



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: CONCEPTION DES SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement
de la zone urbaine les plateaux (c. ARZEW, w. Oran)**

Présenté par :

CHATTOUT Kawther

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	Maître de Conférences A	Présidente
KAHLERRAS Djillali	Maître de Conférences B	Examineur
KHALED/HOULI Samia	Maître Assistante A	Examinatrice
BOUFEKANE Abdelmadjid	Maître de Conférences A	Promoteur

Session Octobre 2020

Remerciement

A l'issu de ce travail, je remercie tout premièrement le bon DIEU tout puissant pour la volonté, la santé et la patience, qui m'a donné durant toutes ces longues années.

Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui m'ont guidé et orienté pour que je réussisse, je ne pourrais jamais assez les remercier.

Je tien également à exprimer mes profonds remerciements à mon promoteur Mr. BOUFEKANE.A pour l'aide qui m'a offert durant la période de la réalisation de ce travail.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Mes remerciements vont à tous les enseignants de l'ECOLE NATIONALE SUPERIEUR de l'HYDRAULIQUE et particulièrement à ceux et celle qui ont contribué à ma formation.

J'exprimer mes vifs remerciements à toute personne qui m'a aidé à élaborer ce présent travail, particulièrement mes collègues de la promotion (2019-2020).

CHATTOUT Kawther

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A Mes très chers parents pour leurs amour, leur soutien et ses sacrifices qu'ils m'ont apporté durant mon parcours, que Dieu les protège.

A ma chère sœur : AYA ROUMAÏSSA et mon chers frère : MOHAMMED WALID qui ont toujours été là pour m'encourager et ont partagé avec moi tous les moments d'émotions lors de la réalisation de ce travail.

Je tien également à dédie ce mémoire à toute ma famille et mes amies qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.

CHATTOU Kawther

Table des matières

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I. Présentation de la ville	1
I. 1. Situation géographique d'Arzew	1
I. 2. Localisation de la zone d'étude	2
I. 3 Situation topographique	2
I. 4. Situation géologique	3
I. 5. sismicités.....	3
I. 6. contexte climatique	4
I. 6.1. Température	4
I. 6.2. Pluviométrie	4
I. 6.3. Humidité.....	5
I. 6.4. Vent.....	5
I. 6.5. Evaporation	5
I. 7. Population	6
I. 8. situation hydraulique.....	6
I. 8.1. Alimentation en eau potable.....	6
I. 8.2. Assainissement.....	7
Conclusion	7

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

Introduction.....	8
II. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	8
II. 1. Caractéristique de la station pluviométrique	8
II. 2. Ajustement de la série :	10
II. 2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :.....	11
II. 2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log-normale):	13
II. 3. Choix de la loi d'ajustement :.....	15
II. 3.1. Test graphique :	15
II. 3.1. Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :.....	15
II. 4. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :.....	17
II. 4.1. Pluies de courte durée :.....	17
II. 4.2. Intensités de courte durée:	17
II. 5. l'intensité moyenne de précipitation :	20
Conclusion	20

CHAPITRE III : Diagnostic Du Système D'évacuation Existant

Introduction.....	21
III. Diagnostic	21
III. 1. Diagnostic physique	21
III. 1.1. Etat du réseau	21
III. 1.2. Etat des regards	22
III. 1.3. Etat des bouches d'égouts	24
III. 1.4. Etat de rejet.....	24
III. Recommandation.....	25
Conclusion	26

CHAPITRE IV : Calcul De Base

Introduction.....	27
IV. 1. Evaluation de la population	27
IV. 2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaire	28
IV. 3. Système d'évacuation des eaux :	28
IV. 3.1. Le système unitaire.....	28
IV. 3.2. Le système séparatif	29
IV. 3.3. Les systèmes mixtes	30
IV. 3.4. Système pseudo séparatifs.....	30
IV. 3.5. Système composite.....	30
IV. 3.6. Système spéciaux	30
IV. 4.1. Schéma perpendiculaire	32
IV. 4.2. Schéma par déplacement latéral.....	32
IV. 4.3. Schéma transversal ou oblique.....	32
IV. 4.4. Schéma par zone étagée	33
IV. 4.5. Schéma radial	33
IV. 4.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation	33
IV. 5. Evaluation du coefficient de ruissellement	334
IV. 5.1. Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population.....	34
IV. 5.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	34
IV. 5.3. Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface.....	35
IV. 5.4. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :	35
IV. . Calcul le nombre d'habitants de chaque sous-bassin.....	36
IV. 6.1. Coefficient de ruissellement pondéré.....	36
IV. 6.2. Calcul de la densité partielle	36
Conclusion	37

CHAPITRE V : Evaluation Des Débits

Introduction.....	38
V. 1. Origine et nature des eaux à évacuer	38
V. 1.1 Les eaux usées	38
V. 1.1.1. Les eaux usées d'origine domestique	38
V. 1.1.2. Les eaux usées des services publics	39
V. 1.1.3. Les eaux usées industrielles	39
V. 1.1.4. Les eaux parasites	39
V. 1.2 Les eaux pluviales	40
V. 2. Estimation des débits des eaux usées.....	41
V. 2.1. Evaluation des débits d'eaux usées domestiques	41
V. 2.1.1. Evaluation du débit moyen journalier	41
V. 2.1.2. Débit de pointe	41
V. 2.2. Evaluation des eaux usées des établissements publics.....	43
V. 2.1.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer	44
V. 2. Estimation des débits des eaux pluviales.....	45
V. 2.1. La méthode rationnelle.....	45
V. 2.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle	46
V. 2.1.2. Validité de la méthode rationnelle.....	46
V. 2.1.3. Temps de concentration.....	46
V. 2.1.4. Critique de la méthode rationnelle.....	47
V. 2.2. La méthode superficielle	47
V. 2.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot.....	48
V. 2.2.2. Validité de la méthode superficielle	49
V. 2.2.3. Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	50
V. 2.2.4. Critique de la méthode superficielle	50
V. 3. Choix de la méthode	50
V. 3.1. Application de la méthode rationnelle	51
Conclusion	51

CHAPITRE VI : Calcul Hydraulique Du Réseau D'assainissement

Introduction.....	52
VI. 1. Conception du réseau d'assainissement	52
VI. 2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	553
VI. 3. Dimensionnement du réseau d'assainissement	553
VI. 3.1. La formule de Chézy.....	553
VI. 3.2. Formule de BAZIN	54
VI. 3.3. Formule de MANNING-STRICKLER.....	54
VI. 3.4. Mode de calcul.....	54
VI. 4. Conditions d'autocurage réseau séparatif.....	56
VII. 5 Dimensionnement du réseau d'assainissement à horizon 2050	57
Conclusion	75

CHAPITRE VIII : Les Eléments Constitutifs Du Réseau

Introduction.....	77
VII. 1. Ouvrages principaux	77
VII. 1.1. Canalisations.....	77
VII. 1.2. Formes et sections des canalisations	77
VII. 1.3. Types de matériau des canalisations circulaires	78
VII. 1.4. Canalisation à section ovoïde	79
VII. 1.5. Choix du matériau de conduite.....	79
VII. 1.6. Les essais de conduites préfabriqués	80
VII. 2. Les ouvrages annexes.....	81
VII. 2.1. Les ouvrages normaux.....	81
VII. 2.1.1. Les branchements	81
VII. 2.1.2. Les bouches d'égout	82
VII. 2.1.3. Les regards	83
VII. 2.2. Ouvrages spéciaux.....	84
Conclusion	85

CHAPITRE VIII : Organisation De Chantier

Introduction.....	86
VIII. 1. Les étapes de réalisation du projet.....	86
VIII. 1.1. Manutention et stockage des conduites.....	86
VIII. 1.2. Décapage de la couche de terre végétale et de goudrons.....	87
VIII. 1.3. Emplacement des jalons des piquets.....	87
VIII. 1.4. Exécution des tranchées.....	87
VIII. 1.5. Aménagement du lit de sable.....	87
VIII. 1.6. La mise en place des canalisations.....	87
VIII. 1.7. Assemblage des conduites.....	88
VIII. 1.8. Essais sur les joints et les canalisations.....	88
VIII. 1.9. Exécution des regards.....	88
VIII. 1.10. Réalisation des branchements.....	88
VIII. 1.11. Remblai des tranchées et compactage.....	89
VIII. 2. Choix des engins de terrassement.....	89
VIII. 3. Devis quantitatif et estimatif.....	91
VIII. 3.1. Détermination des différents volumes.....	91
VIII. 3.1.1. Volume du décapage de la couche végétale.....	91
VIII. 3.1.2. Volume du déblai des tranchées.....	91
VIII. 3.1.3. Volume occupé par le lit de sable.....	91
VIII. 3.1.4. Volume occupé par les conduites.....	92
VIII. 3.1.5. Volume de l'enrobage.....	92
VIII. 3.1.6. Volume du remblai de protection.....	92
VIII. 3.1.7. Volume excédentaire.....	92
VIII. 4. Planification des travaux.....	91
VIII. 4.1. Technique de la planification.....	91
VIII. 4.2. Méthode basée sur le réseau.....	91
VIII. 4.3. Construction du réseau.....	91
VIII. 4.4. Méthode C.P.M.....	91
VIII. 4.5. Les étapes de la planification.....	91
VIII. 4.6. Le chemin critique.....	91
VIII. 4.7. Attribution des durées de chaque opération.....	91
VIII. 4.8. Définition des tâches et leurs durées.....	91
VIII. 4.9. Planification par la méthodes du réseau.....	91
Conclusion.....	91

CHAPITRE IX : La Gestion Du Réseau D'assainissement

Introduction.....	100
IX. 1. La connaissance du réseau.....	100
IX. 2. Surveillance du réseau d'assainissement.....	100
IX. 3. Organisation de l'entretien du réseau	101
IX. 3.1. Enlèvement des dépôts.....	101
IX. 3.2. Détection des fuites.....	101
IX. 3.3. Détection des eaux parasites	101
IX. 3.4. Entretien des joints.....	102
IX. 3.5. Entretien du réseau par L'ITV	102
IX. 3.6. Travaux spécifiques	103
IX. 4. Exploitation du réseau	103
IX. 4.1. Technique d'exploitation du réseau :	104
IX. 4.1.1. Curage mécanique des égouts visitables	104
IX. 4.1.2. Curage des égouts non visitables	105
IX. 5. Réhabilitation du réseau	106
IX. 5.1. Le fraisage des obstacles:.....	106
IX. 5.2. L'injection des produits colmatant:	107
IX. 5.3. Le tubage intérieur	107
IX. 5.4. Le gainage intérieur	107
IX. 5.5. Le chemisage extérieur	107
IX. 6. Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée.....	107
IX. 6.1. Risque liés au gaz toxiques	107
IX. 6.2. Autres risques que courent ces travailleurs.....	107
IX. 7. Maladies liées à l'eau usée	108
IX. 8. Gestion informatique du réseau.....	108
Conclusion	109

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température de la ville d'Arzew	4
Tableau I-2: Précipitations moyennes mensuelles à la ville d'Arzew	4
Tableau I-3 Humidités moyennes mensuelles à station de Gdayel en % (2009).....	5

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

Tableau II-1 : station de référence	14
Tableau II-2: Série d'observation de précipitation station d'Arzew (1971-2007).....	15
Tableau II-3: Les caractéristiques de la série pluviométriques.....	16
Tableau II-4: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)	18
Tableau II-5: Résultat de l'ajustement à la loi de Galton (Hyfran)	20
Tableau II-6: Résultat du test de Pearson χ^2	22
Tableau II-7: Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	24

CHAPITRE IV : Calcul De Base

Tableau IV-1. Estimation de la population pour différents horizons de calcul.....	27
Tableau IV-2. Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux	31
Tableau IV-3. Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population	34
Tableau IV-4. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation .	34
Tableau IV-5. Coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces	35
Tableau IV-6. Coefficient de ruissellement des sous-bassins	35
Tableau IV-7. Détermination du nombre d'habitants à l'horizon 2050	37

CHAPITRE V : Evaluation Des Débits

Tableau V-1. Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.....	42
Tableau V-2. Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin .	43
Tableau V-3. Evaluation des débits d'infiltration de chaque sous bassin	44
Tableau V-4. Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin	44
Tableau V-5. Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode Caquot.....	50
Tableau V-6. Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	51

CHAPITRE VI : Calcul Hydraulique Du Réseau D'assainissement

Tableau VI-1.Les résultats du Calculs du réseau projeté des eaux usées.....	58
Tableau VI-2.Les résultats du Calculs du réseau projeté des eaux pluviales.....	60
Tableau VI-3.Les résultats du Calculs du réseau des eaux usées à l'horizon 2050.....	61
Tableau 0-1.Les résultats du Calculs du réseau des eaux pluviales à l'horizon 2050...	70

CHAPITRE VIII : Organisation De Chantier

Tableau 0-2.Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux usées.....	93
Tableau 0-2.Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux pluviales.....	93
Tableau VIII-3.Les principales opérations à exécuter.....	97
Tableau VIII-4.Taches qui procèdes et qui succède chaque opération sur chantier.....	97

Liste des figures

Figure I-1. Situation géographique de la zone d'étude.....	1
Figure I-2. Localisation de la zone d'étude les plateaux	2
Figure I-3. Formation géologique de la zone d'Arzew.....	3
Figure I-4. Variation de la précipitation moyenne mensuelle (2008-2009)	5

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

Figure II-1: Ajustement graphique à la loi de GUMBEL.....	19
Figure II-2: Ajustement graphique à la loi de Galton.....	21
Figure II-3: Courbes Pluie-Durée-Fréquence (PDF)	25
Figure II-4: Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)	25

CHAPITRE III : Diagnostic Du Système D'évacuation Existant

Figure III-1. Débordement des eaux usées à l'entrée d'une habitation	9
Figure III-2. Regard sans tampon	9
Figure III-3. Stagnation des eaux et bouchage du regard	10
Figure III-4. Regard endommagé, Présence de dépôt.....	10
Figure III-5. Inondation d'une avaloire	11
Figure III-6. Rejet des eaux de la ZHUN des plateaux.....	11

CHAPITRE IV : Calcul De Base

Figure IV-1. Représentation schématisée d'un réseau unitaire.....	29
Figure IV-2. Représentation schématisée d'un réseau séparatif	29
Figure IV-3. Représentation schématisée d'un réseau pseudo séparatif	30
Figure IV-4. Schéma perpendiculaire	32
Figure IV-5. Schéma déplacement latéral	32
Figure IV-6. Schéma transversal ou oblique	32
Figure IV-7. Schéma par zone étagée.....	33
Figure IV-8. Schéma radial.....	33

CHAPITRE VII : Les Eléments Constitutifs Du Réseau

Figure VII-1: Exemple d'un branchement simple	82
Figure VII-2. Bouches d'égout	82
Figure VII-3. Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.....	83

CHAPITRE VIII : Organisation De Chantier

Figure VIII-1. Pose du lit de sable	87
Figure VIII-2. Niveleuse.....	89
Figure VIII-3. Pelle à chenille	89
Figure VIII-4. Chargeuse	90
Figure VIII-5. Compacteur à rouleaux lisses	90

الملخص

تتمثل الدراسة في تحديد النقائص الموجودة بمنطقة هضبة أرزيو وهران من حيث الصرف الصحي ، بحيث يعود تدهور الشبكة الحالية إلى تقادمها وعدم وجود تنظيف ذاتي بالكامل ، وهذا حتى تتمكن من إجراء عملية التشخيص عن طريق، إعادة التهيئة وتوسيع شبكة التطهير.

الهدف من عملنا هو إيجاد حل لضمان تصريف جميع مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار في المنطقة بحلول عام 2050، مع تحسين تقنية الصيانة وتسيير الإدارة الجيدة لحماية الشبكة على المدى الطويل.

كلمات مفتاحية : الصرف الصحي – الشبكة - مياه الأمطار - عملية التشخيص.

Résumé

Notre étude consiste à relever les anomalies que pose l'agglomération de la zone des plateaux d'Arzew en matière d'assainissement. La dégradation du réseau existant est à cause de son vieillissement et l'absence totale d'auto-curage, cette absence d'auto curage, conduit à un remplissage important de la conduite résultante de la faible vitesse d'écoulement.

L'objectif de notre travail est de trouver une solution afin d'assurer le rejet de l'ensemble des eaux usées et les eaux pluviales de la région à l'horizon de 2050 et le bon fonctionnement, avec l'amélioration de la technique d'entretien et l'exploitation de ce réseau et assurant une bonne gestion pour protéger le réseau à long termes.

Mots clés : horizon - système d'assainissement – réseau pluvial – réseau des eaux usées.

Abstract

This study consists in identifying the anomalies in the area of the Arzew Plateau in terms of sanitation system, where in the deterioration of the current network is due to its obsolescence and the lack of self-cleaning completely. So that we conducted the diagnostic process by means of reconfiguring and expanding the disinfection network. The aim of our work is to find a solution to ensure that all sewage and rainwater in the area are discharged by 2050, while improving maintenance technology and ensuring good management to protect the network in the long term.

Keywords: sanitation system - diagnostic process - network – rainwater.

Introduction générale

L'approvisionnement en eau potable des populations, de même que l'assainissement, constituent, de par leur impact sur le développement socio-économique, d'une manière générale et sur les objectifs de la santé publique, tout particulièrement, les axes prioritaires des pouvoirs publics algériens.

Le réseau de notre zone d'étude a été suffisamment dimensionné pour satisfaire les besoins des habitations sauf que dernièrement la ville d'Arzew (W. Oran) ait connu dernièrement une extension et un accroissement incessants en tout point du tissu urbain, malheureusement on observe une détérioration importante réduisant ainsi son efficacité.

Le présent mémoire a été établi dans le cadre d'effectue une étude de diagnostic dont le but s'assurer du bon fonctionnement du réseau et de déceler toutes les anomalies relatives au réseau au niveau des canalisations et leurs dimensions.

La démarche méthodologique de ce travail est présentée comme suit :

Au début, nous avons donné un aperçu général sur le milieu étude par la présentation de la zone d'étude du point de vue topographie, hydrologie, géologique, ..., suivi d'une évaluation des débits des eaux usées et pluviale et le dimensionnement du réseau choisi et enfin un calcul hydraulique du réseau d'assainissement en respectant bien sur les normes d'écoulement.

CHAPITRE I

Présentation De La Zone d'étude

Introduction

Pour tout projet d'assainissement urbain, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu du quel la présentation de la zone d'étude constitue une étape indispensable qui consiste à décrire le site du point de vue : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

La ville d'Arzew (W. Oran) est une ville industrielle et portuaire, caractérisé par un site difficile entouré au nord et à l'Est par la mer, au l'ouest par des espace foresterie et les terrains à haute valeur agricole.

I. Présentation de la ville

II.1. Situation géographique d'Arzew

La commune d'Arzew est située à 40 km de la ville d'Oran dont elle fait partie. Elle occupe la partie Nord-Est de la wilaya d'Oran et couvre une superficie de 373 ha.

Elle est limitée :

- Au Nord et à l'Est, par la mer méditerranée.
- A l'Ouest, par la commune de Hassi Mefsoukh et Sidi Ben-Yebka.
- Au Sud, par la grande zone industrielle d'Arzew.

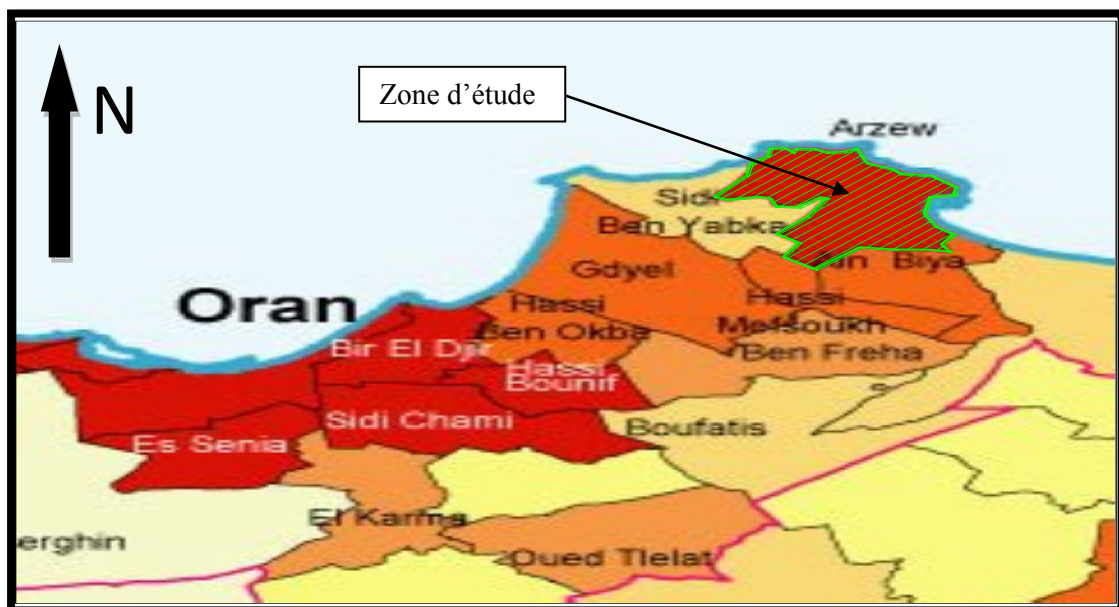


Figure I-1. Situation géographique de la zone d'étude (Source HPE Oran, 2020)

I.2. Localisation de la zone d'étude

La zone d'étude est située, précisément, sur les hauteurs de la ville d'Arzew et au pied du djebel Dar Amara. Elle est bâtie sur une superficie d'environ 92 ha avec des habitations regroupés en plusieurs îlots.

