9.1 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;



- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

VII.9.2 Exécution des déversoirs d'orage :

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

VII.10 Remblaiement et compactage des tranchées:

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au dessus de la génératrice supérieure,

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

VII.11 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

A. Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.



Figure VII.3 Bulldozer

On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins

A.1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure VII.4 Niveleuse automotrice

B. Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VII.5 Pelle équipée en rétro

B.1 Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)



Figure VII.6 Chargeur

C. Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.



Figure VII.7 compacteur



VII.12 Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.12.1 Détermination des différents volumes :

Les différents volumes sont représentés dans le tableau VII.1:

A. Volume de la couche de terre végétale:

$$V_{cv} = H_v . L . B$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m^3).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

B. Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B . L . H$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m^3).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).



C. Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m^3).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D. Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m^3).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

E. Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

- V_r : Volume du remblai en (m^3).

F. Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb}$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

$$\text{Tel que } V_f = V_{deb} \cdot K_f$$

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,24$$

Tableau VII.1: Volumes des travaux.

	Vdeb m^3	Vcondt m^3	Vls m^3	Vc.t.v m^3	Vremb m^3	Vf m^3	Vexcé m^3
Réseau d'assainissement	15158,7	2115,480	84,215	640,1	12318,904	18769,788	6477,883



Tableau VII.2 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m ³	640	150	96000
2	Déblai	m ³	15159	300	4547700
3	Pose du lit de sable	m ³	85	1000	85000
4	Remblai de la tranchée	m ³	12319	350	4311650
5	Evacuation des déblaies excédentaires	m ³	6478	160	1036480
B	Canalisation				
1	Canalisation en PVC				
	315	ml	11570	1 264	14624480
	400	ml	1567	2 029	3179443
	500	ml	1169	3 212	3754828
	630	ml	479	5 099	2442421
2	Canalisation ovoïde en PRV				
	800	ml	426	7630	3250380
	1000	ml	70	8214	574980
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	409	22000	5664000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	22000	16000
3	Les bassins de dessablement en béton armé	U	1	180000	180000
D	Travailleurs				
	Ouvrier	mois	20	30000	4200000
	Chef chantier	mois	1	50000	350000
	ingénieur	mois	1	40000	280000
E	Autres	mois	7	200000	1400000
	THT				54210362
	TVA 17%				9215761.54
	TTC				63426123.54



VII.13. Planifications des travaux:

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VII.3 détermination des délais du projet

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-E-H-I-J-K

$\sum TR = 210$ jours D'où : le projet va se faire en **210 jours**

**Conclusion :**

Le système d'assainissement de la zone partie amont Hamla est constitué de plusieurs ouvrages hydrauliques, telles que les conduites de différents diamètres, les regards de visite, les regards de jonction, des avaloirs et des déversoirs d'orage.

La bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national.

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.

La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

CHAPITRE VIII

Gestion et entretien d'un réseau
d'évacuation

Chapitre VIII : Gestion et entretien d'un réseau d'évacuation

Introduction :

De tout temps l'assainissement des agglomérations a posé un certain nombre de problèmes. Il a trop souvent été considéré, dans l'ensemble des équipements, comme le parent pauvre, (Bourrier, 1991).

VIII.1 La connaissance du réseau :

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (pente, côte...etc.).

VIII.2 Surveillance du réseau d'assainissement :

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

1. Les caractéristiques géographiques et géométriques :
 - pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes etc....
 - Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.
2. Les caractéristiques hydrauliques :
 - Pluviométrie ;
 - Consommation d'eau ;
 - Débit entrant dans le réseau ;

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- La sécurité du personnel ;
- La maintenance du réseau ;
- La protection du milieu urbain et de l'environnement ;



VIII.3 Organisation de l'entretien du réseau :

En assainissement, l'entretien est une nécessité quotidienne de bon fonctionnement. Le curage du réseau, l'extraction des boues, l'évacuation des déchets, la révision des organes mécaniques des matériels et des installations, sont autant d'opérations indispensables au fonctionnement normal.