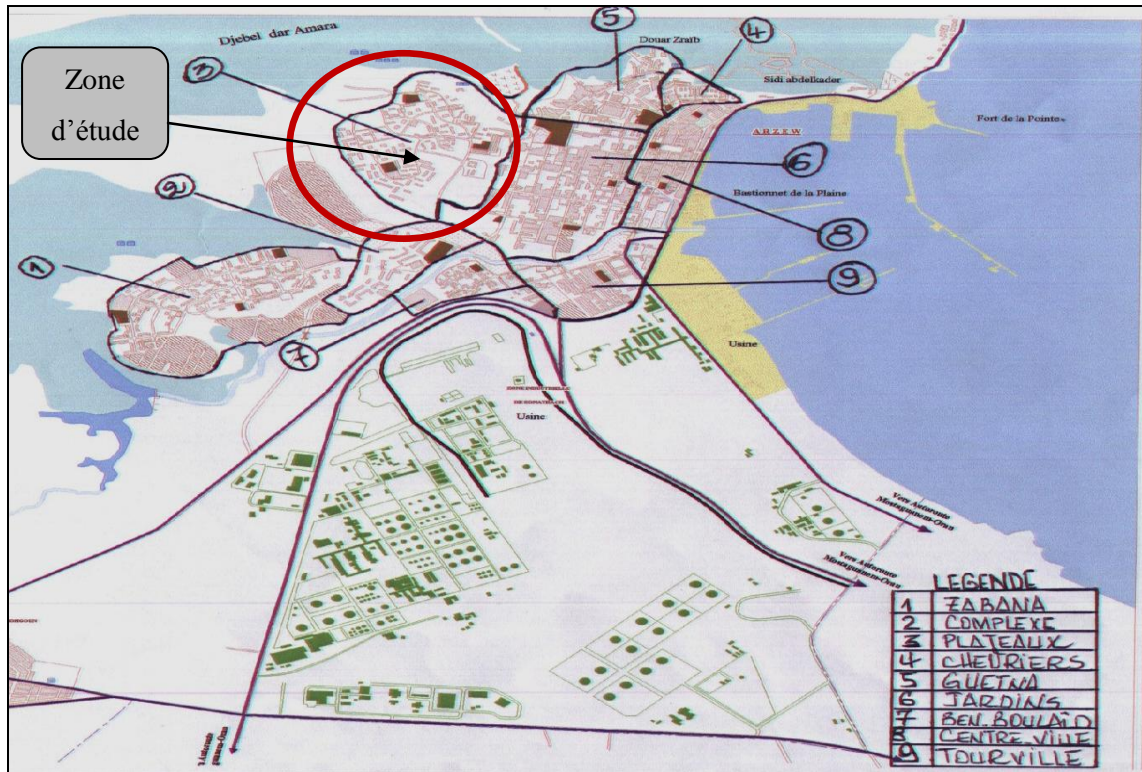


Figure I-2. Localisation de la zone d'étude les plateaux (Source HPE Oran, 2020)

I.3. Situation topographique

En assainissement, il est important d'étudier la topographie du terrain pour déterminer le sens d'écoulement des effluents vu que l'évacuation des eaux s'effectue gravitairement.

Les plateaux se distinguent par l'existence d'une pente permanente favorisant les écoulements des eaux usées et pluviales, Ils se situent au sud de la chaîne des monts d'Arzew et communiquent avec la côte au niveau de la baie d'Arzew. Les altitudes n'y dépassent pas les 200 m sachant que l'altitude diminue en allant vers le sud.

I.4. Situation géologique

Le massifs d'Arzew est un vaste dôme accidenté de multiples au Nord-Ouest et dans lequel les lentilles de calcaires d'âge crétacé inférieur ont généralement manifesté leur indépendance tectonique. Ces lentilles se répartissent en deux groupes : celui de Djebel Arouss (au centre du massif) et l'autre de Djebel Borasse (à sa bordure Sud Occidentale).

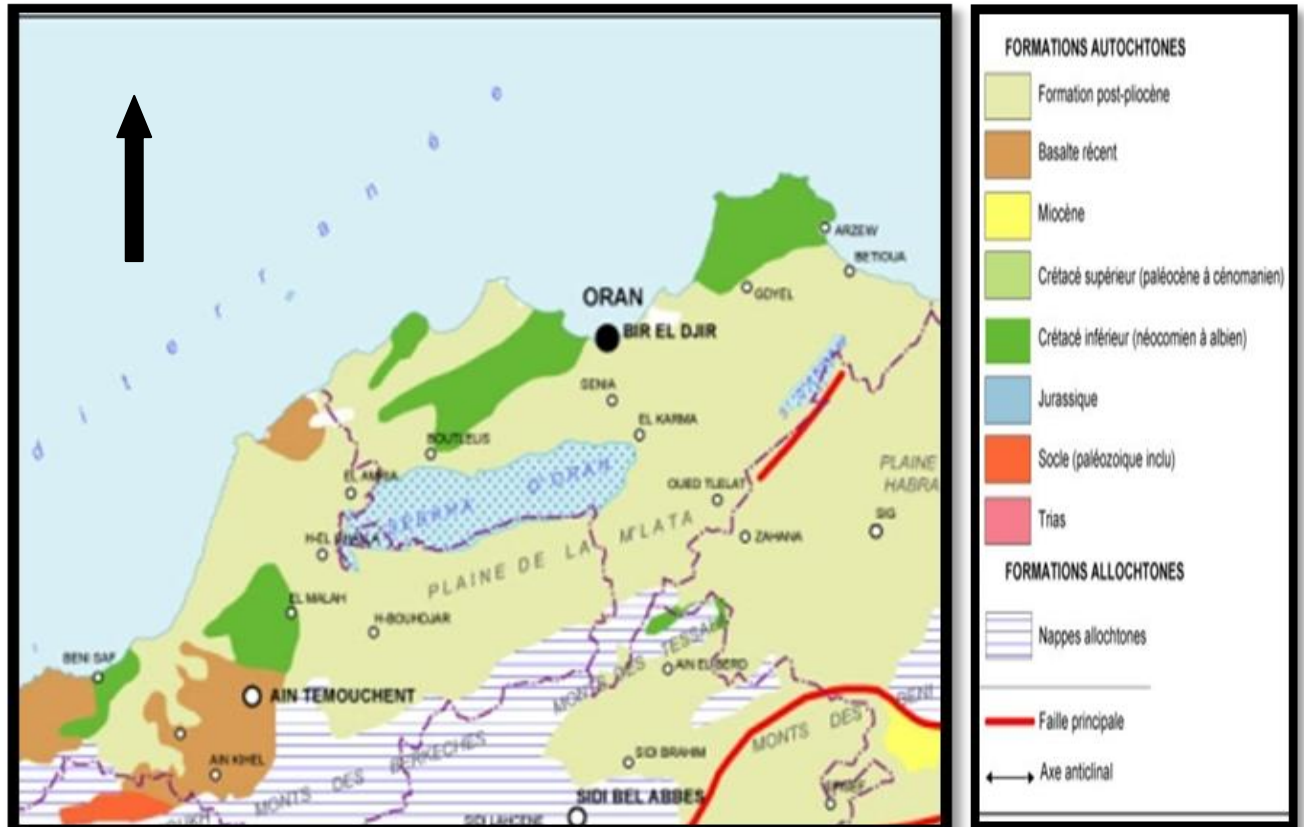


Figure I-3. Formation géologique de la région d'Arzew (Source : ANRH d'Oran)

I.5. Sismicités

Un séisme influe facilement sur l'étanchéité du réseau car la propagation de l'onde de choc touche les joints au niveau des raccordements.

Selon le degré des intensités maximales observées sur l'échelle MERCALI, la wilaya d'Oran appartient à la zone II-b de moyenne sismicité caractérisée par une période de retour de 30 à 40 ans. Donc notre zone d'étude subit un risque moyen mais il faut prendre des précautions lors de la pose des conduites.

I.6. contexte climatique

Le climat de cette zone est de type méditerranéen caractérisé par un hiver rude et un été sec et chaud.

I.6.1. Température

Le climat de la région est un climat méditerranéen tempéré, avec des températures peu variables au cours de l'année. Le tableau ci-dessous donne les températures mensuelles minimales, moyennes et maximales.

Tableau I-1 : Répartition moyenne mensuelle de la température à la ville d'Arzew (Période : 2008-2009)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{min} (°C)	20,0	15,8	12,2	10,3	6,5	6,8	7,4	8,8	14,4	17,2	20,0	22,0
T_{max} (°C)	25,8	23,5	19,5	18,0	15,6	17,0	17,4	19,2	21,1	24,4	26,8	28,0
T_{moy} (°C)	22,9	19,5	15,8	14,1	11,0	11,9	12,4	14,0	17,7	20,8	23,4	25,0

Source : ANRH d'Oran

Selon le tableau au-dessus, on peut distinguer deux périodes :

- Une période froide qui s'étale de Novembre à Mai. Les mois les plus froids sont Janvier et Février où la température moyenne mensuelle est de 6,5 °C.
- Une période chaude qui s'étale de Juin à Octobre. Les mois les plus chauds sont Juillet et Août où la température moyenne mensuelle dépasse 28 °C.

II.6.2. Pluviométrie

Selon les données de la station d'Arzew, on note que les pluies sont insuffisantes et irrégulières avec une moyenne assez faible et peuvent être torrentielles.

Le tableau suivant (Tableau I.2) présente les précipitations moyennes mensuelles.

Tableau I-2: Précipitations moyennes mensuelles à la ville d'Arzew (Période : 2008-2009)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm)	13,0	23,7	64,8	67,5	35,0	34,5	37,7	39,5	32,2	10,2	1,0	2,0

Source : ANRH d'Oran

En général les précipitations importantes en Novembre et Décembre. Les rythmes pluviométriques sont méditerranéens caractérisés par une double irrégularité annuelle et interannuelle. La courbe annuelle des pluies se caractérise par un maximum très accusé en Novembre et Décembre et un minimum en Juillet et Août. Les pluies de printemps sont peu importantes, les orages d'été peu fréquents, mais brusques et violents provoquant des crues d'oued subites.

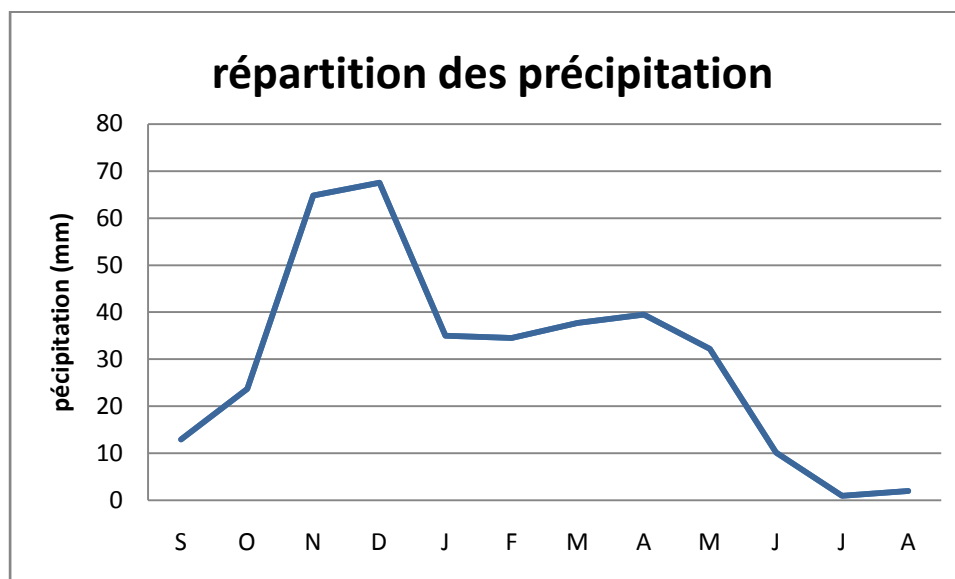


Figure I-4. Variation de la précipitation moyenne mensuelle (Période : 2008-2009)

I.6.3. Humidité

L'humidité représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau. D'après les valeurs du tableau ci-dessous, on remarque que l'humidité relative moyenne varie entre 49 % et 82 %.

Tableau I-3. Humidités relative moyenne mensuelles à station de Gdayel en % (Période : 2008-2009)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
H (%)	66	74	75	80	82	80	74	80	75	65	49	51

Source : ANRH d'Oran

I.6.4. Vent

Les vents dans cette région sont très fréquents, surtout durant la saison hivernale. Leurs directions et leurs vitesses sont variables.

Dans le reste des mois de l'année, la vitesse varie entre 70 km/h dans des directions différentes. Le Sirocco souffle souvent en été en provenance du Sud. Son influence est marquée par son pouvoir desséchant et qui souffle en moyenne 10 jours par an répartis entre juin, juillet et aout. Les vents présentent une vitesse moyenne de 4 à 5 m/s.

I.6.5. Evaporation

L'évaporation est importante. Elle est en moyenne de 66 mm au mois d'avril et de 106 mm au mois de septembre. La tranche d'eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1222 mm.

I.7. Population

Selon le recensement effectué en 2008, on considère que le nombre de population de la zone d'étude constitue 9.85% de la population totale. le nombre d'habitant de la ville d'Arzew effectué par ONS est comme suit :

Zone	Population en 2008 (Habitants)	Taux D'accroissement (%)	Population en 2020 (Habitants)
La ville d'Arzew	70951	2,5	72725
Les Plateaux	6989	2,5	7164

Dans toutes les études d'assainissement et de planification et afin de déterminer les perspectives à cours, moyen, voir à long terme, on fixe le taux global d'accroissement naturel de la population à 2,5 %.

On peut estimer le nombre d'habitants pour différents horizons, en se référant à la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$p_n = p_0(1 + t)^n$$

Avec :

p^n : La population future (hab).

p_0 : La population de référence (hab).

t : Taux d'accroissement.

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

I.8. Situation hydraulique

I.8.1. Alimentation en eau potable

La zone d'étude est dotée d'un système d'alimentation en eau potable alimenté à partir d'une adduction de MAO qui a été renforcé par la SDEM MACTAA en 2013 vers un réservoir tampon de volume $2 \times 5000 \text{ m}^3$ avec une capacité de 180 l/s qui alimente la ville d'Arzew dont ce dernier alimente un autre réservoir de volume $3 \times 800 \text{ m}^3$. Ce dernier alimente les Plateaux, Tourville et Cap Carbon.

I.8.2. Assainissement

Le système d'évacuation est de type mixte. Le réseau d'assainissement existant est vétuste et sous dimensionné. De l'amont vers l'aval le tronçon du réseau d'assainissement des eaux usées convergeant progressivement vers un collecteur principal de diamètre 600 mm qui véhicule les eaux usées vers oued El Mohgoun

. Ce réseau a été suffisamment dimensionné pour satisfaire les besoins des Zone, malheureusement on observe une détérioration importante réduisant ainsi son efficacité. Cette dégradation est due aux coupures fréquentes d'eau favorisant ainsi la stagnation, et aux interventions inopportunes d'entretien (des modifications ont été apportées au réseau, en raccordant celui des eaux usées à celui des eaux pluviales).

Conclusion

Dans ce chapitre, on a défini la zone d'étude de point de vu géographique, topographique, climatique.....etc. pour entamer le projet qui est le diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la zone urbaine Plateaux d'Arzew, tout en respectant les exigences de la santé publique et l'environnement.

CHAPITRE II:

Diagnostic Du Système D'évacuation Existant

Introduction

Les éléments qui constituent un réseau d'assainissement sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu et conduisent au dysfonctionnement du système d'évacuation. Une étude de diagnostic s'impose afin d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement du réseau pour permettre de concevoir les solutions à la situation présente du système et d'améliorer l'efficacité du système d'évacuation ainsi que la durabilité de ce dernier.

II. Diagnostic

La zone d'étude est dotée d'un système mixte en écoulement gravitaire. Ce réseau qui rejette les eaux collectées vers l'oued, mais avec des collecteurs mal dimensionnés et des regards bouchés avec des tampons en béton.

II.1. Diagnostic physique

Le réseau d'assainissement des plateaux d'Arzew est très ancien. Son manque d'entretien et son ancienneté ont conduit à sa dégradation progressive. Ce réseau n'est pas efficace vu l'absence totale d'auto curage.

II.1.1. Etat du réseau

Le réseau actuel est très mal entretenu, les observations enregistrées lors des visites d'inspections des collecteurs et des regards de visites et de branchements par temps sec sont les suivantes :

- Inexistence du réseau des eaux pluviales dans des parties de notre zone.
- La plupart des collecteurs sont circulaires de petite section (avec un diamètre de 300 mm) et ne peuvent donc fonctionner correctement lors d'un épisode de pluie.



Figure II-1 Conduite (R187–R188) dégradée

- La faible pente des conduites fait que les vitesses ne sont pas élevées et c'est ce qui favorise la montée des niveaux d'eau dans les conduites.
- Certaines cités sont exposées aux problèmes de débordement des eaux usées devant leurs entrées.
- Les structurants des réseaux d'assainissement sont posés en parallèle dans les principaux axes routiers.
- Les diamètres des conduites pour Eaux Usées sont en Ø400 Amiante Ciment et Ø500 Ø600 en Béton Armé.
- Les diamètres des conduites pour Eaux pluviales sont Ø400, Ø500, Ø600, Ø800, Ø1000, Ø1200 mm.



Figure II-2. Regard 223 débordement des eaux usées à l'entrée d'une habitation



Figure II-3. Débordement des eaux usées

- Une solution a été adaptée à ce problème, par le fait de dévier les eaux usées vers le réseau des eaux pluviales par système de By-pass.
- Des collecteurs détériorés et fissurés.

Le réseau des eaux usées est actuellement sujet à de fréquentes interventions pour débouchage et curage.

II.1.2. Etat des regards

- Absence de tampons qui favorise l'introduction de toutes sortes de déchets.



a. Regard 18



b. Regard 41

Figure II-4. Regards sans tampon

- Regards cimentés, à cause des constructions qui ont été réalisées sur ces derniers ou des décharges illicites.
- La plupart des regards sont bouchés, nécessite un curage et sous bitume.
- Stagnation des eaux.



a. Regard 186



b. Regard 32

Figure II-5. Stagnation des eaux usées et bouchage des regards



Figure II-6. Regard 182 endommagé avec présence des dépôts

II.1.3. Etat des bouches d'égouts

On a remarqué que les bouches d'égout existant sont tous en mauvais état et obturées par les boues ou par des déchets solides. Cela est dû à l'absence de l'entretien et du nettoyage. Elles sont dans leur majorité de type simple (classique).

II.1.4. Etat de rejet

Le rejet de la zone des plateaux se fait dans l'oued Mohgoun à travers une conduite de Ø1200 BA pour les eaux pluviales et une conduite de Ø600 pour les eaux usées, dont ce dernier est aménagé en canal trapézoïdal pour véhiculé les eaux pluviales et les eaux usée vers la mer.



a. Point De Rejet dans l'oued des Plateaux



b. Rejet eaux pluviales canal (oued aménagé)

II-7. Rejet des eaux de la ZHUN des Plateaux

II.2. Recommandation

Le diagnostic a permis de connaître le fonctionnement du réseau d'assainissement de l'étage Plateaux, on recommande le dimensionnement de la zone d'étude en système séparatif et on propose ce qui suit :

- Mener une étude minutieuse dans laquelle l'agglomération sera divisée en plusieurs sous bassin pour pouvoir faire une bonne estimation des débits d'eaux usées et pluviales.
- Vérifier les conditions d'écoulements et de dimensionnement du réseau (collecteur en bon état ou mauvais état).
- Remplacer les collecteurs vétustes, colmatés et sous dimensionnés.
- Éliminer les rejets d'eaux usées par temps sec. C'est-à-dire, le milieu récepteur ne doit pas recevoir directement les eaux usées (domestiques, agricoles et/ou industrielles) qui n'aient pas été traitées auparavant.
- Renforcer la capacité des tronçons du réseau d'assainissement qui actuellement sont déficients pour éviter les débordements du réseau.
- Résoudre les problèmes d'inondation existants lors des orages.
- Doter le réseau d'assainissement des regards d'accès adéquats pour pouvoir faire un entretien normal.
- Renforcement de la capacité du réseau avec des diamètres supérieurs aux actuels.
- Renforcer la capacité de captation des eaux de pluie. Il s'agit de la construction de milliers de nouveaux avaloirs et la réhabilitation de ceux qui existent déjà.
- Curer les regards périodiquement de tous les déchets pour éviter de perturber l'écoulement et engendrer des problèmes sur le fonctionnement hydraulique normal du réseau.
- Mise en place d'un outil de gestion à l'aide de système d'information géographique.
- Étant donné que les rejets actuels des eaux usées de la ville d'Arzew créent des préjudices néfastes à l'environnement à cause du rejet vers la mer sans traitement préalable, l'objectif recherché est de projeter une station d'épuration destinée pour le traitement des eaux usées de la ville.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître le fonctionnement du réseau d'assainissement et de relever et diagnostiquer les collecteurs,

On constate qu'il est nécessaire de prendre en charge les problèmes en lançant une étude du schéma directeur d'assainissement du Plateaux qui solutionnera les difficultés auxquelles est confrontée la zone d'étude quotidiennement et plus en temps de pluie.

CHAPITRE III :

Etude

Hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique est indispensable pour toute mise en œuvre des projets hydro-électriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'assainissement, de drainage, d'irrigation, de barrages et de navigation fluviale.

Dans le domaine d'Assainissement ; le but principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses qui revêt une importante capitale en Hydrologie dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales pour un bassin versant donné.

III. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

Pour l'étude de précipitation en assainissement on a besoin d'une série comportant les précipitations maximales journalières pour une période de la plus longue possible fournie par le bureau d'étude HPE (Hydro Project Engineering) d'Oran.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster notre résultat.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité.

III.1. Caractéristique de la station pluviométrique

Comme base de données pluviométriques, on se refait aux informations recueillies par la station pluviométrique d'Arzew dont les coordonnées sont les suivantes :

Tableau III-1 : Station de référence

Station	Code	Latitude (Degré)	Longitude (Degré)	Z (m)	Période d'observation	Nombre d'année
Arzew	040502	35,82°N	0,27°O	7,5	1971-2007	36

Source : ANRH d'Oran

Tableau III-2 : Série d'observation de précipitation station d'ARZEW (1971-2007)

Année	Précipitations (mm)												Max
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
1971/1972	5,1	13	21,5	30,1	38,0	12,5	13,1	7,1	00	0,8	1,3	0	38,0
1972/1973	12,1	3,4	39,5	15,2	8,3	2,1	17,9	17,5	18,6	0	0	5,1	39,5
1973/1974	33,5	10,7	2,5	7,3	15,8	15	3,2	30,6	25,1	0,8	00	1,4	33,5
1974/1975	10,5	20	36,1	7	32	37,5	17,3	20,2	31,8	18	0,8	0	37,5
1975/1976	2,4	11,5	9,4	21	17,6	4,7	20,3	14,4	10,4	4,9	7	0	21,0
1976/1977	9,8	9,5	13,3	20,9	6,8	10,3	12,9	25,1	3,7	1,7	2,7	11,9	25,1
1977/1978	9,8	29,2	18,8	16,4	27,5	21	17,6	28,1	6	0	0	0	29,2
1978/1979	6,4	36,5	19,7	13,9	26,1	15	30,1	4,3	0	2,3	0	0	36,5
1979/1980	16	16	2,3	54	27	13,4	15,1	5,1	3,7	0	0	0	54
1980/1981	2,3	6,5	13,2	29,8	18,4	18,3	13,6	19	11,7	30,2	0	0	30,2
1981/1982	1,8	4,2	0	3,9	11,1	16,8	11,3	8	10,9	0	0	1,9	16,8
1982/1983	4,7	22,5	33	22	0	27	2,2	2,4	3	0	1,2	6,9	33
1983/1984	0	0,3	8,5	16,5	24,8	18,3	13,3	2,4	14,4	0,5	0	0	24,8
1984/1985	2,1	7,5	32	6,3	15,5	4	24,7	5	24,9	0	0	0	32
1985/1986	0,8	9,8	13,2	7,6	19	29,4	16,8	3,2	15	5	0,1	1,8	29,4
1986/1987	2,5	1,2	11,5	8	8	8	0	0,4	5	11	21,8	1,2	21,8
1987/1988	21,2	16	17	22,1	30	13,5	4,5	10,8	20	2,2	0	0	22,1
188/1989	16,2	1,9	12,5	0,7	8	15,4	35,3	23,9	12,4	0	0	1	35,3
1989/1990	8,3	3,7	6	10,6	35,4	0	18,5	19,3	4,2	3,5	0	0	19,3
1990/1991	2,7	4,8	16,8	10,5	18,3	9	29,1	3,4	12,3	1,8	0	2,2	29,1
1991/1992	3,5	15,3	17,4	18,5	7,5	11,2	29,4	3,6	31,1	7,7	7,2	6	31,1
1992/1993	0	8,5	8,3	30	0,2	21,9	20,3	11,3	12,9	2,2	2,3	0,2	21,9
1993/1994	3,8	15,4	20,2	6,7	9,2	22,3	3,7	12,2	4,6	0	1	0,1	22,3
1994/1995	12	23,6	15,7	3,9	8,1	25,3	24,8	19,2	2,5	7,4	0	11	25,3
1995/1996	6,5	4,8	7,6	32,7	16	35,6	12,2	9,3	3,5	0	0	0,7	35,6
1996/1997	51,1	5,8	4,8	10,8	17,5	3,5	0	19,7	5,9	0,5	0	2	51,1
1997/1998	16,2	32,6	17,9	5,2	14	11,3	17,9	6,4	15,8	0	0,9	3,2	32,6
1998/1999	0	0	28	36,6	18,3	34,1	26,2	0	0,1	3,6	0	0	36,6
1999/2000	13,4	10,8	18,2	13	2,9	0	10,7	3,6	13,1	0	0	0	18,2
2000/2001	21,2	18,8	34,3	7,8	7,3	52,7	0,4	6,7	22,5	0	0	0	52,7
2001/2002	10,8	21,7	85,4	24,6	1,6	4	27	15,3	23,7	0,2	1,4	11,2	85,4
2002/2003	0	7,4	37,4	0,4	40	34,6	3,4	10,2	7,6	0	0,9	0,1	40
2003/2004	0,4	4,5	42,2	28,5	25,4	8,2	7	24,7	20,3	0,2	0	0,2	42,2
2004/2005	1,7	15	65,2	26,5	13,8	22,8	17,7	6,4	0	2,2	0	0	65,2
2005/2006	14,3	1,9	25,9	12,7	41,5	35,4	2,6	19,3	12,6	3	0	0	41,5
2006/2007	1,1	0	7,4	30,6	26,2	12	24,8	17,4	0	0	0	0	30,6

Source : ANRH ORAN

Les caractéristiques de la série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant la période d'observation de 36 ans est : 1788,7 mm.
- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\overline{p_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n p_{max,j}}{n} = \frac{894.1}{36} = 35.4 \text{ mm} \dots \dots \dots (II.1)$$

n : le nombre d'années d'observation (n = 36 ans).

- Ecarte type σ_x :

Pour (n > 30 ans) on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (p_{max,j} - \overline{p_{max,j}})^2}{n}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{36} (p_{max,j} - 35.4)^2}{36}} = 14.2 \text{ mm} \dots \dots \dots (II.2)$$

- Coefficient de variation :

$$C_V \frac{\sigma_x}{\overline{p_{max,j}}} = \frac{24.1}{33.8} = 0,403 \dots \dots \dots (II.3)$$

- Exposant climatique :

Il est donnée par HPE d'Oran tel que : b = 0,388

Tableau III-3 : Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombre d'année d'observation	36
Valeur maximale (mm)	85,4
Valeur minimale (mm)	16,8
Médiane (mm)	31,1
Moyenne (mm)	35.4
Ecart type (mm)	14.2
Coefficient de variation	0,403

III.2. Ajustement de la série

Comme il existe plusieurs lois d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de ses caractéristiques. Le choix d'une méthode est donc un exercice difficile à effectuer. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « HYFRAN » avec les deux lois suivantes : la loi de GUMBEL et la loi de Galton (Log-normal).

III.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$f(x) = e^{-e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.4)$$

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

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

α : Paramètre d'échelle différent de zéros et positif appelé aussi « gradux ».

x_0 : Paramètre de position (mode).

Par changement de variable $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$ la loi de Gumbel s'écrit :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.5)$$

$y = \frac{x-x_0}{\alpha}$: Variable réduite de GUMBEL

L'équation présente sous la forme : $X = \frac{1}{\alpha}y + x_0$ est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

▪ **Procède l'ajustement à la loi de GUMBEL**

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

- ✓ classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3,
- ✓ Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $f(x)$ par la formule de Hazen :

$$f(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec :

m : Rang de précipitation.

n : La taille de la série.

- ✓ Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule :

$$Y = [\ln(-\ln F(x)))] \dots\dots\dots (II.7)$$

- ✓ Calculer les paramètres d'ajustements α et x_0

Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

▪ Estimation des paramètres d’ajustements de la loi de GUMBEL à partir de la méthode du maximum de vraisemblance corrigé

Les paramètres de la loi de GUMBEL, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = 10.26 \quad ; \quad x_0 = 29.16 \text{ mm}$$

Tel que :

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} = 0.78 \sigma_x = 10.26 \dots \dots \dots (II.8)$$

$\frac{1}{\alpha}$: Représente la pente de la droite de GUMBEL

x_0 : Représente l’ordonné à l’origine

La droite de GUMBEL s’écrit comme suit :

$$p_{max,j} p\% = 10.26y + 29.16 \dots \dots \dots (II.9)$$

Les résultats obtenus par le logiciel **Hyfran** sont défini dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Résultat de l’ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique $p_{max,j}$ (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	76.4	7.03	62.6 - 90.2
50.0	0.9800	69.2	6.11	57.3 - 81.2
20.0	0.9500	59.7	4.90	50.1 - 69.3
10.0	0.9000	52.3	3.99	44.4 - 60.1
5.0	0.8000	44.6	3.10	38.5 - 50.6
3.0	0.6667	38.4	2.46	33.6 - 43.3
2.0	0.5000	32.9	2.00	29.0 - 36.9

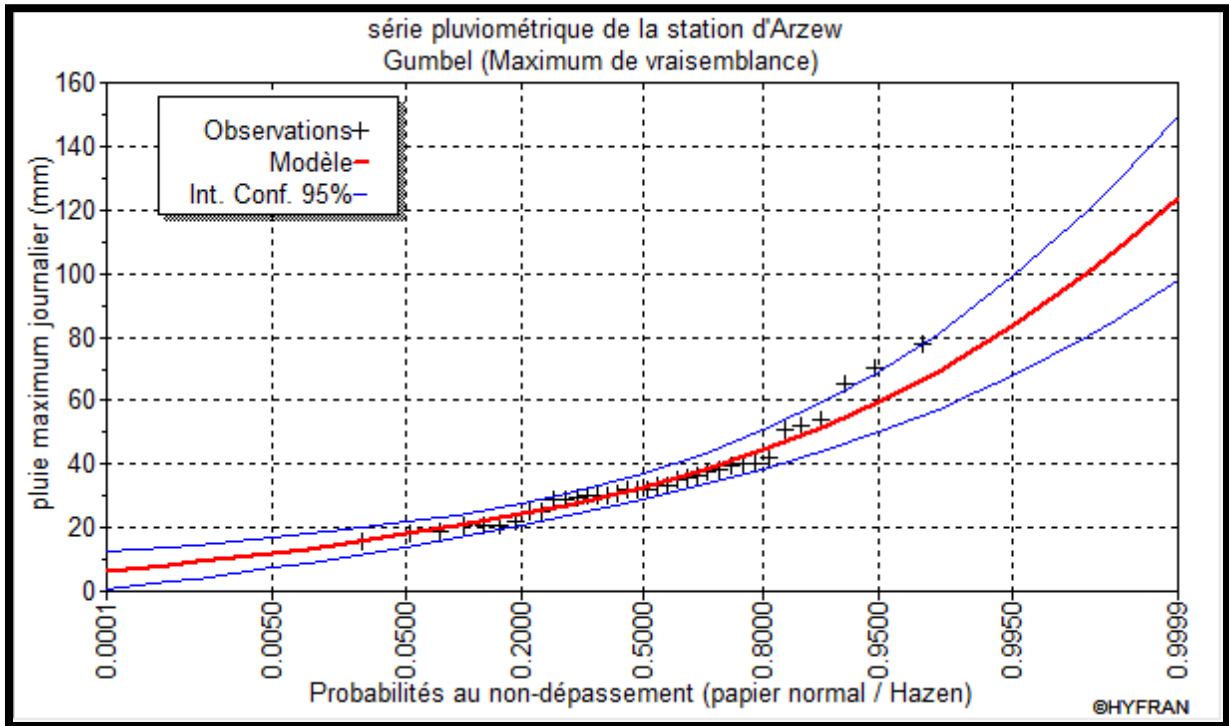


Figure III-1 : Ajustement graphique à la loi de GUMBEL

III.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log-normale)

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale,

La fonction de répartition de la de Galton est la suivante :

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots\dots\dots (II.10)$$

Sachant que « u » est la variable réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln x_i - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :

- x : Variable étudiée ($p_{max,j}$).
- $\overline{\ln x}$: La moyenne des logarithmes de la variable x.
- $\sigma_{\ln x}$: L’écart type des logarithmes de la variable x.

L’équation de la droite de Galton est donnée par :

$$\ln x(p\%) = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x} \dots\dots\dots (II.12)$$

▪ **Le procédé d’ajustement**

- ✓ Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement).
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale.
- ✓ Calcul de la caractéristique empirique de série initiale \bar{x} et σ .
- ✓ Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- ✓ Reporter les valeurs sur papier Gauss-logarithmique.
- ✓ Détermination de la droite de GALTON $\ln x(p\%) = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$.
- ✓ Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par $x(p\%) = e^{\ln x(p\%)}$.
- ✓ Tracer la droite de GALTON.

▪ **Estimation des paramètres d’ajustements de la loi de GALTON à partir de la méthode du maximum de vraisemblance corrigé**

Les paramètres de la loi de GALTON, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\overline{\ln x} = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n} = 3,49 \quad ; \quad \sigma_{\ln x} = 0,37$$

La droite de GALTON est comme suit :

$$\ln x(p\%) = 3,49 + u 0,37 \dots\dots\dots (II.13)$$

Donc :

$$x(p\%) = e^{3,49 + u0,37}$$

Tableau III-5 : Résultat de l’ajustement à la loi de Galton (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	78.3	9.44	59.8 - 96.8
50.0	0.9800	70.8	7.81	55.5 - 86.1
20.0	0.9500	60.8	5.82	49.4 - 72.2
10.0	0.9000	53.1	4.47	44.4 - 61.9
5.0	0.8000	45.1	3.26	38.7 - 51.5
3.0	0.6667	38.7	2.51	33.8 - 43.6
2.0	0.5000	33.0	2.04	29.0 - 37.0

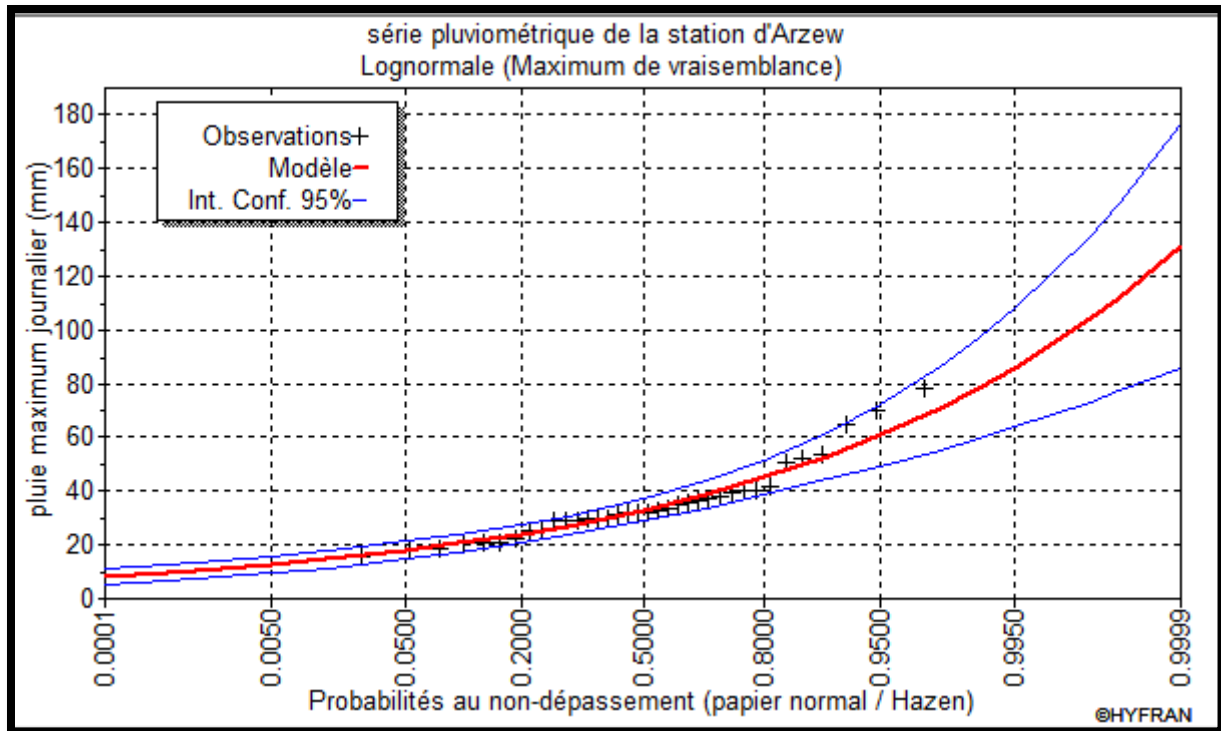


Figure III-2 : Ajustement graphique à la loi de Galton

III.3. Choix de la loi d'ajustement

L'ajustement aux deux lois de probabilité théorique les plus utilisés montre que les deux méthodes donnent des résultats proches, donc l'examen graphique ne peut suffire, Cette adéquation est justifiée par ajustement graphique et application de test Khi-carrée.

III.3.1. Test graphique

En examinant l'allure des points sur le papier de probabilité on remarque que l'ajustement graphique à la loi de Gumbel et à celle de Galton est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

III.3.1. Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 »

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha=5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés comme suit :

Tableau III-6 : Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	χ^2 Calculé	χ^2 Théorique	Observation
Gumbel	2	5	6.22	12,592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ Condition vérifiée
Galton	2	5	8.44	12,592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ Condition vérifiée

▪ Interprétation des résultats

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Khi-deux montre que les lois Log-normale et de Gumbel sont adéquates.

▪ Sélection de la loi de calcul

En ce référent aux deux graphes, on remarque que la série de pluie maximale journalière s'adapte bien avec la loi de Log-normale (Galton) car elle donne la valeur théorique la plus grande donc une marge de sécurité.

III.4. Calcul des pluies et des intensités de courte durée

On va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l’ajustement à la loi Log-normale.

III.4.1. Pluies de courte durée

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l’assainissement. L’intensité moyenne maximale de durée de 15 mn pour une période de retour de 10 ans $i_{15min,10\%}$.

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$p_{t,p\%} = p_{max,j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(II.14)$$

Avec :

$p_{t,p\%}$: Pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

$p_{max,j}$: Pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

t : Durée de l’averse (h).

b : Exposant climatique : $b = 0,388$ pour la région d’étude (BET HPE Oran)

III.4.2. Intensités de courte durée

Lors de l’étude d’une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par un rapport à la hauteur d’eau tombé pendant une durée t , nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{p_{t,p\%}}{t} \text{ (mm/h)} \dots\dots\dots(II.15)$$

Avec :

$i_{t,p\%}$: Intensité moyenne en mm/h.

$p_{t,p\%}$: Hauteur de pluie tombée pendant la durée t en mm.

Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

Tableau III-7: Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5ans		10ans		20ans		50ans		100ans	
X _t	41,50		48,10		54,40		62,50		68,70	
t(h)	Pt (mm)	it (mm/h)	Pt (mm)	it (mm/h)	Pt (mm)	it (mm/h)	Pt (mm)	it (mm/h)	Pt (mm)	it (mm/h)
0,10	5,38	53,78	6,33	63,32	7,25	72,51	8,44	84,43	9,34	93,38
0,20	7,04	35,19	8,29	41,43	9,49	47,44	11,05	55,24	12,22	61,10
0,25	7,67	30,70	9,04	36,14	10,35	41,38	12,05	48,19	13,32	53,30
0,50	10,04	20,09	11,82	23,65	13,54	27,08	15,77	31,53	17,4	34,87
1,00	13,14	13,14	15,47	15,47	17,72	17,72	20,63	20,63	22,82	22,82
2,00	17,20	8,60	20,25	10,12	23,18	11,59	27,00	13,50	29,86	14,93
3,00	20,13	6,71	23,70	7,90	27,13	9,04	31,60	10,53	34,94	11,65
4,00	22,50	5,6	26,50	6,62	30,34	7,58	35,33	8,83	39,07	9,77
5,00	24,54	4,91	28,89	5,78	33,08	6,62	38,52	7,70	42,60	8,52
6,00	26,34	4,39	31,01	5,17	35,51	5,92	41,35	6,89	45,73	7,62
7,00	27,96	3,99	32,92	4,70	37,69	5,38	43,89	6,27	48,54	6,93
8,00	29,45	3,68	34,67	4,33	39,70	4,96	46,23	5,78	51,13	6,39
9,00	30,82	3,42	36,29	4,03	41,56	4,62	48,39	5,38	53,52	5,95
10,00	32,11	3,21	37,81	3,78	43,29	4,33	50,41	5,04	55,75	5,57
11,00	33,32	3,03	39,23	3,57	44,92	4,08	52,3	4,76	57,85	5,26
12,00	34,46	2,87	40,58	3,38	46,46	3,87	54,10	4,51	59,84	4,99
13,00	35,55	2,73	41,86	3,22	47,93	3,69	55,81	4,29	61,72	4,75
14,00	36,59	2,61	43,08	3,08	49,33	3,52	57,44	4,10	63,52	4,54
15,00	37,58	2,51	44,25	2,95	50,66	3,38	59,00	3,93	65,25	4,35
16,00	38,53	2,41	45,37	2,84	51,95	3,25	60,49	3,78	66,90	4,18
17,00	39,45	2,32	46,45	2,73	53,19	3,13	61,93	3,64	68,49	4,03
18,00	40,34	2,24	47,49	2,64	54,38	3,02	63,32	3,52	70,03	3,89
19,00	41,19	2,17	48,50	2,5	55,53	2,92	64,66	3,40	71,51	3,76
20,00	42,02	2,10	49,47	2,47	56,65	2,83	65,96	3,30	72,95	3,65
21,00	42,82	2,04	50,42	2,40	57,73	2,75	67,23	3,20	74,35	3,54
22,00	43,60	1,98	51,34	2,33	58,78	2,67	68,45	3,11	75,7	3,44
23,00	44,36	1,93	52,23	2,27	59,80	2,60	69,64	3,03	77,02	3,35
24,00	45,10	1,88	53,10	2,21	60,80	2,3	70,80	2,95	78,30	3,26

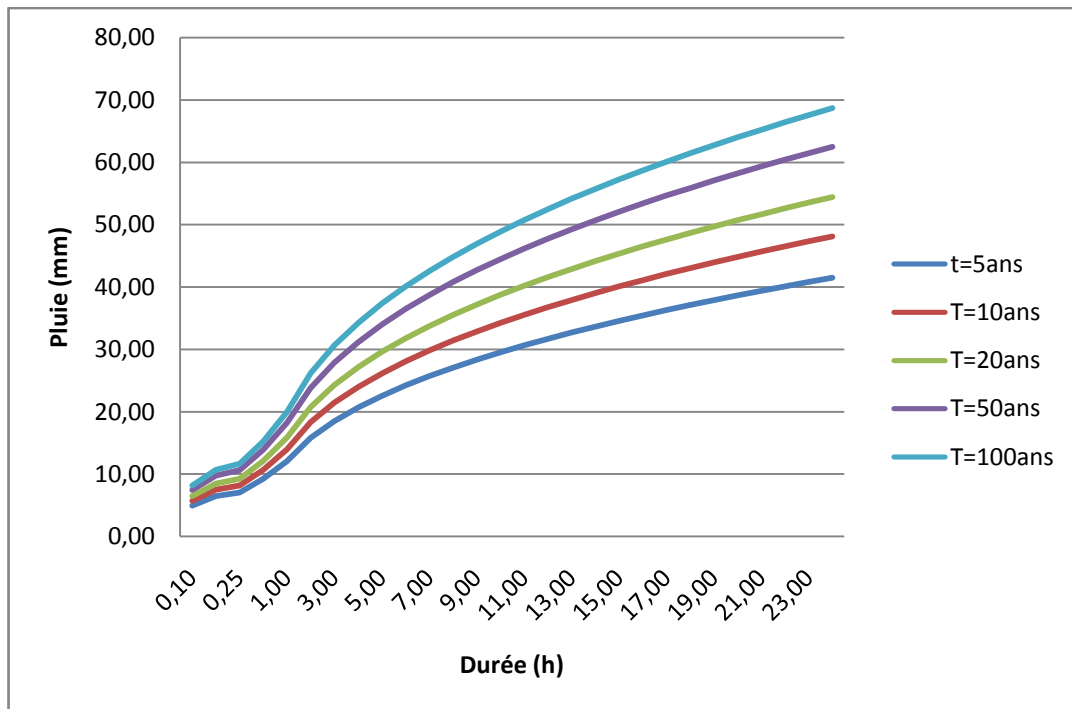


Figure III-3: Courbes Pluie-Durée-Fréquence (PDF)