L'organisation de l'entretien des réseaux doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement.

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

VIII.3.1 Enlèvement des dépôts :

L'ennemi premier des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage manuel.

VIII.3.2 Détection des fuites :

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

VIII.3.3 Détection des eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait la nuit. On reconnaît les eaux parasites par leur clarté. Pour cette opération on utilise le PERISCOPE (caméra) cette dernière ne détecte pas tout objet dépassant 30m (distance entre regards max 30m) ainsi que dans le changement de direction (virage).

VIII.3.4 Entretien des joints :

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.



VIII.3.5 Entretien du réseau non visitables :

Le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile. Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage. On ne peut pas savoir s'il s'agit d'un joint dégradé, ou fissurer, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. Il est évident que ce matériel de visite des canalisations apporte beaucoup d'efficacité lors de l'exploitation d'un réseau.

- L'inspection télévisée apporte énormément dans de nombreux autres domaines
- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis ;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La validité dans le temps des techniques de pose de canalisation ;
- La possibilité de contrôle des instructions d'eau de nappe dans le réseau ;
- L'élaboration à moyen terme de programme de nettoyage des canalisations en fonction de leur vitesse d'encrassement ;
- Le contrôle de l'efficacité des têtes d'hydro-curage et la détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant. [2]

VIII.3.6 Travaux spécifiques :

1. Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide

2. Lutte contre la corrosion de l' H_2S

Comme les conduites de notre réseau sont en béton qu'est un matériau plus sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques présentés comme suit :



- Remède hydraulique :
 - Rinçage périodique des conduites gravitaires ;
 - Réduction des temps de séjour ;
 - Eviter les écoulements en charge.
- Remède chimique :
 - L'oxygène liquide ;
 - Peroxyde d'hydrogène (méthode très chère);

VIII.4 Curage mécanique des égouts visitables :

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

- A– les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire)
- B –les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

A. Curage mécanique en présence d'eau :

A.1 Périodicité des travaux de curage :

La périodicité du curage est fonction :

- Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,...) ;
- De l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas ;
- Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres;
- De la nature des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...)

A.2 Principe de curage :

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée

par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajutage de section réglable par lequel s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centi-



mètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

B. Curage mécanique sans présence d'eau :

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

VIII.4.1 curage des égouts non visitable :

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:

A - Procédé manuel.

B - Procédé hydrodynamique.

A. Procédés manuels de curage des collecteurs :

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

A.1 La chasse d'eau :

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâtard d'eau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients, parmi lesquels: la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers ainsi que le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

A.2 Le curage par la boule :

A.2.1 la boule flottante:

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car ils sont constamment en charge. Une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial.

Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi créé, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.



A.2.2 La boule roulante :

Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

B. Le procédé hydrodynamique :

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

B.1 Cureuses hydromécaniques :

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis d'autres jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

B.2 les aspiratrices :

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement et des bacs de dessablement.

Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration.

VIII.5 Appareils de mesures

Grâce à la nouvelle technologie, l'exploitant peut être équipé des appareils de mesures, qui permettent de mesurer les débits sur terrain et qui permettent à l'exploitant d'avoir plus de détail sur les caractéristiques hydrauliques dans la conduite, parmi ces appareils de mesures, à citer :

Mainstream IV

C'est une sonde destinée à réaliser et enregistrer une mesure de débits sur les canalisations et les canaux ouverts partiellement remplis ou en charge.

Il est particulièrement adapté :

- Au diagnostic de réseau eaux usées et eaux pluviales.
- Aux mesures d'eaux claires parasites, par sa qualité de signal sur les faibles vitesses.