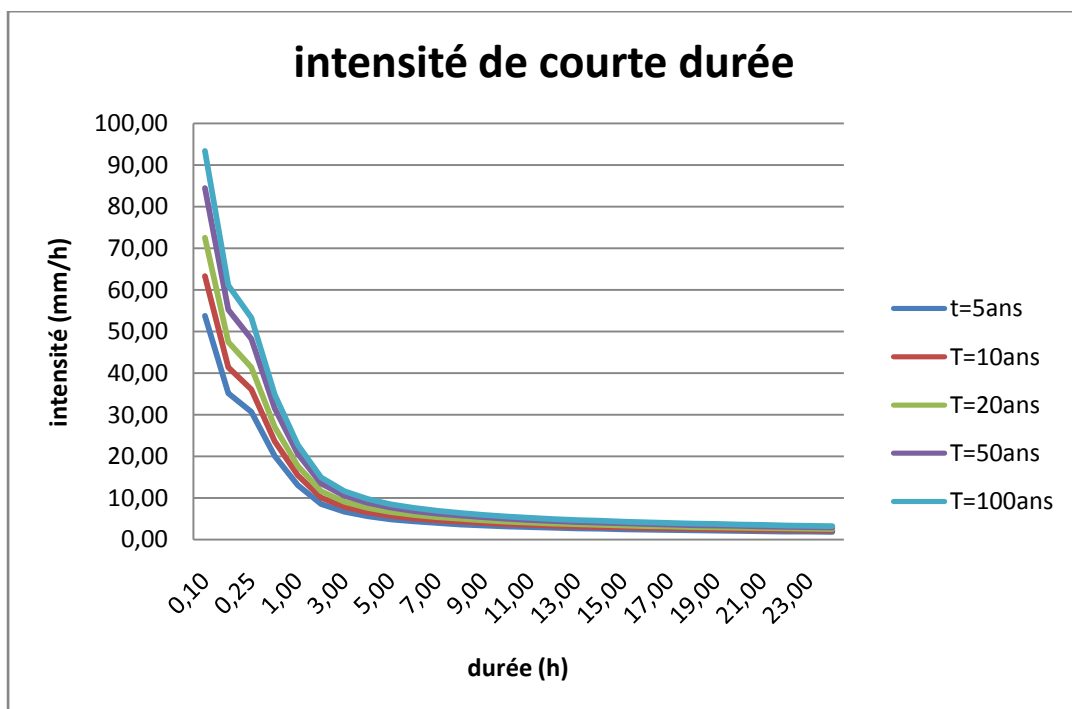


Figure III-4: Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

Interprétation

- On remarque qu'à une durée de pluie égale, une précipitation dure autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc que son temps de retour sera grand).
- Et pour une même fréquence d'apparition l'intensité d'une pluie est plus forte que sa durée est courte.

III.5. l'intensité moyenne de précipitation

D'après les résultats de calcul précédents illustrés dans le tableau II-7, On a :

$$i_{15min,10\%} = 36.14 \text{ mm/h.}$$

$$i_{15min,10\%} = \frac{36.14 \times 10000}{3600} = 100.38 \text{ (L/s/ha).}$$

Avec : $\frac{10000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (l/s/ha).

Conclusion

L'étude hydrologique des séries de précipitation maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale.

Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'eaux pluviales, on travaillera avec une pluie d'intensité « i ». Tel que :

$$I = 100.38 \text{ (l/s/ha)}$$

Chapitre IV

CALCUL DE BASE

Introduction

Le réseau d’assainissement, quel que soit sa nature, projeté au niveau d’une zone rurale, urbaine, industrielle, permet d’évacuer :

- Les eaux pluviales, (qui englobent toutes les eaux de ruissellement), en quantité importante.
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagère....) provenant des habitations, appelées également eaux d’origine domestique.
- Les eaux usées provenant des industries et des services publiques.
- Et, dans certains cas les eaux parasites claires ou de drainage.

Dans ce contexte, le dimensionnement du réseau d’assainissement est indispensable. Différentes phases préliminaires sont nécessaires, (dont le calcul de base), afin de procéder à un dimensionnement adéquat de notre système d’assainissement.

IV.1. Evaluation de la population

L’estimation futur du nombre d’habitants du notre zone urbaine Plateau situé à la commune d’Arzew est basée sur le recensement de 2008 (année de référence), avec un taux de croissance annuelle égal à 2.5% selon les études prospectives de l’O.N.S « office national des statistiques ».

Pour notre projet, nous prévoyons une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de croissance géométrique à l’aide de l’équation des intérêts composés. Si on connaît le taux de croissance annuelle de la population, on a donc :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

P_n : Population à l’horizon de calcul ;

P₀ : Population de référence (au dernier recensement ; 2008) ;

T : taux de croissance de la population considérée ; T=2.5% d’après le service technique de la commune ;

n : l’écart d’années entre les deux horizons ; n = 30 ans.

Tableau IV-1. Estimation de la population pour différents horizons de calcul

Horizon (Année)	2008	2020	2050
Estimation (habitants)	6989	7164	15027

IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaire

En général, le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux. Elle est défini comme l'aire de collecte qui recueille les eaux de ruissellement, il est évacué vers un point de sortie appelé exutoire.

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

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

Pour notre projet, le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et les routes, les pentes et les contres pentes. L'aire d'étude a été découpée en (9) sous bassins homogènes.

IV.3. Système d'évacuation des eaux

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

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

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.

IV.3.1. Le système unitaire

C'est-à-dire l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un unique réseau, pourvu de déversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux, par surverse, directement dans le milieu naturel.

Ce système est intéressant pour sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

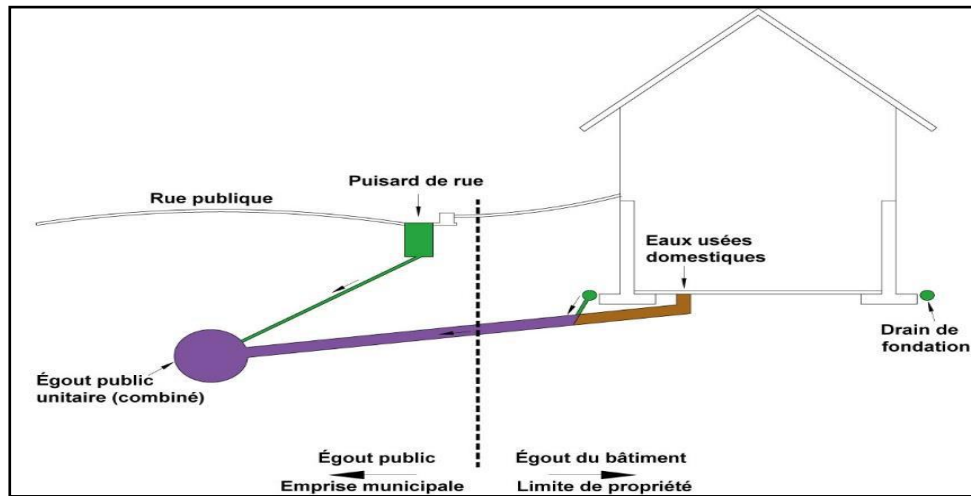


Figure IV-0-1. Représentation schématique d'un réseau unitaire
(Source : www.gatineau.ca, 2020)

IV.3.2. Le système séparatif

Il consiste à affecter un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et avec des réserves certains effluents industriels, alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurées par un autre réseau.

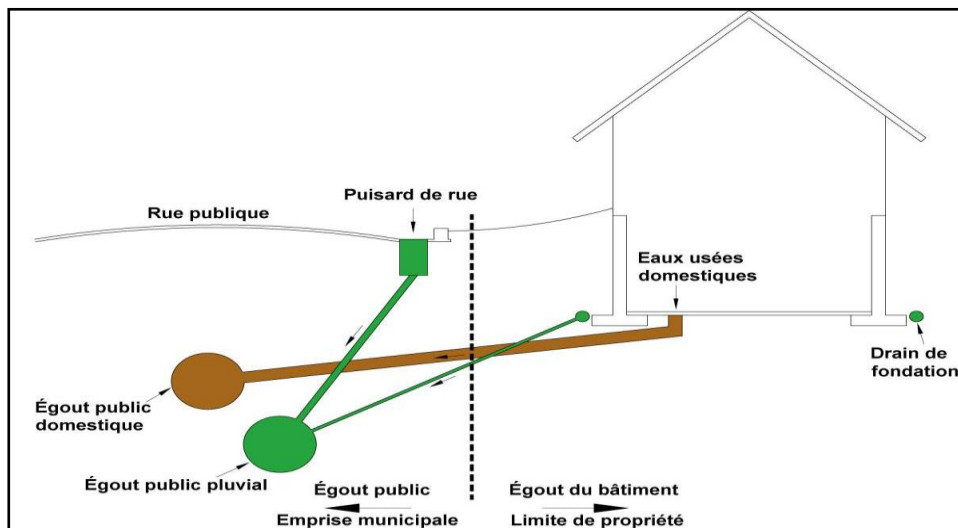


Figure IV-0-2. Représentation schématique d'un réseau séparatif
(Source : www.gatineau.ca, 2020)

IV.3.3. Les systèmes mixtes

Désignant communément des réseaux constitués, selon les zones d'habitation, en partie en système unitaires et en partie en système séparatif.

IV.3.4. Système pseudo séparatifs

Ce système repose sur une collecte des eaux usées avec une fraction des eaux pluviales provenant généralement des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre fraction des eaux pluviales est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux, dans un autre réseau.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins ; c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, grâce à l'apport des eaux pluviales.

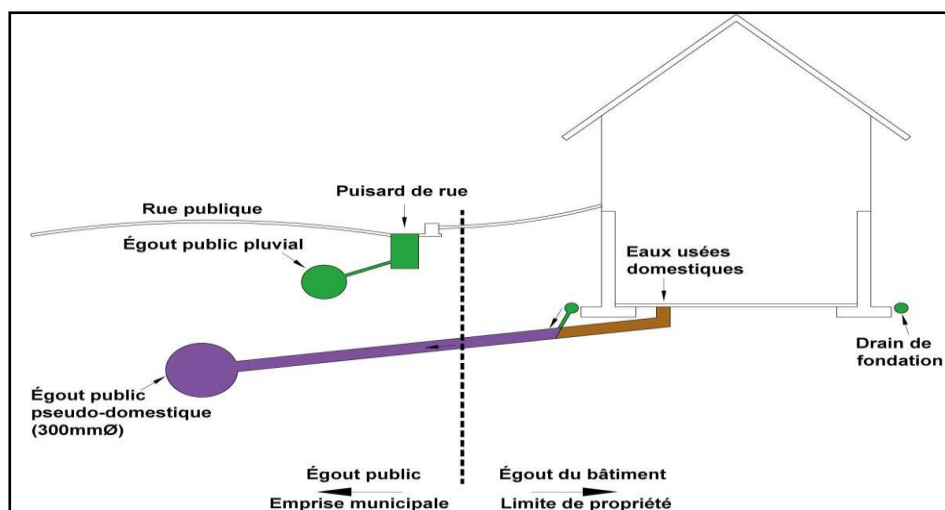


Figure IV-0-3. Représentation schématique d'un réseau pseudo séparatif.
(Source : www.gatineau.ca, 2020)

IV.3.5. Système composite

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

IV.3.6. Système spéciaux

L'usage de ce système n'est envisagé que dans les cas exceptionnels, on distingue :

- Système sous pression sur la totalité du parcours : charge de façon permanente sur la totalité du parcours.
- Système sous dépression : canalisation en dépression.

Tableau IV-2. Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Systeme	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit rejeté vers la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange 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 des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure naturel préservé 	<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)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.

Dans notre travail, nous avons gardé le type du réseau d'assainissement mixte afin d'évacuer une partie des eaux en système unitaire et l'autre partie d'un système séparatif.

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

IV.4.1. Schéma perpendiculaire

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

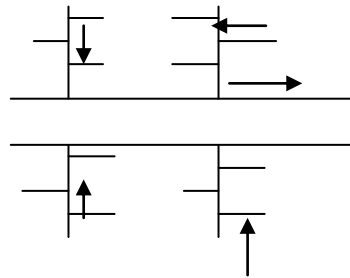


Figure IV-0-4. Schéma perpendiculaire

IV.4.2. Schéma par déplacement latéral

C'est le schéma le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

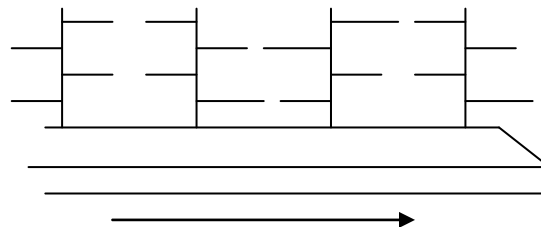


Figure IV-0-5. Schéma déplacement latéral

IV.4.3. Schéma transversal ou oblique

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.

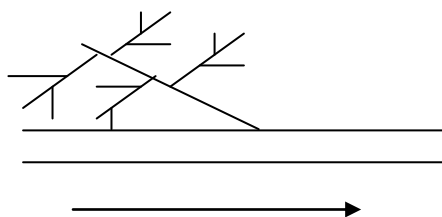


Figure IV-6. Schéma transversal ou oblique

IV.4.4. Schéma par zone étagée

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral mais avec multiplication des collecteurs bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

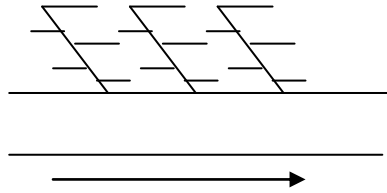


Figure IV.7. Schéma par zone étagée

IV.4.5. Schéma radial

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.

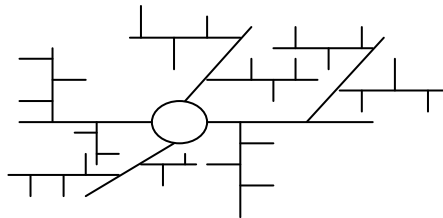


Figure IV-8. Schéma radial

IV.4.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien ;
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la zone, on est contraint d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux ; d'où on optera à un Schéma à déplacement latéral.

IV.5. Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement « Cr » d’une surface donnée est le rapport du volume d’eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d’eau tombé sur elle .Sa valeur dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature du sol.
- Le mode d’occupation du sol.
- L’inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l’intensité de la pluie.
- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.
- L’humidité de l’air.

IV.5.1. 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 IV-3. 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

IV.5.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d’urbanisation

Tableau IV-4. 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

IV.5.3. Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface

Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d’une façon approchée, vu l’hétérogénéité de la nature de ces surfaces.

Tableau IV-5. Coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces

Nature de la surface	Valeurs du coefficient (C _R)
Toits en métal, tuile, ardoise	0,9
Chaussée avec peu de joints	0,85-0,9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés.	0,75-0,85
Pavage en blocage	0,40-0,50
Surfaces goudronnées	0,25-0,60
Chemin en gravier	0,25-0,30
Gare, terrain de sport	0,10-0,30
Parcs, jardins, gazons	0,05-0,25
Forêts	0,01-0,20

IV.5.4. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

Selon la nature des surfaces on estime le coefficient de ruissellement des sous bassin, les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-6. Coefficient de ruissellement des sous-bassins

Sous Bassin	Surface (Ha)	Cr
1	8,38	0,64
2	12,05	0,85
3	5,35	0,9
4	5,75	0,75
5	6,04	0,8
6	6,25	0,8
7	9,05	0,85
8	6,99	0,7
9	6,19	0,8
La somme	66,05	-

IV.. Calcul le nombre d’habitants de 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 calcul le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- On calcul la densité partielle de chaque sous bassin ;
- On déduit le nombre d’habitants dans chaque sous bassins.

IV.6.1. Coefficient de ruissellement pondéré

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{52.10}{66.05} = 0.79 \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

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

IV.6.2. Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

- Di : densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ha) ;
- Crp : coefficient de ruissellement total pondéré ;
- A : surface totale (ha) A = 66,05 ha ;
- Pt : nombre total d’habitants (hab).

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

$$p = D_i * A_i \dots\dots\dots (IV-3)$$

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7. Détermination du nombre d'habitants à l'horizon 2050

Sous bassin	Surface (ha)	Cr	Di (hab/ha)	P
1	8,38	0,64	186,67	1564
2	12,05	0,85	247,92	2987
3	5,35	0,9	262,51	1404
4	5,75	0,75	218,75	1257
5	6,04	0,8	233,34	1409
6	6,25	0,8	233,34	1458
7	9,05	0,85	247,92	2243
8	6,99	0,7	204,17	1427
9	6,19	0,8	233,34	1444

Conclusion

Après avoir fixé l'horizon d'étude et déterminé les paramètres qui influent directement sur l'évaluation des débits tels que le coefficient de ruissellement, les surfaces des sous bassins, la densité de la population, nous avons adopté un système d'évacuation séparatif avec un schéma par déplacement latérale.

Chapitre V

Evaluation Des Débits

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 d'entamer 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.

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, il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

IV.1. Origine et nature des eaux à évacuer

V.1.1 Les eaux usées

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

- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées d'origine industrielle ;
- Les eaux parasites ;
- Les eaux des services publics.

V.1.1.1. Les eaux usées d'origine domestique

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent d'origine des habitudes des agglomérations.

Elles sont constituées essentiellement des :

- Eaux ménagères : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches. Elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- Eaux vannes : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer est, elle dépend des normes de consommation en eaux potables et qui à leur tour dépendent de l'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.

V.1.1.2. Les eaux usées des services publics

Les eaux de lavage des espaces publics sont évacuées vers le réseau par les ouvrages de collecte des eaux pluviales. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques, L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers.

V.1.1.3. Les eaux usées industrielles

Ce sont des eaux usées qui ont été usées par un procédé industriel, La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs paramètres qui sont cités comme suit :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé;
- 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, sinon elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

Les eaux industrielles doivent recevoir un prétraitement à l'usine même pour éviter d'endommager et diminuer la durée de vie du réseau car son amortissement dépend de plusieurs paramètres, nous citons que la nature des eaux industrielles sont comprises dans ce dernier car lorsqu'elles ne sont pas traitées elles attaquent les conduites chimiquement et les détériorent.

V. 1.1.4. Les eaux parasites

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Les joints mal confectionnés (mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation.
- Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux.

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande ATV préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

V.1.2 Les eaux pluviales

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle ; du fait du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement.

Remarque :

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

V.2. Estimation des débits des eaux usées

L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

V.2.1. Evaluation des débits d'eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 200 l/j hab. (source A.P.C)

Nous considérons que les 80 % de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation car l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée en totalité dans le réseau.

V.2.1.1. Evaluation du débit moyen journalier

Le débit moyen journalier rejeté est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{N D K_r}{86400} \quad (V-1)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (l/s)

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).

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

D : Dotation journalière estimée à 200(l/j/hab).

V.2.1.2. Débit de pointe

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pt} = k_p \times Q_{moy,j} \quad (V-2)$$

Avec :

Q_{pt} : Débit de pointe des eaux usées domestiques (l/s).

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier rejeté (l/s).

k_p : Coefficient de pointe

Le coefficient de pointe peut être estimé par rapport au débit moyen de rejet :

$$k_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{Si : } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s} \quad (V-3)$$

$$k_p = 3 \quad \text{Si : } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s} \quad (V-4)$$

Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V-1. Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° SB	N	K_r	D (l/hab/j)	Q_{moyj} (l/s)	k_p	Q_{pt} (l/s)	Q_{pt} (m ³ /s)
1	1564,33	0,8	200	2,90	2,97	8,60	0,0086
2	2987,52	0,8	200	5,53	2,56	14,18	0,0142
3	1404,43	0,8	200	2,60	3	7,80	0,0078
4	1257,86	0,8	200	2,33	2,97	6,92	0,0069
5	1409,39	0,8	200	2,61	3	7,83	0,0078
6	1458,39	0,8	200	2,70	3	8,10	0,0081
7	2243,73	0,8	200	4,16	3	12,47	0,0125
8	1427,18	0,8	200	2,64	3	7,93	0,0079
9	1444,39	0,8	200	2,67	3	8,02	0,0080

V.2.2. Evaluation des eaux usées des établissements publics

L'évaluation de ces débits se fait de la même façon que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'utilisateur.

Les débits des eaux usées des équipements publics à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V-2. Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N°SB	Type d'équipement	unité de mesure	N_u	D (l/j/unité)	$Q_{eq,moy j}$ (l/s)	k_p	$Q_{pt,eq}$ (l/s)	$Q_{pt,eq}$ (m ³ /s)
3	Poste	Employé	15	15	0,0026	3	0,0078	0,00001
	Lycée	Élève	700	15	0,1215	3	0,3645	0,00036
4	Stade	Vestiaire	4	20	0,0009	3	0,0027	2,77E-06
	Centre de santé	Lit	30	20	0,0069	3	0,0208	0,00002
	Ecole	Élève	400	15	0,0694	3	0,2083	0,00021
6	Hôtel	Lit	120	240	0,3333	3	1	0,00100
	Ecole	Élève	450	15	0,0781	3	0,2343	0,00023
	Centre commercial	Employé	100	10	0,0116	3	0,0347	0,00003
7	Conservation des forêts	Employé	20	20	0,0046	3	0,0138	0,00001
	Mosquée	Fidèle	1000	10	0,1157	3	0,3472	0,00035
	CEM	Élève	500	15	0,0868	3	0,2607	0,00026
8	Ecole	Élève	400	15	0,0694	3	0,2083	0,00021
	CEM	Élève	600	15	0,1042	3	0,3125	0,00031

Tableau V-3. Evaluation des débits d'infiltration de chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	K (l/s/ha)	Q_{inf} (l/s)
1	8,38	0,15	1,26
2	12,05	0,15	1,81
3	5,35	0,15	0,80
4	5,75	0,15	0,86
5	6,04	0,15	0,91
6	6,25	0,15	0,94
7	9,05	0,15	1,36
8	6,99	0,15	1,05
9	6,19	0,15	0,93

Avec :

K : débit d'eau parasite compris entre (0,05et 0,15) l/s/ha.

Dans notre cas on prend K = 0,15 l/s/ha.

V.2.1.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer

Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau V-4. Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	$Q_{pt,dom}$ (l/s)	$Q_{pt,éq}$ (l/s)	Q_{inf} (l/s)	$Q_{EU,tot}$ (l/s)	$Q_{EU,tot}$ m3/s
1	8,38	8,60	/	1,26	9,86	0,0099
2	12,05	14,18	/	1,81	15,99	0,016
3	5,35	7,80	0,37	0,80	8,97	0,0089
4	5,75	6,92	0,21	0,86	7,99	0,0079
5	6,04	7,83	/	0,91	8,74	0,0087
6	6,25	8,10	1,27	0,94	10,31	0,0103
7	9,05	12,47	0,62	1,36	14,45	0,0144
8	6,99	7,93	0,21	1,05	9,19	0,00919
9	6,19	8,02	/	0,93	8,95	0,009

V.2. Estimation des débits des eaux pluviales

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale, Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré. En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, Plusieurs méthodes se présentent pour l'estimation des débits pluviaux, mais les deux méthodes les plus utilisées du fait de leur simplicité sont la méthode rationnelle et celle dite superficielle.

V.2.1. La méthode rationnelle

Cette méthode a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

Elle permet de estimer les débits pluviaux suite à une averse d'un bassin versant de surface « A » et un coefficient de ruissellement « Cr », soumis à une précipitation donnée d'intensité moyenne « i ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A \quad (V-5)$$

Avec :

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

A : Surface d'apport (ha).

Cr : Coefficient de ruissellement.

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

α : 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 ;

- Si $A \leq 10$ ha donc on prend $\alpha = 1$;
- Si $A > 10$ ha donc on prend $\alpha = 0,9 \dots 0,8 \dots 0,7$ etc.

V.2.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe « Qp » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « tc » du bassin versant.
- Le débit de pointe « Qp » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « tc » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Qp » à la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin-versant est constant.

V.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle

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

V.2.1.3. Temps de concentration

C'est une caractéristique du bassin ; définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur

On considère que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations déferent : t1, t2 et t3 :

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

$$t1 = \frac{L}{60 v} \quad (V-6)$$

Avec :

L : Longueur de canalisation (m).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

- **t2** : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- **t3** (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t3 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}} \quad (V-7)$$

Avec :

L_s : Parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).

L_g : Pente moyenne du parcours (%).

Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $tc = t3$.
- Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $tc = t1 + t3$.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $tc = t1 + t2$.

V.2.1.4. Critique de la méthode rationnelle

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est toujours assez grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec une précision suffisante la durée du ruissèlement entre ces diverses zones et l'exutoire.
- On suppose généralement que le coefficient de ruissèlement « C_r » est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.
- La critique principale que l'on peut faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissèlement sur le bassin.
- Il a été montré qu'en règle générale, cette méthode sous-estime les débits de pointes observés, probablement parce qu'on sous-estime le coefficient de ruissèlement en négligeant le rôle des surfaces non revêtues et sans végétation.

V.2.2. La méthode superficielle

La méthode de Caquot ou la méthode superficielle est une variante de la méthode rationnelle. Cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs. Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration « t_c » où on observe le débit de pointe « Q_p » à l'exutoire.

L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q = K^{1/u} I^{v/u} C^{l/u} A^{w/u} \quad (V-8)$$

Avec :

Q : Le débit pluvial de pointe; en (m³/s).

C : Le coefficient de ruissèlement du sous bassin considéré.

I : La pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).

A : La superficie drainée du sous bassin (ha).

L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q = K^{1/u} I^{v/u} C^{l/u} A^{w/u} \quad (\text{V-8})$$

Avec :

Q : Le débit pluvial de pointe; en (m³/s).

C : Le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.

I : La pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).

A : La superficie drainée du sous bassin (ha).

K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu^b}{6(\beta + \delta)} \quad (\text{V-9})$$

$$u = 1 - b \times f \quad (\text{V-10})$$

$$v = c \times b \quad (\text{V-11})$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (\text{V-12})$$

Avec :

a et b : sont des paramètres en fonction de la période de retour selon les courbes IDF.

V.2.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot

- **Paramètres liés à la pluviométrie**

a, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.

ε : Abattement spatial de la pluie ;

$$\varepsilon = 0,5 \text{ pour } S < 100 \text{ ha.}$$

$$\varepsilon = 0,3 \text{ la valeur la plus adoptée.}$$

- **Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit**

$\beta + \delta = 1,1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

• Paramètres concernant le bassin versant

$$c = -0,41 ; \quad d = 0,51 ; \quad f = -0,29$$

Les paramètres considérés sont μ, c, d et f nous adoptons les valeurs suivantes :

$$\mu = 0,28 M^{0,84} \quad (V-13)$$

$$M = \frac{L}{\sqrt{A_c}} \quad (V-14)$$

Avec :

M : Coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin versant.

L : Le plus long chemin hydraulique (m).

A_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m^2).

• Temps de concentration

D'après DESBORDES, Le temps de concentration (valable pour les deux méthodes) est donné par l'expression suivante :

$$tc = 0.28 M^{0.84} I^{-0.41} A^{0.51} Q^{-0.29} \quad (V-15)$$

Avec :

$$tc \text{ (min)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)} \quad ; \quad A \text{ (ha)} \quad ; \quad Q_p \text{ (m}^3\text{/s)}$$

V.2.2.2. Validité de la méthode superficielle

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la formule de Caquot pour pouvoir l'appliquer, Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha ;
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0,2 et 1;
- Le coefficient d'allongement « M » doit être supérieur à 0,8, si M est différent de 2 on corrige la valeur du débit donnée par la formule de Caquot avec le coefficient d'influence m.
- La pente doit être comprise entre 0,2 et 5 %.

V.2.2.3. Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin équivalent, le tableau fourni le mode d'assemblage à utiliser :

Tableau V-5. Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

Paramètre équivalent	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	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left(\frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

Avec :

$A_{eq}, C_{eq}, I_{eq}, M_{eq}$: sont les paramètres du bassin équivalent.

A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.

V.2.2.4. Critique de la méthode superficielle

Le modèle de groupement des bassins peut conduire à des anomalies :

- Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend : $Q_p = \text{Max}(Q_i)$.

- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible. Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

V.3. Choix de la méthode

Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes ; pour notre agglomération on opte pour la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit pluvial en se basant sur le fait que les sous bassins ont des surfaces assez faibles et que le coefficient de ruissèlement est bien estimée.

V.3.1. Application de la méthode rationnelle

Pour notre agglomération les surfaces des sous bassins sont petites, donc on prend le coefficient « α » qui s'approche de l'unité égale à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau V-6.Évaluations des débits d'eaux pluviales

N° SB	A (ha)	Cr	α	I (l/s/ha)	Q_{ep} (l/s)	Q_{ep} (m ³ /s)
1	8,38	0,64	1	100.38	538.36	0,538
2	12.05	0.85	1	100.38	1028.14	1.028
3	5.35	0.9	1	100.38	483.32	0,483
4	5,75	0,75	1	100.38	432.88	0,432
5	6,04	0,8	1	100.38	485.04	0,485
6	6,25	0,8	1	100.38	501.9	0,501
7	9,05	0,85	1	100.38	772.17	0,772
8	6,99	0,7	1	100.38	491.16	0,491
9	6,19	0,8	1	100.38	497.08	0,497

Conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer. Ces débits incluent des eaux usées et des eaux pluviales.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que notre zone d'étude ne comporte pas de unités industrielles, d'où les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées.

Chapitre VI

Calcul Hydraulique

Du Réseau

D'assainissement

Introduction

Une fois que la totalité des débits sont calculée, on passe au dimensionnement hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner les ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement.

Un réseau d'assainissement doit assurer l'évacuation rapide des matières fécales hors des habitations, le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes autrement dit toute mesure possible d'être auto-cureur. Donc il est important de vérifier les vitesses d'écoulements pour les faibles débits.

VI.1. Conception du réseau d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement est la réalisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

Les collecteurs : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
- Pentes.

Les regards : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Côtes.

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique 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 sont dimensionnées pour un débit en pleine section «Qps» ; malgré qu'en réalité et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

VI.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

✓ **Condition d'écoulement**

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

A pleine ou à demi-section, une conduite circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,7 m/s, en cas limite, elle peut descendre jusqu'à 0,5 m/s. La vitesse d'écoulement pour le débit moyen doit être de 0,3 m/s au maximum.

✓ **Condition d'implantation**

Le réseau doit être établi de telle manière à éviter les stations de relèvement le raccordement des immeubles doit se faire au même titre que pour les réseaux unitaires.

VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulement parmi ses formules nous avons :

VI.3.1. La formule de Chézy

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$V = c \times \sqrt{R_h \times I} \dots \dots \dots (IV-1)$$

Avec :

v : Vitesse d'écoulement (m/s).

I : Pente motrice de l'écoulement (m/m).

C : Coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

R_h : Rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots \dots \dots (IV-2)$$

Où :

S_m : La surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²)

P_m : Le périmètre mouillé (m).

VI.3.2. Formule de BAZIN

Le coefficient de Chézy est donné à son tour, par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \dots\dots\dots (IV-3)$$

Où :

γ : Un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

VI.3.3. Formule de MANNING-STRICKLER

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (IV-4)$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$V = K \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (IV-5)$$

VI.3.4. Mode de calcul

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = V \times S_m \dots\dots\dots (IV-6)$$

Avec :

Q : Le débit véhiculé par le collecteur (m³/s).

S_m : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Les relations (IV-5) et (IV-6) serviront de base pour le dimensionnement de notre réseau, qui après combinaison, aboutissent à la relation suivante donnant le débit

$$Q = K \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \times S_m \dots\dots\dots (IV-7)$$

✓ **Procédé de calcul**

- 1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
- 2- Le diamètre calculé est exprimé à partir de l'équation (IV-7) par :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots \dots \dots (IV-7)$$

Avec :

$$D_{cal} \text{ (m)} \quad ; \quad Q \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

- 3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « DN ».
- 4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (IV-5):

Pour un rayon hydraulique $R_h = \frac{D_n}{4}$; on a :

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{D_N}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (IV-8)$$

Avec :

$$V_{ps} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

- 5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{V_{ps} \times \pi \times D_N}{4} \dots \dots \dots (IV-9)$$

Avec :

$$Q_{ps} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad V_{ps} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)}$$

- 6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (IV-10)$$

- 7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$V = r_V \times V_{ps} \dots \dots \dots (IV-11)$$

Avec :

r_V : Rapport des vitesses, données comme suit :

$$r_V = -25,63 \times r_Q^6 + 93,647 \times r_Q^5 - 134,25 \times r_Q^4 + 95,24 \times r_Q^3 - 35,151 \times r_Q^2 + 7,0395 \times r_Q + 0,263 \dots \dots \dots (IV-12)$$

- 8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \dots \dots \dots (IV-13)$$

Avec :

r_H : Rapport des hauteurs, données comme suit :

$$r_H = -11,423 \times r_Q^6 + 40,641 \times r_Q^5 - 55,497 \times r_Q^4 + 37,115 \times r_Q^3 - 12,857 \times r_Q^2 + 2,8373 \times r_Q + 0,0359 \dots \dots \dots (IV-14)$$

VI.4. Conditions d'autocurage réseau séparatif

✓ Réseaux pluviaux

Ils sont calculés comme les réseaux unitaires. Les collecteurs pluviaux commencent à l'amont des voies, aux endroits où les caniveaux sont insuffisants, la profondeur doit être réduite puisqu'ils permettent l'évacuation des eaux

1. Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0,60$ m/s (quand $r_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} = 0,1$;

$$r_v = \frac{V}{V_{PS}} = 0,55 \text{ donc on vérifie que } V_{PS} \geq 1 \text{ m/s}$$

2. Pour 1/100 du débit à pleine section $V \geq 0,30$ m/s.

Ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires.

✓ Réseaux d'eaux usées

1. A pleine ou à demi-section : $V \geq 0,70$ m/s ou à l'extrême rigueur 0,50 m/s (dans ce cas, le rapport des vitesses est égales à 1 m/s donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieur à 0,7 m/s).
2. Pour une hauteur d'eau égale au 2/10 du diamètre : $V \geq 0,30$ m/s (le rapport des vitesses étant égale à 0,6, on vérifie que $0,6 V_{PS} \geq 0,30$ m/s).
3. La hauteur d'eau doit être égale aux 2/10 du diamètre, assuré par le débit moyen actuel (le rapport des débits étant égale à 0,12, on vérifiera que $Q_{moy} \geq 0,12 Q_{ps}$).

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 5 m/s.

A l'amont, les conditions d'autocurage sont difficiles à réaliser dans le cas d'un débit faible, on doit donc prévoir des pentes de 4 % à 5 %.

VI.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement à horizon 2050

Après que le diagnostic est fait, notre variante consiste à maintenir le schéma du tracé existant pour des raisons techniques et économique et faire un raccordement des nouvelles habitations.

Les tableaux suivant illustrent les calculs du réseau et tronçons projetés au niveau des habitations non raccordées au réseau déjà existant pour les eaux usées et les eaux pluviaux.

Remarque

Les résultats de calcul des dimensions du réseau et des paramètres hydrauliques (condition d'écoulement et la vitesse d'auto curage) sont reportés dans l'Annexe II.

Tableau VI-1. Résultats de calcul du réseau projeté des eaux usées

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
Collecteur AV													
R53 - R54	31,57	8,650	0,120	228,00	300	0,24	0,82	0,33	130,00	3,460	0,496	4,210	0,42
R54 - R55	28,01	8,700	0,120	228,00	300	0,24	0,82	0,33	130,00	3,460	0,496	4,210	0,42
R55 - R56	43,07	6,400	0,120	228,00	300	0,24	0,82	0,33	130,00	3,460	0,496	4,210	0,42
R56 - R57	24,73	7,800	0,120	228,00	300	0,24	0,82	0,33	130,00	3,460	0,496	4,210	0,42
R57 - R58	51,88	7,700	0,120	228,00	300	0,24	0,82	0,33	130,00	3,460	0,496	4,210	0,42
R58 - R59	43,08	7,800	0,120	228,00	300	0,24	0,82	0,33	130,00	3,460	0,496	4,210	0,42
R59 - R6	36,54	8,100	0,120	228,00	300	0,24	0,82	0,33	130,00	3,460	0,496	4,210	0,42
R65 - R66	67,66	0,200	0,004	64,00	300	0,01	0,30	0,06	25,00	1,230	0,483	4,210	0,00
R66 - R67	58,53	3,80	0,004	64,00	300	0,01	0,30	0,06	25,00	1,230	0,483	4,210	0,41
R67 - R12	23,91	7.1	0,004	64,00	300	0,01	0,30	0,06	25,00	1,250	0,496	4,210	0,42
R98 - R99	36,53	2,50	0,003	61,00	300	0,01	0,29	0,06	24,00	0,970	0,392	3,330	0,33
R99 - R100	52,73	3,30	0,003	58,00	300	0,01	0,28	0,06	22,00	1,070	0,450	3,830	0,38
R100 - R101	43,58	2,10	0,003	64,00	300	0,01	0,30	0,06	25,00	0,910	0,359	3,050	0,30
R101 - R102	44,71	2,60	0,003	61,00	300	0,01	0,29	0,06	23,00	0,980	0,400	3,400	0,34
R102 - R23	25,15	1,70	0,005	80,00	300	0,02	0,36	0,09	33,00	0,990	0,323	2,750	0,37
R103 - R104	51,47	2,46	0,002	54,00	300	0,01	0,26	0,05	20,00	0,870	0,389	3,300	0,33
R104 - R105	46,1	3,90	0,002	49,00	300	0,00	0,25	0,05	18,00	1,020	0,490	4,160	0,42
R105 - R102	30,31	3,90	0,002	49,00	300	0,00	0,25	0,05	18,00	1,020	0,490	4,160	0,42
R106 - R84	13,6	2,38	0,001	42,00	300	0,00	0,20	0,04	14,00	0,660	0,382	3,250	0,32
Collecteur BC													
R220 - R221	65,98	3,23	0,003	55,00	300	0,01	0,27	0,05	21,00	1,020	3,790	0,446	0,38
R221 - R222	42,39	3,10	0,003	56,00	300	0,01	0,27	0,05	21,00	1,010	3,710	0,436	0,37
R238 - R181	33,58	0,20	0,005	117,00	300	0,04	0,49	0,14	53,00	0,460	0,940	0,111	0,9
R239 - R240	81,01	2,60	0,001	41,00	300	0,00	0,20	0,04	14,00	0,680	3,400	0,400	0,34

TRONÇON	L (M)	Pente (%)	Q (M ³ /S)	D CAL (MM)	DN (MM)	R _Q	R _V	R _H	H (MM)	V (M/S)	Q _{ps} (M ³ /S)	V _{ps} (M/S)	V _{min} (M/S)
R240 - R241	21,39	2,00	0,001	43,00	300	0,00	0,21	0,04	15,00	0,630	2,980	0,351	0,30
R241 - R242	33,58	2,50	0,001	41,00	300	0,00	0,20	0,04	14,00	0,670	3,330	0,392	0,33
R242 - R243	50,72	2,60	0,003	62,00	300	0,01	0,29	0,06	24,00	0,990	3,400	0,400	0,34
R243 - R244	40,51	2,20	0,003	64,00	300	0,01	0,30	0,06	25,00	0,930	3,130	0,368	0,31
R244 - R176	39,4	0,20	0,003	100,00	300	0,03	0,43	0,11	44,00	0,410	0,940	0,111	0,39
Collecteur AW													
R126 - R127	48,79	3,30	0,005	72,00	300	0,01	0,33	0,07	29,00	1,270	0,451	3,830	0,42
R127 - R128	39,22	4,00	0,005	69,00	300	0,01	0,32	0,07	27,00	1,350	0,496	4,210	0,42
R128 - R129	57,71	0,20	0,005	121,00	300	0,05	0,50	0,14	56,00	0,470	0,111	0,940	0,42
R129 - R130	42,83	0,20	0,005	121,00	300	0,05	0,50	0,14	56,00	0,470	0,111	0,940	0,42
R130 - R131	34,83	3,00	0,005	73,00	300	0,01	0,34	0,08	29,00	1,230	0,429	3,650	0,36
R131 - R132	23,72	3,30	0,007	79,00	300	0,01	0,36	0,08	33,00	1,370	0,450	3,830	0,38
R132 - R133	43,32	0,20	0,007	134,00	300	0,06	0,57	0,18	69,00	0,540	0,111	0,940	0,38
R133 - R110	33,98	0,20	0,007	134,00	300	0,06	0,57	0,18	69,00	0,540	0,111	0,940	0,38
R134 - R135	78,31	4,540	0,002	51,00	300	0,00	0,26	0,05	19,00	0,770	0,351	2,980	0,38
R135 - R131	40,1	2,00	0,002	51,00	300	0,00	0,26	0,05	19,00	0,770	0,351	2,980	0,38

Tableau VI-2. Résultats de calcul du réseau projeté des eaux pluviales

Tronçon	L (m)	pente (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
Collecteur TC													
R297 - R298	28,770	1,770	0,169	301,000	400	0,510	1,010	0,510	197	2,820	0,329	2,800	0,41
R298 - R299	40,390	1,100	0,169	329,000	400	0,650	1,060	0,590	227	2,350	0,260	2,210	0,41
R299 - R300	24,370	0,400	0,169	398,000	400	0,580	1,030	0,550	267	1,610	0,293	1,560	0,41
R300 - R288	25,010	0,200	0,169	453,000	500	0,820	1,120	0,690	336	1,230	0,207	1,100	0,41
R276 - R255	44,150	0,200	0,072	329,000	600	0,650	1,060	0,590	227	1,000	0,111	0,940	0,30
R277 - R275	59,730	0,200	0,036	254,000	600	0,320	0,890	0,390	152	0,840	0,111	0,940	0,30
R278 - R276	46,490	0,200	0,036	254,000	600	0,320	0,890	0,390	152	0,840	0,111	0,940	0,30
R279 - R280	42,740	2,020	0,089	231,000	600	0,250	0,830	0,340	133	2,490	0,352	2,990	0,30
R280 - R281	44,450	2,400	0,089	224,000	600	0,230	0,810	0,330	127	2,650	0,384	3,260	0,33
R281 - R282	40,630	2,300	0,089	225,000	600	0,240	0,820	0,330	128	2,610	0,376	3,200	0,32
R282 - R283	49,130	2,500	0,089	222,000	600	0,230	0,810	0,320	125	2,690	0,392	3,330	0,33
R283 - R284	48,040	2,400	0,152	273,000	300	0,400	0,940	0,440	169	3,070	0,384	3,260	0,33
R284 - R256	33,490	0,200	0,152	436,000	400	0,730	1,090	0,64	312	1,200	0,207	1,100	0,33
Collecteur AP													
R325 - R332	50,200	3,630	0,143	247,000	300	0,300	0,870	0,380	146,000	3,510	0,473	4,020	0,40
R332 - R333	39,750	4,000	0,143	244,000	300	0,290	0,860	0,370	142,000	3,640	0,496	4,210	0,42
R333 - R334	54,530	0,200	0,143	426,000	500	0,690	1,080	0,610	299,000	1,190	0,207	1,100	0,31
R334 - R335	43,240	1,500	0,143	292,000	500	0,250	0,830	0,340	168,000	2,510	0,567	3,020	0,30
R335 - R336	36,080	3,600	0,143	248,000	500	0,160	0,730	0,270	133,000	3,430	0,878	4,670	0,47
R336 - R337	25,260	3,300	0,143	252,000	500	0,170	0,740	0,280	136,000	3,330	0,840	4,470	0,45
R337 - R306	77,820	0,200	0,143	426,000	500	0,690	1,080	0,610	299,000	1,190	0,207	1,100	0,45
Collecteur AR													
R365 - R366	13,42	1,890	0,100	244,000	300	0,290	0,870	0,370	144,000	2,510	0,341	2,900	0,36
R366 - R367	45,32	3,000	0,100	224,000	300	0,230	0,810	0,330	127,000	2,970	0,429	3,650	0,36
R367 - R346	71,26	2,000	0,100	242,000	300	0,290	0,860	0,370	141,000	2,560	0,351	2,980	0,30