Figure VIII.1 : Mainstream IV

VIII.6 Réhabilitation du réseau :

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou aux citoyens ne sont plus tolérables, dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer. Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation causent beaucoup plus de désagrément que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitation qui entrent dans le giron du gestionnaire sont :

- Le fraisage des obstacles intérieurs.
- Le tubage intérieur.
- Le graissage intérieur.
- L'injection de produits colmatant.

VIII.6.1 Le fraisage des obstacles :

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints, l'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qui est actionnée par un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal. Le mouvement de rotation est assuré par un moteur électrique.

VIII.6.2 L'injection des produits colmatant :

Cette technique est utilisée pour les conduites de gros diamètres, elle consiste à projeter par centrifugation une couche de mortier de ciment ou résine hypoxydique qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer tous trous ou fissure.

VIII.6.3 le tubage intérieur :

On adopte cette technique pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus, son principe est consisté à placer des tuyaux à l'intérieur de la canalisation. L'assemblage se fait par collage, par emboîtement, par joint caoutchouc ou par thermo-soudage.

VIII.6.4 Le gainage intérieur :

Ce procédé est utilisé pour les conduites de diamètre allant de 200 mm à 1000 mm, avant la mise en place de la gaine on procède à une inspection de la canalisation par une caméra

TV. On place à l'intérieur de la conduite une gaine qu'on gonfle avec de l'air sous pression (de 0,1 à 0,5 bar).

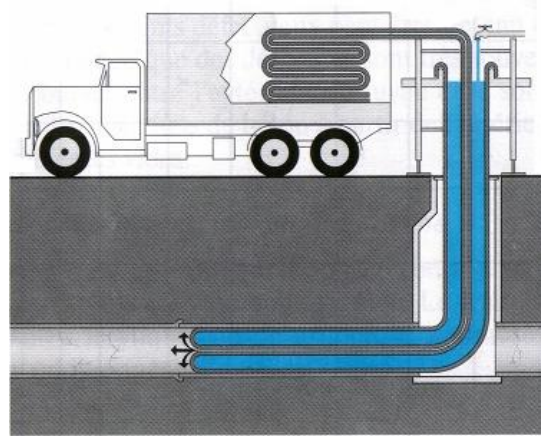


Figure VIII.2 Gainage de canalisation

VIII.6.5 Le chemisage extérieur :

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des sols agressifs. Elle consiste à enrober la canalisation d'une gaine étanche et qui résiste aux attaques chimiques, la gaine est en suite entourée par une couche de sable pour faciliter le drainage des eaux qui stagnent autour de la conduite.

VIII.7 Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée :

VIII.7.1 Risque liés au gaz toxiques :

Les travailleurs de l'eau, et particulièrement les égoutiers, courent des risques en ce qui concerne leur santé et leur vie parce qu'ils peuvent être en contact avec des gaz toxique ou explosifs, ou avec des substances volatiles toxiques. Par ailleurs ils peuvent être asphyxiés par manque d'oxygène.

Pour chaque gaz, substances toxiques où les vapeurs il y a des concentrations à ne pas dépasser.

Parmi ces gaz toxiques on citera : NH_3 , CO , CH_4 , vapeur d'essence, H_2S , et le CH_4



VIII.7.2 Autres risques que courent ces travailleurs :

Les travailleurs affectés à la construction et à la réalisation des systèmes d'assainissement courent les mêmes risques que les travailleurs de n'importe quel chantier : risque de chute, d'électrocution, etc. C'est pour quoi ils doivent, selon le risque, porter des casques protecteurs, des bottes à embout d'acier, des lunettes protectrices, vêtements étanches, utiliser des détecteurs de gaz portables, en plus de rester tout le temps attentif.

VIII.8 Maladies liées à l'eau usée :

Plusieurs maladies d'origine bactérienne et virales sont transmises à l'homme lorsque ce dernier consomme une eau contaminée. Ces maladies sont connues sous le nom de maladies à transmission hydrique (MVH), parmi elles on citera :

- Le cholera.
- La fièvre typhoïde.
- La fièvre paratyphoïde.
- La diarrhée infectieuse.

Il est à noter que les principaux symptômes des MVH sont :

- Diarrhée, ou rarement la constipation.
- Fièvre.
- Crampe abdominale.
- Vomissement.

VIII.9 Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situation (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer de capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatique ou semi-automatique à distance.

VIII.10 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de



mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. L'objectif de cette opération est de déceler tout fonctionnement incorrect du réseau que l'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage des tous regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion :

Les réseaux d'assainissement et l'ensemble des installations associées nécessitent donc une organisation, une gestion prévisionnelle et une planification des moyens pour assurer les inspections, les interventions d'entretien périodique, ...etc, faute de quoi les canalisations s'engorgent ou se dégradent, les matériels se détériorent rapidement et leur remise en état nécessaire au bon fonctionnement deviennent de plus en plus coûteuses.

Ainsi, vouloir gérer comprend quatre objectifs essentiels :

- Maximiser la collecte de pollution et la protection des milieux naturels ;
- Maximiser les capacités disponibles des ouvrages et installations ;
- Minimiser les dysfonctionnements et carence ;
- Minimiser les coûts d'investissement et d'exploitation.

Conclusion générale

L'objectif principal de cette étude était de projeter un réseau d'assainissement qui permet d'évacuer tous les eaux usées et pluviales de l'agglomération de la partie amont Hamla dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes qui menacent les nappes phréatiques ainsi que la santé humaine.

La reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol (plans d'aménagement) ,à long terme de notre agglomération et une étude hydrologique profonde, nous ont permis de déterminer les débits d'eaux usées et pluviales par la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans.

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 par déplacement latéral. La topographie constitue une contrainte importante, d'où l'étude à permis de dégager le tracé d'une seule variante. Cette dernière comporte des collecteurs principaux et cinq intercepteurs (A, B, C, D, E).

Pour les éléments du réseau d'égout, on a projeté des déversoirs d'orage, et des regards de jonction.

D'après l'étude d'organisation de chantier nous avons estimé le coût de projet, nous avons trouvé 63426123,54 DA et la durée de réalisation du projet est de 7 mois.

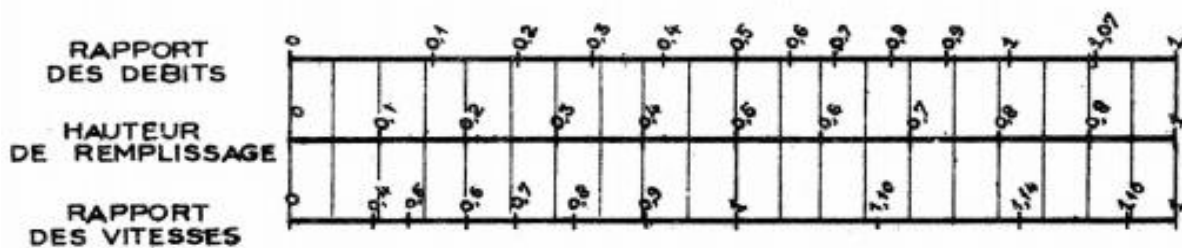
Références Bibliographiques

- [1] : SALAH, B, 1993 « cours d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, Blida.
- [2] : GOMELLA, C, GUERREE, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.
- [3] : REGIS, B, 2008 « les réseaux d'assainissement », Paris.
- [4] : LAASLA, S, Mémoire de fin d'études d'assainissement, étude du schéma directeur d'el Abadia (w.ain defla), ENSH 2008.
- [5] : BECHIR SELMI, MARC SATIN, REGIS BOURRIER, 2010 «Guide technique de l'assainissement », Paris.
- [6] : TOUAIBIA, B, « Manuel pratique d'hydrologie » 2004.