Tableau VI-3. Résultats de calcul du réseau des eaux usées à l'horizon 2050

Tronçon	L (m)	pente (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
Collecteur AV													
R1 - R2	22,860	4,900	0,041	153,000	300	0,080	0,610	0,200	76,000	2,560	0,496	4,210	0,42
R2 - R3	34,660	5,13	0,041	153,000	300	0,080	0,610	0,200	76,000	2,560	0,496	4,210	0,42
R3 - R5	24,810	8,140	0,112	223,000	300	0,230	0,810	0,320	125,000	3,400	0,496	4,210	0,42
R5 - R4	37,100	5,720	0,280	244,000	300	0,560	1,030	0,540	208,000	4,340	0,496	4,210	0,42
R4 - R7	42,960	7,830	0,280	244,000	300	0,560	1,030	0,540	208,000	4,340	0,496	4,210	0,42
R7 - R6	40,130	8,420	0,400	259,000	300	0,810	1,110	0,680	264,000	4,690	0,496	4,210	0,42
R6 - R8	37,280	8,410	0,400	259,000	300	0,810	1,110	0,680	264,000	4,690	0,496	4,210	0,42
R8 - R9	29,770	5,520	0,400	359,000	400	0,810	1,110	0,680	264,000	4,690	0,496	4,210	0,42
R9 - R10	37,650	4,480	0,400	359,000	400	0,810	1,110	0,680	264,000	4,690	0,496	4,210	0,42
R10 - R11	28,170	2,610	0,400	384,000	400	0,980	1,140	0,810	312,000	3,940	0,407	3,460	0,34
R11 - R14	19,570	1,160	0,400	447,000	500	0,790	1,110	0,670	328,000	2,990	0,507	2,700	0,27
R14 - R15	17,630	5,490	0,404	447,000	500	0,440	0,970	0,460	226,000	4,760	0,925	4,930	0,49
R15 - R12	31,970	5,290	0,407	471,000	500	0,440	0,970	0,460	227,000	4,770	0,925	4,930	0,49
R12 - R16	26,600	4,620	0,407	447,000	500	0,440	0,970	0,460	227,000	4,770	0,925	4,930	0,49
R16 - R13	22,970	4,300	0,407	447,000	500	0,440	0,970	0,460	227,000	4,770	0,925	4,930	0,49
R13 - R17	14,770	4,270	0,407	447,000	500	0,440	0,970	0,460	227,000	4,770	0,925	4,930	0,49
R17 - R19	23,010	3,870	0,407	447,000	500	0,450	0,970	0,470	228,000	4,720	0,914	4,860	0,49
R19 - R20	18,020	2,600	0,412	467,000	500	0,550	1,020	0,530	260,000	4,060	0,746	3,970	0,40
R20 - R22	31,140	2,980	0,412	462,000	500	0,510	1,010	0,510	249,000	4,290	0,801	4,270	0,43

Tronçon	L (m)	pente (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R22 - R24	20,780	2,840	0,412	447,000	500	0,520	1,010	0,510	251,000	4,240	0,788	4,190	0,42
R24 - R26	24,220	2,980	0,427	667,000	800	0,620	1,050	0,570	455,000	1,450	0,692	1,380	0,34
R26 - R27	26,650	1,210	0,427	657,000	800	0,280	0,850	0,360	287,000	2,630	1,547	3,080	0,31
R27 - R28	9,670	8,890	0,431	672,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
R28 - R18	33,170	3,460	0,431	672,000	800	0,140	0,710	0,250	203,000	4,290	3,055	6,080	0,61
R18 - R29	23,860	5,990	0,431	667,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
N29 - R30	27,130	3,660	0,431	667,000	800	0,140	0,710	0,260	206,000	4,210	2,976	5,920	0,59
R30 - R31	21,280	4,790	0,431	667,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
R31 - R34	25,060	0,500	0,431	667,000	800	0,360	0,920	0,410	332,000	2,190	1,198	2,380	0,24
R34 - R21	27,010	0,220	0,431	670,000	800	0,620	1,050	0,570	458,000	1,450	0,692	1,380	0,34
R21 - R36	30,660	0,670	0,431	670,000	800	0,360	0,920	0,410	332,000	2,190	1,198	2,380	0,24
R36 - R37	29,180	7,950	0,431	670,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
R37 - R23	41,330	4,790	0,431	670,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
R23 - R38	23,200	3,180	0,431	670,000	800	0,160	0,720	0,270	213,000	3,990	2,768	5,510	0,55
R38 - R40	26,730	7,660	0,431	670,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
R40 - R41	34,610	10,000	0,431	670,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
R41 - R43	33,390	7,660	0,431	687,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
R43 - R44	32,000	5,820	0,431	687,000	800	0,140	0,700	0,250	202,000	4,330	3,094	6,160	0,62
R44 - R136	29,910	3,050	0,431	687,000	800	0,160	0,730	0,270	215,000	3,950	2,724	5,420	0,54
R136 -R137	55,920	2,380	0,431	687,000	800	0,180	0,760	0,290	229,000	3,600	2,397	4,770	0,48
R137 -R175	25,560	3,050	0,431	687,000	800	0,160	0,730	0,270	215,000	3,950	2,724	5,420	0,54

Tronçon	L (m)	pen ^t e (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R175 - R32	19,990	4,470	0,431	687,000	800	0,240	0,820	0,330	76,000	2,970	1,831	3,640	0,36
R32 - R301	34,230	9,900	0,431	653,000	800	0,080	0,610	0,200	76,000	2,560	0,496	4,210	0,42
R301 - R302	21,720	8,800	0,431	653	800	0,080	0,610	0,200	99	2,560	0,496	4,210	0,42
N302 - R33	15,540	2,430	0,431	688	800	0,140	0,710	0,260	99	2,990	0,496	4,210	0,42
R33 - R374	28,220	8,600	0,431	688	800	0,140	0,710	0,260	99	2,990	0,496	4,210	0,42
R374 - R375	34,420	4,600	0,431	688	800	0,140	0,710	0,260	112	2,990	0,496	4,210	0,42
R375 - R376	29,800	4,800	0,431	688	800	0,180	0,760	0,290	111	3,140	0,485	4,130	0,41
R376 - R377	43,730	3,200	0,431	688	800	0,180	0,760	0,290	111,	3,180	0,496	4,210	0,42
R377 - R378	49,710	7,200	0,431	688	800	0,180	0,760	0,290	111	3,180	0,496	4,210	0,42
R378 - R379	40,860	8,600	0,431	604	800	0,180	0,760	0,290	112	3,180	0,496	4,210	0,42
R379 - R380	53,740	7,700	0,431	604	800	0,180	0,760	0,290	242	3,130	0,483	4,0	0,41
R380 - R39	42,730	3,410	0,431	604	800	0,710	1,080	0,620	242	1,020	0,111	0,940	0,09
R39 - R381	12,640	7,000	0,431	688	800	0,710	1,080	0,620	104	1,020	0,111	0,940	0,09
R381 - R382	32,250	2,300	0,431	688	800	0,160	0,730	0,270	104	3,070	0,496	4,210	0,42
R382 - R383	40,770	3,100	0,431	688	800	0,160	0,730	0,270	242	3,070	0,496	4,210	0,42
R383 - R384	60,040	1,400	0,431	688	800	0,710	1,080	0,620	114	1,020	0,111	0,940	0,09
R25 - R42	49,99	7,510	0,041	153,000	300	0,080	0,610	0,200	76,000	2,560	0,496	4,210	0,40
R42 - R1	39,41	4,090	0,041	153,000	300	0,080	0,610	0,200	76,000	2,560	0,496	4,210	0,42
R45 - R46	69,65	5,140	0,071	188,000	300	0,140	0,710	0,260	99,000	2,990	0,496	4,210	0,35
R46 - R47	50,6	4,600	0,071	188,000	300	0,140	0,710	0,260	99,000	2,990	0,496	4,210	0,42
R47 - R3	32,39	4,000	0,071	188,000	300	0,140	0,710	0,260	99,000	2,990	0,496	4,210	0,42
R48 - R49	26,58	3,840	0,089	205,000	300	0,180	0,760	0,290	112,000	3,140	0,485	4,130	0,41
R49 - R50	23,27	4,000	0,089	204,000	300	0,180	0,760	0,290	111,000	3,180	0,496	4,210	0,42
R50 - R51	47,64	4,000	0,089	204,000	300	0,180	0,760	0,290	111,000	3,180	0,496	4,210	0,42
R51 - R52	50,14	4,000	0,089	204,000	300	0,180	0,760	0,290	111,000	3,180	0,496	4,210	0,42

Tronçon	L (m)	pen (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R52 - R4	44,47	3,800	0,089	205,000	300	0,180	0,760	0,290	112,000	3,130	0,483	4,110	0,41
R60 - R61	48,63	5,300	0,079	341,000	400	0,710	1,080	0,620	242,000	1,020	0,111	0,940	0,19
R61 - R62	17,94	3,840	0,079	341,000	400	0,710	1,080	0,620	242,000	1,020	0,111	0,940	0,39
R62 - R63	16,91	6,000	0,079	195,000	400	0,160	0,730	0,270	104,000	3,070	0,496	4,210	0,42
R63 - R64	26,58	5,700	0,079	195,000	400	0,160	0,730	0,270	104,000	3,070	0,496	4,210	0,42
R64 - R4	61	4,300	0,079	341,000	400	0,710	1,080	0,620	242,000	1,020	0,111	0,940	0,29
R68 - R69	31,13	3,800	0,001	40,000	300	0,000	0,200	0,030	13,000	0,720	0,433	3,680	0,37
R69 - R70	22,7	10,000	0,002	50,000	300	0,000	0,250	0,050	19,000	0,990	0,457	3,890	0,39
R70 - R71	33	8,800	0,005	70,000	300	0,010	0,320	0,070	28,000	1,330	0,483	4,110	0,41
R71 - R72	57,42	6,400	0,005	70,000	300	0,010	0,330	0,070	28,000	1,310	0,470	4,000	0,40
R72 - R73	19,34	7,800	0,005	69,000	300	0,010	0,320	0,070	27,000	1,350	0,496	4,210	0,42
R73 - R18	35,63	7,800	0,005	69,000	300	0,010	0,320	0,070	27,000	1,350	0,496	4,210	0,42
R74 - R75	28,55	7,600	0,001	47,000	300	0,000	0,230	0,040	17,000	0,550	0,282	2,400	0,24
R75 - R76	27,62	8,200	0,001	38,000	300	0,000	0,190	0,030	13,000	0,770	0,477	4,050	0,40
R76 - R77	15,59	0,200	0,001	38,000	300	0,000	0,190	0,030	12,000	0,790	0,496	4,210	0,42
R77 - R69	6,72	0,200	0,001	39,000	300	0,000	0,190	0,030	13,000	0,760	0,470	4,000	0,40
R80 - R81	55,85	8,300	0,003	100,000	300	0,030	0,430	0,110	44,000	0,760	0,350	2,100	0,31
R81 - R82	47,46	8,300	0,003	100,000	300	0,030	0,430	0,110	44,000	0,410	0,111	0,940	0,36
N82 - R13	52,58	0,200	0,003	100,000	300	0,030	0,430	0,110	44,000	0,410	0,111	0,940	0,36
R83 - R84	31,7	10,000	0,002	57,000	300	0,010	0,270	0,060	22,000	0,410	0,250	1,010	0,32
R84 - R85	7	3,800	0,003	57,000	300	0,010	0,270	0,060	22,000	1,160	0,496	4,210	0,42

Tronçon	L (m)	pen­te (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R85 - R86	29,58	6,900	0,003	57,000	300	0,010	0,270	0,060	22,000	1,160	0,496	4,210	0,42
R86 - R87	37,03	2,900	0,003	60,000	300	0,010	0,290	0,060	23,000	1,040	0,429	3,650	0,36
R87 - R70	7,63	2,700	0,003	63,000	300	0,010	0,290	0,060	24,000	0,960	0,384	3,260	0,33
R88 - R89	47,89	0,200	0,009	148,000	300	0,080	0,600	0,190	74,000	0,560	0,111	0,940	0,29
R89 - R90	40,42	0,200	0,009	148,000	300	0,080	0,600	0,190	74,000	0,560	0,111	0,940	0,29
R90 - R91	54,07	0,200	0,009	148,000	300	0,080	0,600	0,190	74,000	0,560	0,111	00,940	0,29
R91 - R21	68,52	0,200	0,015	181,000	300	0,130	0,690	0,240	95,000	0,650	0,111	0,940	0,29
R92 - R93	31,35	2,900	0,006	84,000	300	0,020	0,370	0,090	35,000	1,120	0,351	2,990	0,30
R93 - R94	23,11	2,700	0,006	76,000	300	0,010	0,350	0,080	31,000	1,360	0,464	3,940	0,39
R94 - R95	14,67	0,200	0,006	78,000	300	0,010	0,350	0,080	32,000	1,300	0,436	3,710	0,37
R95 - R96	18,17	0,200	0,006	74,000	300	0,010	0,340	0,080	30,000	1,430	0,496	4,210	0,42
R96 - R97	30,66	0,200	0,006	74,000	300	0,010	0,340	0,080	30,000	1,430	0,496	4,210	0,42
R97 - R91	38,26	0,200	0,006	74,000	300	0,010	0,340	0,080	30,000	1,430	0,496	4,210	0,42
Collecteur BC													
R164 - R165	79,64	3,200	0,007	81,000	300	0,020	0,360	0,090	33,000	1,370	3,770	0,443	0,38
N166 - R167	37,13	2,700	0,010	98,000	300	0,030	0,430	0,110	43,000	1,470	3,460	0,407	0,34
R167 - R168	29,67	3,300	0,015	109,000	300	0,030	0,470	0,130	49,000	1,780	3,830	0,450	0,38
R168 - R169	17,51	2,700	0,015	113,000	300	0,040	0,480	0,130	51,000	1,650	3,460	0,407	0,34
N169 - R170	26,63	2,700	0,015	113,000	300	0,040	0,480	0,130	51,000	1,650	3,460	0,407	0,34
N170 - R171	14,08	2,900	0,015	111,000	300	0,040	0,470	0,130	50,000	1,700	3,590	0,422	0,36
R171 - R174	43,56	2,300	0,017	122,000	300	0,050	0,510	0,150	56,000	1,620	3,200	0,376	0,32
R175 - R176	7,35	2,800	0,017	117,000	300	0,040	0,490	0,140	53,000	1,730	3,530	0,415	0,35

Tronçon	L (m)	pen­te (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R176 - R177	38,42	2,500	0,020	127,000	300	0,050	0,530	0,160	61,000	1,780	3,330	0,392	0,33
R177 - R178	47,04	2,200	0,020	130,000	300	0,050	0,560	0,170	66,000	1,740	3,130	0,368	0,31
R178 - R179	42,84	3,200	0,020	122,000	300	0,050	0,510	0,140	56,000	1,900	3,770	0,443	0,38
R179 - R180	44,83	3,000	0,020	123,000	300	0,050	0,510	0,150	57,000	1,860	3,650	0,429	0,36
R180 - R181	39,44	2,900	0,020	124,000	300	0,050	0,510	0,150	58,000	1,840	3,590	0,422	0,36
R181 - R182	19,09	0,200	0,025	221,000	300	0,220	0,800	0,320	124,000	0,760	0,940	0,111	0,09
R182 - R183	36,3	4,200	0,026	130,000	300	0,050	0,550	0,160	64,000	2,300	4,210	0,496	0,42
R183 - R184	21,97	1,400	0,029	163,000	300	0,100	0,640	0,210	82,000	1,590	2,490	0,293	0,25
R184 - R185	16,98	0,200	0,030	237,000	300	0,270	0,850	0,360	138,000	0,800	0,940	0,111	0,39
R185 - R189	60,41	0,200	0,030	237,000	300	0,270	0,850	0,360	138,000	0,800	0,940	0,111	0,19
R189 - R186	48,99	1,400	0,030	165,000	300	0,100	0,640	0,220	83,000	1,600	2,490	0,293	0,25
R186 - R187	52,81	9,700	0,030	136,000	300	0,060	0,570	0,180	69,000	2,410	4,210	0,496	0,42
R187 - R188	75,85	8,810	0,030	136,000	300	0,060	0,570	0,180	69,000	2,410	4,210	0,496	0,42
R188 - R190	56,12	9,840	0,030	136,000	300	0,060	0,570	0,180	69,000	2,410	4,210	0,496	0,42
R190 - R191	21,24	6,380	0,030	136,000	300	0,060	0,570	0,180	69,000	2,410	4,210	0,496	0,42
R191 - R39	43,84	1,000	0,030	175,000	300	0,120	0,680	0,230	91,000	1,420	2,110	0,248	0,21
R192 - R193	48,14	0,970	0,001	38,000	300	0,000	0,190	0,030	12,000	0,790	4,200	0,496	0,42
R193 - R194	46,43	5,540	0,001	38,000	300	0,000	0,190	0,030	12,000	0,790	4,210	0,496	0,42
R194 - N195	54,77	4,700	0,002	49,000	300	0,000	0,240	0,050	18,000	1,030	4,210	0,496	0,42
R195 - R164	12,67	4,800	0,007	78,000	300	0,010	0,350	0,080	32,000	1,480	4,210	0,496	0,42
R196 - R194	42,86	0,900	0,001	68,000	300	0,010	0,350	0,080	32,000	1,480	4,200	0,496	0,36
R197 - R198	68,32	5,900	0,005	68,000	300	0,010	0,350	0,080	32,000	1,480	3,400	0,496	0,36

Tronçon	L (m)	pente (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R198 - R199	37,92	6,320	0,005	68,000	300	0,010	0,320	0,070	27,000	1,330	4,210	0,496	0,42
R199 - R200	27,83	4,800	0,005	68,000	300	0,010	0,320	0,070	27,000	1,330	4,210	0,496	0,42
R200 - R195	67,13	4,100	0,005	68,000	300	0,010	0,320	0,070	27,000	1,330	4,210	0,496	0,42
R201 - R202	32,13	2,120	0,002	58,000	300	0,010	0,280	0,060	22,000	0,850	3,070	0,361	0,31
R202 - R205	26,28	2,700	0,002	56,000	300	0,010	0,270	0,050	21,000	0,940	3,460	0,407	0,34
R205 - R165	39,3	2,200	0,004	69,000	300	0,010	0,320	0,070	27,000	1,000	3,130	0,368	0,31
R206 - R207	17,38	1,790	0,001	50,000	300	0,000	0,250	0,050	19,000	0,700	2,820	0,331	0,28
R207 - R205	43,98	3,400	0,001	44,000	300	0,000	0,220	0,040	15,000	0,840	3,890	0,457	0,39
R208 - R209	75,28	3,360	0,003	59,000	300	0,010	0,280	0,060	22,000	1,080	3,860	0,454	0,38
R209 - R210	34,27	1,900	0,003	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,890	2,900	0,342	0,29
R210 - R167	15,43	4,600	0,005	68,000	300	0,010	0,310	0,070	27,000	1,320	4,210	0,496	0,42
R211 - R212	42,49	0,200	0,002	81,000	300	0,020	0,360	0,090	33,000	0,340	0,940	0,111	0,29
N212 - N210	57,58	1,100	0,002	59,000	300	0,010	0,280	0,060	22,000	0,620	2,210	0,260	0,22
R213 - R214	61,26	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,33
R214 - R171	49,9	0,200	0,002	86,000	300	0,020	0,380	0,090	36,000	0,360	0,940	0,111	0,33
R215 - R213	62	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,33
R216 - R214	49,85	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,33
R217 - R218	60	2,830	0,002	49,000	300	0,000	0,250	0,050	18,000	0,870	3,550	0,417	0,35
R218 - R219	32,88	2,900	0,002	49,000	300	0,000	0,240	0,050	18,000	0,870	3,590	0,422	0,36
R219 - R182	38,46	3,500	0,002	47,000	300	0,000	0,230	0,040	17,000	0,920	3,940	0,464	0,39
R222 - R223	60,43	3,200	0,003	56,000	300	0,010	0,270	0,050	21,000	1,020	3,770	0,443	0,38
R223 - R183	20,6	3,900	0,003	53,000	300	0,010	0,260	0,050	20,000	1,100	4,160	0,490	0,42
R224 - R225	27,6	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,36
R225 - R184	27,3	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,39

Tronçon	L (m)	penne (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R226 - R227	35,26	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,38
R227 - R228	33,14	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,42
R228 - R229	4,21	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,36
R229 - R230	35,81	0,200	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26,000	0,290	0,940	0,111	0,39
R230 - R231	27,79	0,200	0,003	100,000	300	0,030	0,430	0,110	44,000	0,410	0,940	0,111	0,38
R231 - R232	21,79	0,200	0,003	100,000	300	0,030	0,430	0,110	44,000	0,410	0,940	0,111	0,42
R232 - R233	21,18	0,200	0,003	100,000	300	0,030	0,430	0,110	44,000	0,410	0,940	0,111	0,36
R233 - R234	10,86	0,200	0,005	117,000	300	0,040	0,490	0,140	53,000	0,460	0,940	0,111	0,39
R234 - R235	29,16	0,200	0,005	117,000	300	0,040	0,490	0,140	53,000	0,460	0,940	0,111	0,38
R235 - R236	16,51	0,200	0,005	117,000	300	0,040	0,490	0,140	53,000	0,460	0,940	0,111	0,42
R236 - R237	9,05	0,200	0,005	117,000	300	0,040	0,490	0,140	53,000	0,460	0,940	0,111	0,42
R237 - R238	15,02	0,200	0,005	117,000	300	0,040	0,490	0,140	53,000	0,460	0,940	0,111	0,42
R245 - R246	57,94	1,560	0,002	58,000	300	0,010	0,280	0,060	22,000	0,740	2,630	0,310	0,26
R246 - R247	41,02	1,100	0,002	62	300	0,010	0,290	0,060	24	0,650	2,210	0,260	0,22
R247 - R230	45,8	0,200	0,002	86	300	0,020	0,380	0,090	36	0,360	0,940	0,111	0,36
R248 - R249	50,83	0,840	0,002	60	300	0,010	0,290	0,060	23	0,550	1,930	0,227	0,39
R249 - R250	42,78	0,400	0,002	69	300	0,010	0,320	0,070	28	0,430	1,330	0,157	0,38
R250 - R233	23,26	0,200	0,002	79	300	0,010	0,360	0,080	32	0,340	0,940	0,111	0,42
collecteur AW													
R78 - R79	84,84	5,790	0,001	38	300	0,000	0,190	0,030	12	0,790	0,496	4,210	0,42
R107 - R108	33,37	4,100	0,001	38	300	0,000	0,190	0,030	12	0,790	0,496	4,210	0,42
R108 - R109	60,03	5,700	0,001	38	300	0,000	0,190	0,030	12	0,790	0,496	4,210	0,42
R109 - R110	87,6	4,100	0,001	38	300	0,000	0,190	0,030	12,	0,790	0,496	4,210	0,42
R110 - R111	60,62	1,200	0,008	101	300	0,030	0,440	0,110	44	1,010	0,272	2,310	0,31

Tronçon	L (m)	pen­te (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R_Q	R_V	R_H	H (mm)	V (m/s)	Q_{ps} (m ³ /S)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)
R111 - R112	16,08	2,200	0,008	90	300	0,020	0,400	0,100	39	1,250	0,368	3,130	0,31
R112 - R113	16,98	5,100	0,008	81	300	0,020	0,360	0,090	33	1,530	0,496	4,210	0,42
R113 - R114	36,14	3,600	0,008	82	300	0,020	0,370	0,090	34	1,470	0,470	4,000	0,40
R114 - R115	50,08	3,950	0,008	81	300	0,020	0,360	0,090	33	1,520	0,493	4,190	0,42
R115 - R116	17,98	2,800	0,008	86	300	0,020	0,380	0,090	36	1,350	0,415	3,530	0,35
R116 - R117	45,17	5,000	0,009	86	300	0,020	0,380	0,090	36	1,610	0,496	4,210	0,42
R117 - R118	17,32	5,200	0,009	86	300	0,020	0,380	0,090	36	1,610	0,496	4,210	0,42
R118 - R119	22,74	5,300	0,009	86	300	0,020	0,380	0,090	36	1,610	0,496	4,210	0,42
R119 - R120	51,24	7,000	0,009	86	300	0,020	0,380	0,090	36	1,610	0,496	4,210	0,42
R120 - R121	16,55	7,000	0,009	86	300	0,020	0,380	0,090	36	1,610	0,496	4,210	0,42
R121 - R122	42,43	7,300	0,009	86	300	0,020	0,380	0,090	36	1,610	0,496	4,210	0,42
R122 - R123	44,49	2,300	0,017	121	300	0,040	0,500	0,140	56	1,610	0,376	3,200	0,42
R123 - R124	84,86	2,300	0,022	13	300	0,060	0,570	0,180	68	1,820	0,376	3,200	0,42
R124 - R125	46,66	2,300	0,023	136	300	0,060	0,570	0,180	69	1,830	0,376	3,200	0,42
R125 - R32	45,14	3,930	0,023	123	300	0,050	0,510	0,150	57	2,130	0,491	4,180	0,42
R138 - R139	127,07	1,000	0,008	107	300	0,030	0,460	0,120	47	0,970	0,248	2,110	0,41
R139 - R140	37,81	0,200	0,008	144	300	0,070	0,590	0,190	73	0,560	0,111	0,940	0,41
R140 - R141	37,99	0,200	0,008	144	300	0,070	0,590	0,190	73	0,560	0,111	0,940	0,33
R141 - R122	25,76	0,200	0,008	144	300	0,070	0,590	0,190	73	0,560	0,111	0,940	0,33
R142 - R143	139,18	1,310	0,003	73	300	0,010	0,340	0,080	29	0,810	0,283	2,410	0,33
R143 - R144	10,54	0,200	0,005	122	300	0,050	0,510	0,150	56	0,480	0,111	0,940	0,33
R144 - R145	75,02	0,200	0,005	122	300	0,050	0,510	0,150	56	0,480	0,111	0,940	0,33
R145 - R123	55,35	0,200	0,005	122	300	0,050	0,510	0,150	56	0,480	0,111	0,940	0,33

Tronçon	L (m)	pen (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R_Q	R_V	R_H	H (mm)	V (m/s)	Q_{ps} (m ³ /S)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)
R146 - R147	64,01	2,530	0,002	51	300	0,000	0,260	0,050	19	0,860	0,394	3,350	0,33
R147 - R148	55,38	1,000	0,002	61	300	0,010	0,290	0,060	23	0,610	0,248	2,110	0,21
R148 - R149	20,73	1,400	0,002	57	300	0,010	0,280	0,060	22	0,690	0,293	2,490	0,25
R149 - R143	17,01	0,200	0,002	83	300	0,020	0,370	0,090	34	0,350	0,111	0,940	0,33
R150 - R151	54	0,200	0,001	66	300	0,010	0,310	0,070	26	0,290	0,111	0,940	0,33
R151 - R152	22,94	0,200	0,001	66	300	0,010	0,310	0,070	26	0,290	0,111	0,940	0,33
R152 - R153	27,22	0,200	0,002	86	300	0,020	0,380	0,090	36	0,360	0,111	0,940	0,33
R153 - R154	6,47	0,200	0,003	100	300	0,030	0,430	0,110	44	0,410	0,111	0,940	0,33
R154 - R155	29,53	0,200	0,003	100	300	0,030	0,430	0,110	44	0,410	0,111	0,940	0,33
R155 - R156	29,51	4,000	0,003	57	300	0,010	0,270	0,060	22	1,160	0,496	4,210	0,42
R156 - R158	17,53	4,000	0,003	57	300	0,010	0,270	0,060	22	1,160	0,496	4,210	0,42
R158 - R159	25,53	4,000	0,003	57	300	0,010	0,270	0,060	22	1,160	0,496	4,210	0,42
R159 - R160	4,23	3,800	0,003	58	300	0,010	0,280	0,060	22	1,140	0,483	4,110	0,41
R160 - R33	11,37	3,800	0,003	47	300	0,010	0,280	0,060	22	1,140	0,483	0,940	0,41
R161 - R124	24,72	1,210	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26	0,290	0,111	0,940	0,41
R162 - R152	53,09	1,210	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26	0,290	0,111	0,940	0,41
R163 - R153	49,37	1,210	0,001	66,000	300	0,010	0,310	0,070	26	0,290	0,111	0,940	0,41
R384 - R125	84,580	0,320	0,461	604	800	0,510	1,010	0,510	394	1,910	0,896	1,900	0,38
R125 - R392	34,150	1,300	0,461	640	800	0,260	0,840	0,350	268	3,190	1,801	3,820	0,38
R392 - R393	38,960	1,300	0,461	665	800	0,260	0,840	0,350	268	3,190	1,801	3,820	0,41
R393 - R394	34,220	1,500	0,461	665	800	0,240	0,820	0,330	257	3,360	1,934	4,100	0,57
R394 - R395	40,160	2,900	0,461	665	800	0,170	0,740	0,280	217	4,250	2,690	5,700	0,78
R395 - R396	58,600	5,400	0,461	665	800	0,130	0,680	0,240	185	5,310	3,670	7,780	0,56
R396 - R397	45,640	2,800	0,461	665	800	0,170	0,750	0,280	219	4,190	2,643	5,600	0,69

R397 - R398	35,110	4,300	0,461	665	800	0,140	0,710	0,250	196	4,900	3,275	6,940	0,69
-------------	--------	-------	-------	-----	-----	-------	-------	-------	-----	-------	-------	-------	------

Tableau VI-4. Résultats de calcul du réseau des eaux pluviales à l'horizon 2050

Tronçon	L (m)	pen (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
Collecteur AP													
R274 - R304	13,060	4,000	0,010	90	300	0,020	0,400	0,100	38	1,670	0,496	0,000	0,42
R304 - R305	40,770	4,000	0,010	90	300	0,020	0,400	0,100	38	1,670	0,496	4,210	0,42
R305 - R306	29,180	3,920	0,010	90	300	0,020	0,400	0,100	38	1,660	0,491	4,180	0,42
R306 - R307	61,830	1,500	0,153	299	300	0,270	0,850	0,360	174	2,560	0,567	3,020	0,30
R307 - R308	35,410	2,600	0,153	270	300	0,210	0,790	0,310	150	3,120	0,746	3,970	0,40
R308 - R309	24,740	4,000	0,153	250	300	0,170	0,740	0,270	134	3,630	0,925	4,930	0,49
R309 - R310	30,450	3,930	0,153	250	300	0,170	0,740	0,280	135	3,610	0,917	4,880	0,49
R310 - R311	48,940	3,900	0,153	250	300	0,170	0,740	0,280	135	3,600	0,914	4,860	0,49
R311 - R312	8,150	3,400	0,153	257	300	0,180	0,760	0,290	140	3,430	0,853	4,540	0,45
R312 - R313	45,420	4,000	0,153	250	300	0,170	0,740	0,270	134	3,630	0,925	4,930	0,49
R313 - R314	23,740	4,000	0,153	250	300	0,170	0,740	0,270	134	3,630	0,925	4,930	0,49
R314 - R315	33,840	4,000	0,153	250	300	0,170	0,740	0,270	134	3,630	0,925	4,930	0,49
R315 - R316	31,860	4,000	0,403	360	400	0,440	0,970	0,460	226	4,750	0,925	4,930	0,49
R316 - R317	50,460	4,190	0,403	360	400	0,430	0,960	0,460	223	4,840	0,947	5,040	0,50
R317 - R318	37,590	1,400	0,644	520	600	0,710	1,080	0,620	369	3,580	0,903	3,300	0,33
R318 - R319	42,970	2,200	0,644	520	600	0,570	1,030	0,540	319	4,270	1,132	4,140	0,41
R319 - R320	52,540	3,990	0,814	520	600	0,530	1,020	0,520	307	5,660	1,525	5,580	0,56
R320 - R321	49,700	1,200	0,814	584	600	0,970	1,140	0,800	471	3,480	0,836	3,060	0,31

Tronçon	L (m)	pen­te (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R321 - R157	33,500	4,000	0,814	584	600	0,530	1,010	0,520	307	5,670	1,526	5,580	0,56
R157 - R322	19,830	3,200	1,849	1184	1200	0,600	1,040	0,560	328	5,200	1,365	4,990	0,50
R322 - R323	12,330	4,000	2,020	1184	1200	0,530	1,010	0,520	307	5,670	1,526	5,580	0,56
R323 - R324	23,350	4,000	2,020	1184	1200	0,530	1,010	0,520	307	5,670	1,526	5,580	0,56
R324 - R326	31,400	4,000	2,020	1184	1200	0,530	1,010	0,520	307	5,670	1,526	5,580	0,56
R326 - R327	71,650	4,000	2,020	1184	1200	0,670	1,070	0,600	352	5,970	1,526	5,580	0,56
R327 - R328	48,390	4,000	2,520	1284	1400	0,670	1,070	0,600	352	5,970	1,526	5,580	0,56
R328 - R329	52,920	4,000	2,520	1284	1400	0,670	1,070	0,600	352	5,970	1,526	5,580	0,56
R329 - R330	60,180	2,400	2,520	1284	1400	0,860	1,120	0,720	422	4,860	1,182	4,320	0,43
R330 - R331	74,330	4,000	2,520	184,	1400	0,670	1,070	0,600	352	5,970	1,526	5,580	0,56
Collecteur AR													
R172 - R173	38,32	4,000	0,278	313	400	0,560	1,030	0,540	207	4,330	0,496	4,210	0,42
R173 - R338	27,72	4,000	0,278	313	400	0,560	1,030	0,540	207	4,330	0,496	4,210	0,42
R338 - R339	18,58	4,000	0,278	313	400	0,560	1,030	0,540	207	4,330	0,496	4,210	0,42
R339 - R340	17,51	2,300	0,278	346	400	0,740	1,090	0,640	248	3,500	0,376	3,200	0,32
R340 - R341	33,47	1,100	0,278	397	400	0,570	1,030	0,540	265	2,670	0,485	2,580	0,26
R341 - R342	53,03	4,000	0,371	349	400	0,400	0,940	0,440	215	4,650	0,925	4,930	0,49
R342 - R343	60,26	4,000	0,371	349	400	0,400	0,940	0,440	215	4,650	0,925	4,930	0,49
R343 - R344	50,58	4,000	0,881	482	500	0,950	1,140	0,780	382	5,610	0,925	4,930	0,49
R344 - R345	19,44	4,000	0,881	482	500	0,950	1,140	0,780	382	5,610	0,925	4,930	0,49
R345 - R346	54,73	3,950	0,881	482	500	0,960	1,140	0,790	384	5,580	0,919	4,890	0,49
R346 - R347	16,53	4,710	0,981	502	600	0,590	1,040	0,550	327	6,300	1,656	6,060	0,61
R347 - R348	30,77	3,000	1,326	614	800	0,860	1,120	0,720	465	5,220	1,540	4,640	0,46
R348 - R350	49,96	2,700	1,326	627	800	0,910	1,130	0,750	486	4,980	1,461	4,400	0,44

Tronçon	L (m)	pen (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R350 - R349	43,96	3,100	1,463	634	800	0,930	1,140	0,770	498	5,360	1,566	4,720	0,28
R349 - R351	43,62	0,200	1,686	1117	1200	0,830	1,120	0,690	832	2,020	2,040	1,800	0,28
R351 - R352	46,62	2,400	1,686	1117	1200	0,240	0,820	0,330	399	5,110	7,067	6,250	0,62
R352 - R353	46,84	4,000	1,786	1117	1200	0,200	0,780	0,300	360	6,260	9,123	8,070	0,81
R353 - R354	55,68	4,000	1,956	1117	1200	0,210	0,790	0,310	377	6,410	9,123	8,070	0,81
R354 - R355	54,47	3,900	1,956	1117	1200	0,220	0,800	0,320	379	6,350	9,008	7,970	0,80
R355 - R360	69,07	3,500	1,956	1117	1200	0,230	0,810	0,330	390	6,110	8,534	7,550	0,75
R360 - R361	18,17	1,000	1,956	1117	1200	0,430	0,960	0,460	549	3,880	4,562	4,030	0,40
R361 - R362	32,69	1,200	1,956	1117	1200	0,390	0,940	0,430	521	4,150	4,997	4,420	0,44
R362 - R363	4,85	1,200	1,956	1117	1200	0,390	0,940	0,430	521	4,150	4,997	4,420	0,44
R363 - R157	28,16	1,200	1,956	1117	1200	0,960	1,140	0,790	943	2,050	2,040	1,800	0,44
R356 - R357	52,33	0,200	0,223	503	600	0,650	1,060	0,590	348	1,330	0,341	1,250	0,44
R357 - R358	22,32	0,200	0,223	503	600	0,650	1,060	0,590	348	1,330	0,341	1,250	0,44
R358 - R359	49,44	0,200	0,223	503	600	0,650	1,060	0,590	348	1,330	0,341	1,250	0,44
R359 - R364	35,37	0,200	0,223	503	600	0,650	1,060	0,590	348	1,330	0,341	1,250	0,44
R364 - R349	13,42	0,200	0,223	503	600	0,650	1,060	0,590	348	1,330	0,341	1,250	0,44
Collecteur TC													
R251 - R252	22,750	4,000	0,100	258	300	0,340	0,900	0,400	156	2,260	0,293	2,490	0,38
R252 - R253	2,480	1,400	0,100	258	300	0,340	0,900	0,400	156	2,260	0,293	2,490	0,38
R253 - R254	20,820	3,200	0,100	221	300	0,230	0,810	0,320	125	3,040	0,443	3,770	0,38
R254 - R255	37,890	2,800	0,100	227	300	0,240	0,820	0,330	129	2,900	0,415	3,530	0,35
R255 - R256	50,900	2,400	0,172	286	300	0,450	0,970	0,470	181	3,170	0,384	3,260	0,33
R256 - R257	6,580	0,200	0,324	579	600	0,950	1,140	0,780	459	1,420	0,341	1,250	0,33
R257 - R258	16,330	2,500	0,324	579	600	0,270	0,850	0,350	209	3,740	1,207	4,410	0,44
R258 - R259	52,830	4,000	0,324	579	600	0,210	0,790	0,310	184	4,420	1,526	5,580	0,56

Tronçon	L (m)	pen (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R259 - R260	19,490	0,200	0,324	579	600	0,950	1,140	0,780	459	1,420	0,341	1,250	0,32
R260 - R261	33,990	2,000	0,590	579	600	0,550	1,020	0,530	311	4,030	1,079	3,950	0,32
R261 - R262	31,580	2,900	0,590	579	600	0,450	0,980	0,470	279	4,640	1,300	4,750	0,48
R262 - R263	17,830	2,800	0,590	579	600	0,460	0,980	0,480	282	4,580	1,277	4,670	0,47
R263 - R264	29,720	3,100	0,590	579	600	0,440	0,970	0,460	273	4,750	1,344	4,920	0,49
R264 - R265	41,020	3,900	0,892	579	600	0,590	1,040	0,550	327	5,740	1,507	5,510	0,55
R265 - R266	49,170	2,700	0,892	519	600	0,710	1,080	0,620	368	4,970	1,254	4,590	0,46
R266 - R267	22,620	3,270	0,892	516	600	0,650	1,060	0,590	346	5,360	1,380	5,050	0,51
R267 - R268	57,870	2,300	1,342	649	800	1,000	1,140	0,820	531	4,630	1,349	4,060	0,41
R268 - R269	11,650	0,800	1,349	649	800	0,970	1,140	0,800	640	3,140	1,384	2,750	0,28
R269 - R270	29,070	4,000	1,349	649	800	0,440	0,970	0,460	369	5,940	3,094	6,160	0,62
R270 - R271	71,770	4,000	1,349	649	800	0,440	0,970	0,460	369	5,940	3,094	6,160	0,62
R271 - R272	61,890	4,000	1,349	649	800	0,440	0,970	0,460	369	5,940	3,094	6,160	0,62
R272 - R273	9,090	4,000	1,349	649	800	0,440	0,970	0,460	369	5,940	3,094	6,160	0,62
R273 - R331	29,810	4,000	1,349	649	800	0,440	0,970	0,460	369	5,940	3,094	6,160	0,62
R275 - N276	60,390	0,200	0,036	254	300	0,320	0,890	0,390	152	0,840	0,111	0,940	0,30
R276 - R255	44,150	0,200	0,072	329	400	0,650	1,060	0,590	227	1,000	0,111	0,940	0,30
R277 - R275	59,730	0,200	0,036	254	300	0,320	0,890	0,390	152	0,840	0,111	0,940	0,30
R278 - R276	46,490	0,200	0,036	254	300	0,320	0,890	0,390	152	0,840	0,111	0,940	0,30
R285 - R286	36,570	0,200	0,010	157	300	0,090	0,620	0,200	78	0,580	0,111	0,940	0,33
R286 - R287	34,770	0,200	0,010	157	300	0,090	0,620	0,200	78	0,580	0,111	0,940	0,33
R287 - R288	31,980	0,200	0,010	157	300	0,090	0,620	0,200	78	0,580	0,111	0,940	0,33
R288 - R289	21,180	0,200	0,179	463	500	0,870	1,120	0,720	352	1,240	0,207	1,100	0,33
R289 - R290	18,540	0,200	0,179	463	500	0,870	1,120	0,720	352	1,240	0,207	1,100	0,33
R290 - R291	19,070	0,200	0,302	564	600	0,880	1,130	0,730	432	1,410	0,341	1,250	0,33
R291 - R292	13,330	0,200	0,302	564	600	0,880	1,130	0,730	432	1,410	0,341	1,250	0,33

Tronçon	L (m)	pen (%)	Q (m ³ /s)	D cal (mm)	DN (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /S)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)
R292 - R293	9,460	0,200	0,302	564	600	0,880	1,130	0,730	432	1,410	0,341	1,250	0,33
R293 - N294	48,680	0,200	0,302	564	600	0,880	1,130	0,730	432	1,410	0,341	1,250	0,41
R294 - N295	39,690	0,200	0,302	564	600	0,880	1,130	0,730	432	1,410	0,341	1,250	0,41
R295 - N296	35,660	0,200	0,302	564	600	0,880	1,130	0,730	432,	1,410	0,341	1,250	0,41
R296 - N264	33,990	0,200	0,302	564	600	0,880	1,130	0,730	432	1,410	0,341	1,250	0,41
R297 - N298	28,770	1,770	0,169	301	400	0,510	1,010	0,510	197	2,820	0,329	2,800	0,41
R298 - N299	40,390	1,100	0,169	329	400	0,650	1,060	0,590	227	2,350	0,260	2,210	0,41
R299 - R300	24,370	0,400	0,169	398	400	0,580	1,030	0,550	267	1,610	0,293	1,560	0,41
R300 - R288	25,010	0,200	0,169	453	500	0,820	1,120	0,690	336	1,230	0,207	1,100	0,41
R301 - R302	49,490	0,810	0,123	310	400	0,550	1,020	0,530	205	1,940	0,223	1,890	0,33
R302 - R303	41,610	0,400	0,123	35	400	0,780	1,110	0,670	258	1,480	0,157	1,330	0,33
R303 - R290	18,130	0,200	0,123	402	500	0,590	1,040	0,560	272	1,150	0,207	1,100	0,33
R374 - R375	29,550	2,440	0,007	85	300	0,020	0,380	0,090	36	1,250	0,387	3,290	0,33
R375 - R376	42,550	2,100	0,007	88	300	0,020	0,390	0,100	37	1,190	0,359	3,050	0,30
R376 - R377	57,230	0,800	0,007	105	300	0,030	0,450	0,120	47	0,850	0,222	1,890	0,30
R377 - R378	35,860	0,800	0,007	105,	300	0,030	0,450	0,120	47	0,850	0,222	1,890	0,30
R378 - R379	53,840	1,300	0,007	96	300	0,020	0,420	0,110	41	1,010	0,283	2,400	0,30
R379 - R380	54,300	0,200	0,007	137	300	0,060	0,580	0,180	69	0,540	0,111	0,940	0,30
R380 - R381	24,180	0,200	0,007	137	300	0,060	0,580	0,180	69	0,540	0,111	0,940	0,30
R381 - R382	40,300	0,200	0,007	137	300	0,060	0,580	0,180	69	0,540	0,111	0,940	0,30
R382 - R383	43,110	1,600	0,007	93	300	0,020	0,410	0,100	40	1,090	0,314	2,670	0,30
R383 - R384	42,030	1,600	0,007	93	300	0,020	0,410	0,100	40	1,090	0,314	2,670	0,30

❖ Résultat du diagnostic du réseau d'assainissement

On a vu qui est préférable de garder le même tracé, donc on redimensionne en se basant sur les prévisions de 2050 établies dans le chapitre précédent. Les remarques les plus importantes qu'on peut tirer après le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales sont :

- Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 300 mm jusqu'à 1200 mm.
- La pente est plus importante, ce qui nous oblige à projeter des regards de chute au niveau des raccordements.