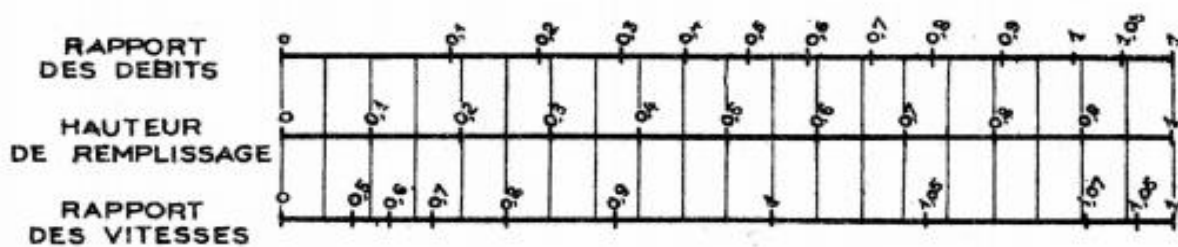
ANNEXES

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

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

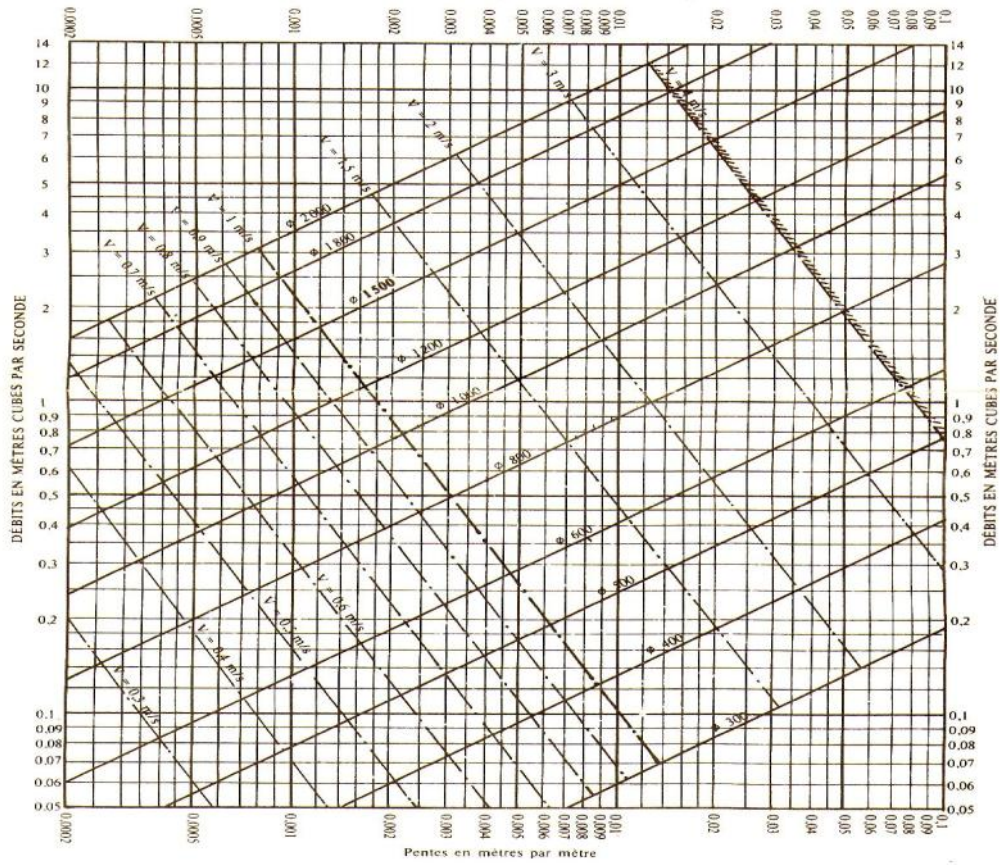


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Abaque N°1 : Variation de la vitesse en fonction de la hauteur

ANNEXE VII

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



Abaque N°2 : Dimensionnement du réseau d'assainissement