D'après la comparaison des valeurs des diamètres obtenus avec celles des diamètres du réseau existant, on constate que les collecteurs principaux sont sous dimensionnés et ne répondront pas aux futurs exigences de l'agglomération. Néanmoins les collecteurs secondaires et peuvent être gardés.

Les collecteurs qui doivent être changé :

COLLECTEUR AV

- **R4 – R11** est changé en diamètre 400, en PVC.
- **R11– R20** est changé en diamètre 600, en PVC.
- **R21 – R23** est changé en diamètre 800, en B.A.
- **R23 – R398** est changé en diamètre 800, en B.A.

COLLECTEUR BC

- Le collecteur est maintenu en diamètre 300 mm.

COLLECTEUR AW

- Le collecteur est maintenu en diamètre 300 mm.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le calcul hydraulique du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons dimensionné les collecteurs principaux et secondaires et déterminé leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'autocurage sont admissibles et vérifiées.

L'exutoire retenu pour l'évacuation des eaux usées et pluviales est l'oued El Mohgoun traverse la ville d'Arzew, et se déverse sur la mer méditerranée qui a été aménagée en canal trapézoïdal sur toute la longueur qui traverse la ville.

Chapitre VII

Les Eléments Constitutifs Du Réseau

Introduction

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront satisfaire un certain nombre d'exigence comme la résister aux charges et doit être suffisamment profond pour capter toutes les eaux sans pompage.

Les éléments constitutifs du réseau d'égouts se subdivisent-en :

- Les ouvrages principaux : les ouvrages qui ont pour rôle l'évacuation des eaux jusqu'à leur point de rejet.
- Les ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une exploitation rationnelle du réseau.

VII.1. Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration. Ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval ; suivant la grandeur de leur section.

VII.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.

VII.1.2. Formes et sections des canalisations

- ✓ **Conduites circulaires** : Les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections par rapport aux autres formes.
- ✓ **Conduites ovoïdes** : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

VII.1.3. Types de matériau des canalisations circulaires

✓ Conduites en béton armé

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

✓ Conduites en en polyvinyle de chlorure (P.V.C)

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0 °C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

✓ Conduite en fonte

Les tuyaux en fonte sont rarement utilisés en assainissement, sauf dans le cas où on traverse des terrains hydrominéraux, dans le cas de refoulement et dans le cas des siphons qui traversée les oueds. La particularité de ce type de conduite, réside dans leur composition à base de fonte, ce qui les rends inoxydables et solides, et par conséquent s'imposent à titre de sécurité.

✓ 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.

✓ Conduites en grés artificiels

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.

VII.1.4. Canalisation à section ovoïde

Lorsque les diamètres dépassent 800 mm, il était jugé préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués car la vitesse reste constante pour variation de hauteur.

La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de ± 1 % ; les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3 mm.

Un ovoïde présente divers avantages sur un cercle, concernant les égouts :

- De forme étendue en hauteur, la conduite ovoïde est plus facilement visitable par un égoutier.
- Le fond de l'égout étant plus étroit, les débits y sont moins favorables aux dépôts de boues persistants, et on obtient plus facilement la condition d'auto-curage.

VII.1.5. Choix du matériau de conduite

Ces types de canalisation étant appelées à être placées dans les excavations profondes, dans certains cas le choix du matériau doit répondre aux trois points suivants :

- Pentes du terrain ;
- Diamètres utilisés ;
- La nature du sol traversé ;
- Résistance aux actions chimiques du sol ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

Pour notre projet, nous avons choisi des conduites en PVC pour le réseau des eaux usées, et les conduites en béton armé pour le réseau des eaux pluviales de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

- Etanchéité primordiale.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché national.

VII.1.6. Les essais de conduites préfabriqués

Les tuyaux provenant des usines peuvent être soumis à quelques essais Pour assurer le bon fonctionnement des conduites.

✓ **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'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

✓ **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. L'essai d'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur chantier.

❖ **A l'usine** : La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.

❖ **Sur chantier** : Un des trois essais peut être envisagé :

- L'essai à l'eau.
- L'essai à la fumée.
- L'essai à l'air sous pression.

✓ **Essai de corrosion**

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles qui entraîne une baisse du pH superficiel du béton .Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

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

✓ Les remèdes

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

Remèdes hydrauliques :

- Le rinçage périodique des conduites gravitaires ;
- Le raccourcissement des temps de séjour dans les conduites de refoulement ;
- La transformation des conduites de refoulement en conduites gravitaires.

Remèdes Chimiques :

- Oxygène liquide ;
- Peroxyde d'hydrogène ;
- Sulfate ferreux.

VII.2. Les ouvrages annexes

Sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VII.2.1. Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VII.2.1.1. Les branchements

Ce sont des ouvrages qui doivent assurer une meilleure hygiène pour l'habitation. Ces branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisation capable de résister à la pression, résultant de la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique. Les canalisations de branchement doivent avoir de préférence un raccordement sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

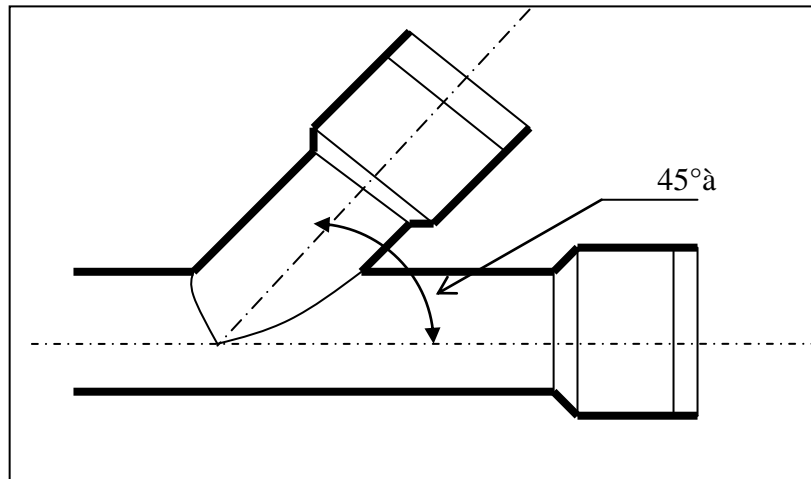
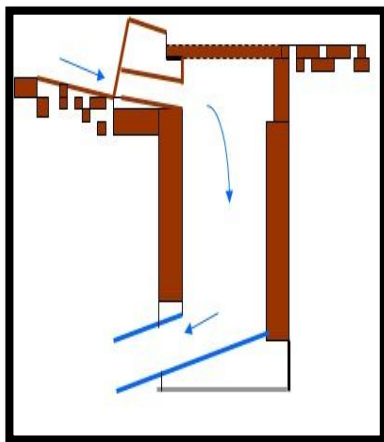


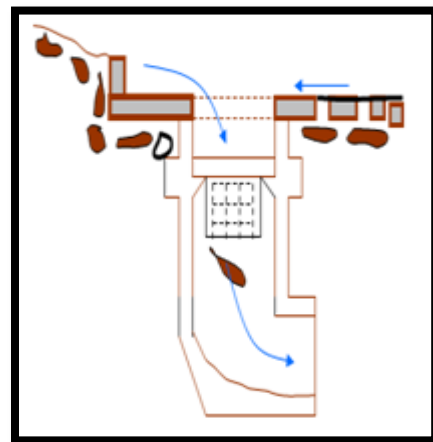
Figure VII-1 : Exemple d'un branchement simple

VII.2.1.2. Les bouches d'égout

Les bouches d'égout destinées à recueillir les eaux de surfaces. On les trouve au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir (absorption par le bas), soit dans la chaussée (absorption par le haut). La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement.



Bouches à accès latéral



Bouches à accès par le dessus

Figure VII-2. Bouches d'égout

On peut classer les bouches d'égout selon le recueil des eaux, en cinq types :

- ✓ **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique :** Ce type de bouche d'égout, permet l'entrée des eaux dans le réseau, soit au moyen d'un siphon, soit directement par sur verse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

- ✓ **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique** : Afin d'évacuer l'eau, un 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 à avaloir métallique grille et couronnement combiné** : 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'égout à grille seule, s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

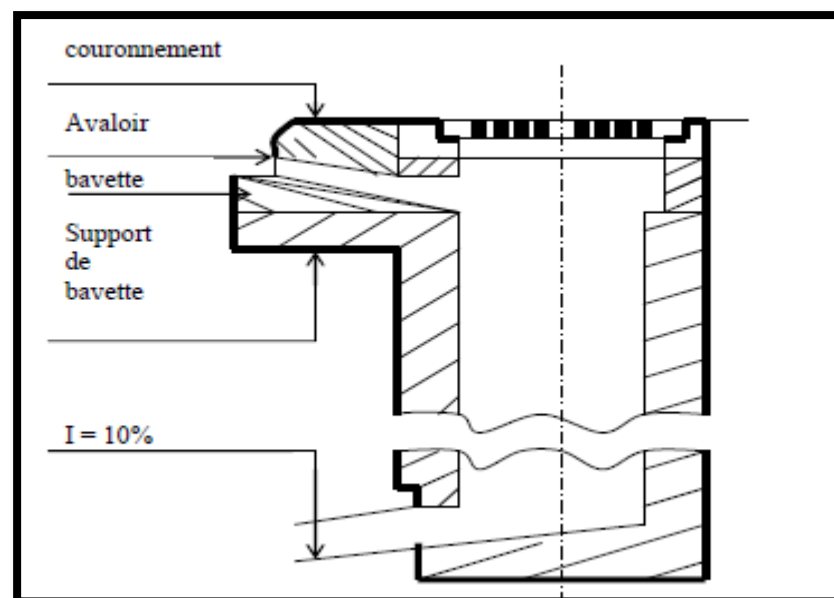


Figure VII-3. Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

VII.2.1.3. Les regards

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau.

Le type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

❖ Types de regards

- ✓ **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 80 m.
- ✓ **Regard de ventilation** : La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
- ✓ **Regard de jonction**: Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections.
- ✓ **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 la chute verticale et la chute toboggan.

❖ Emplacement

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- ✓ A chaque changement direction ;
- ✓ A chaque jonction de canalisation ;
- ✓ Aux points de chutes ;
- ✓ A chaque changement de pente ;
- ✓ A chaque changement de diamètre.

VII.2.2. Ouvrages spéciaux

Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau. Mais dans certains cas, leur présence s'avère indispensable tel le déversoir d'orage.

❖ 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.

Conclusion

Dans ce chapitre on a cité beaucoup éléments constitutifs du réseau d'égout, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par le quel elles sont construites.

On a opté pour notre projet des conduites circulaires en béton armé pour les réseaux des eaux pluviales et en PVC pour les canalisations des eaux usées.

De plus, pour une exploitation rationnelle de ce réseau d'assainissement, pour faciliter les opérations de curage et enfin pour éviter quelques problèmes techniques tels l'obscuration, on doit projeter des ouvrages annexes qui seront convenablement dimensionnés.

Chapitre VIII

Organisation De Chantier

Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous les chantiers, dans le but de rechercher la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation de notre projet.

L'organisation de chantier ordonne le déroulement des travaux en imposant un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire de réalisation, la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, ...).

VIII.1. Les étapes de réalisation du projet

Les principales étapes à exécuter dans notre projet sont :

- ✓ Manutention et stockage des conduites ;
- ✓ Décapage de la couche de terre végétale et de goudrons ;
- ✓ Emplacement des jalons des piquets ;
- ✓ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- ✓ Aménagement du lit de sable ;
- ✓ La mise en place des canalisations en tranchée ;
- ✓ Assemblage des tuyaux ;
- ✓ Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- ✓ Construction des regards ;
- ✓ Réalisation des branchements ;
- ✓ Remblai des tranchées et compactage.

VIII.1.1. Manutention et stockage des conduites

- **Manutention**

Afin de préserver les conduites pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et éviter le déchargement brutal sur le sol.

- **Stockage**

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- ✓ L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- ✓ Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- ✓ Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.

VIII.1.2. Décapage de la couche de terre végétale et de goudrons

Le décapage de la couche de terre végétale consiste à éliminer la couche superficielle du sol sur une faible épaisseur, se fait à l'aide de La niveleuse et pour terre goudronné on utilise raboteuse.

VIII.1.3. Emplacement des jalons des piquets

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard.

VIII.1.4. Exécution des tranchées

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains. La profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par des conditions d'axe hydraulique ou de croisement d'ouvrages existants.

La largeur de la tranchée, dépend essentiellement des dimensions extérieures de la conduite

VIII.1.5. Aménagement du lit de sable

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10cm. 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.

VIII.1.6. La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés ; La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Avant la mise en place des conduites en fouillées on procède à un triage des conduite de façon à éliminer celles qui on subie des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites.

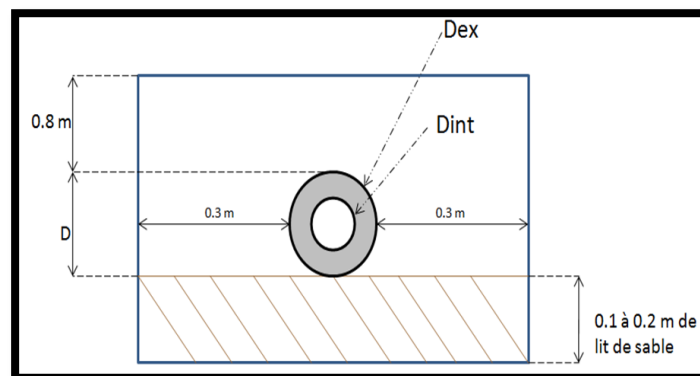


Figure VIII-1. Pose du lit de sable

VIII.1.7. Assemblage des conduites

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.

VIII.1.8. Essais sur les joints et les canalisations

L'épreuve doit être effectuée sur des tronçons d'une longueur maximale de 500 m dans le plus bref délai après la pose en respectant toutefois un délai de 48 heures après le dernier assemblage dans le cas du collage.

VIII.1.9. Exécution 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.

Les différentes opérations pour l'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.

VIII.1.10. Réalisation des branchements

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- ✓ Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principal;
- ✓ La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3 % ;
- ✓ Eventuellement un regard collecteur de branchement.

Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public.

VIII.1.11. Remblai des tranchées et compactage

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 de la conduite pour assurer sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

VIII.2. Choix des engins de terrassement

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

❖ Pour le décapage de la couche de la terre végétale

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains facile à décapé, Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer ».



Figure VIII-2. Niveleuse

❖ 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. Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.



Figure VIII-3. Pelle à chenille

❖ Pour le remblaiement des tranchées

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.



Figure VIII-4. Chargeuse

❖ Pour le compactage

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.



Figure VIII-5. Compacteur à rouleaux lisses

VIII.3. 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, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

VIII.3.1. Détermination des différents volumes

VIII.3.1.1. Volume du décapage de la couche végétale

$$V_{d\acute{e}c} = H_{vc} \times L \times B_{CV} \quad (\text{VIII.1})$$

Tel que :

$V_{d\acute{e}c}$: Volume de la couche végétale décapée (m^3).

H_{vc} : Profondeur de la couche végétale (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

B_{CV} : Largeur de la couche végétale (m).

VIII.3.1.2. Volume du déblai des tranchées

$$V_d = B \times L \times H \quad (\text{VIII.2})$$

Tel que :

V_d : Volume du déblai des tranchées (m^3).

B : Largeur de la tranchée (m).

H : Profondeur de la tranchée (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.1.3. Volume occupé par le lit de sable

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad (\text{VIII.3})$$

Avec :

V_{ls} : Volume du lit de sable (m^3).

e : Épaisseur de la couche de sable (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.1.4. Volume occupé par les conduites

$$V_{con} = (\pi \times D_{ext} / 4) \times L \quad \text{(VIII.4)}$$

Avec :

V_{con} : Volume occupé par les conduites (m^3).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.1.5. Volume de l'enrobage

$$V_e = H_e \times L \times B \quad \text{(VIII.5)}$$

Avec :

V_e : Volume de l'enrobage (m^3).

H_e : Hauteur d'enrobage.

B : Largeur de la tranchée (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.1.6. Volume du remblai de protection

$$V_{rem} = V_d - (V_{con} + V_{déc} + V_{ls}) \quad \text{(VIII.6)}$$

Avec :

V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

V_d : Volume du déblai (m^3).

V_{ls} : Volume du lit de sable (m^3).

$V_{déc}$: Volume de la couche végétale décapée (m^3).

V_{con} : Volume occupé par les conduites (m^3).

VIII.3.1.7. Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad \text{(VIII.7)}$$

Tel que :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné (m^3).

V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad \text{(VIII.7)}$$

Avec :

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux usées

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	M ³	51339,427	250	12834856,75
2	Pose du lit de sable	M ³	1703,240	1200	2043888
3	Enrobage	M ³	9248,118	300	2774435,4
4	Remblai de la tranchée	M ³	38847,939	150	5827190,85
B	Canalisation				
1	CR8-0300	MI	7851,57	3000	23554710
2	CR8-0400	MI	7278,705	4000	29114820
3	CR8-0500	MI	407,627	5000	2038135
4	135A-0800	MI	842,322	8000	6738576
C	Construction				
1	Regard	U	304	80000	24320000
THT					109246612DA
TVA 19%					20756856,28 DA
TTC					130003468,3 DA

Tableau VII.2 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux pluviales

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	M ³	30748,864	250	7687216
2	Pose du lit de sable	M ³	1153,720	1200	1384464
3	Enrobage	M ³	6110,830	300	1833249
4	Remblai de la tranchée	M ³	21822,335	150	3273350,25
B	Canalisation				
1	135A-0300	MI	4500,488	2300	10351122,4
2	135A-0400	MI	803,289	3060	2458064,34
3	135A-0500	MI	298,097	4200	1252007,4
4	135A-0600	MI	489,362	5600	2740427,2
5	135A-0800	MI	1194,952	8000	9559616
6	135A-01200	MI	259,32	12000	3111840
7	135A-01500	MI	130,361	14000	1825054
C	Construction				
1	Regard	U	155	80000	12400000
THT					57876410,6 DA
TVA 19%					10996518 DA
TTC					68872928,6 DA

VIII.4. Planification des travaux

Avant d'aller sur chantier et commencer les travaux, il faut toujours commencer par une planification des travaux ce qui nous permet de chercher constamment a meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Temps.

VIII.4.1. Techniques de la planification

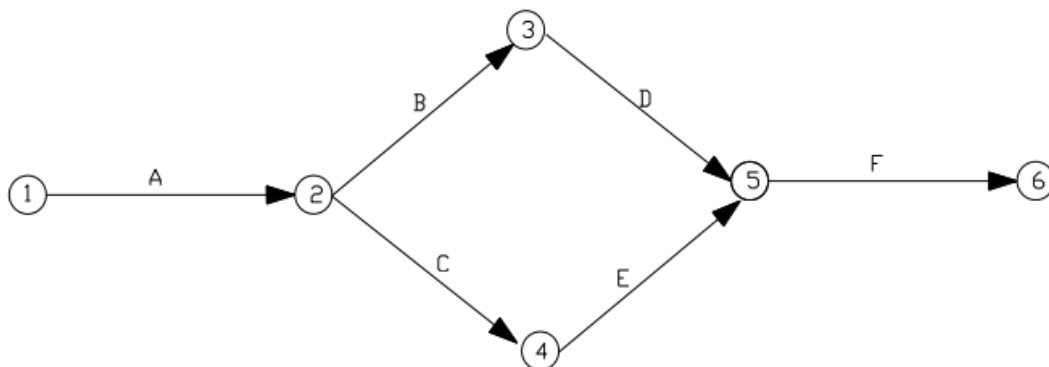
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau.
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

VIII.4.2. Méthodes basée sur le réseau

Définition du réseau : Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches. L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



VIII.4.3. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ✓ Etablissement d'une liste des tâches ;
- ✓ Détermination des tâches antérieures ;
- ✓ Décomposer le projet en opérations, définir précède succède, et attribution des durées ;
- ✓ Construction des graphes partiels ;
- ✓ Regroupement des graphes partiels ;
- ✓ Construction du réseau.

VIII.4.4. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixes par l'entreprise.

VIII.4.5. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

✓ **Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

✓ **Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

✓ **Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

✓ **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- **Temps de réalisation TR** : C'est le temps nécessaire a l'opération pour quelle soit réalisée.
- **Date de commencement au plus tôt DCP** : C'est la date ou l'opération peut être commencée.
- **Date de commencement au plus tard DCPP** : C'est la date ou l'opération doit être commencée.
- **Date de finition au plus tôt DFP** : C'est la date ou l'opération peut être achevée.
- **Date de finition au plus tard DFPP** : C'est la date ou l'opération doit être achevée.
- **Marge totale MT** : C'est l'intervalle de temps compris entre au plus tôt, et au plus tard.

VIII.4.6. Le chemin critique (C.C)

C'est le chemin le plus long dans un réseau. Il donne la durée totale du projet (DTR). On reconnait par les taches crique. En effet le chemin critique relie les opérations possédant la marge totale nulle (0). On peut avoir deux, ou plusieurs chemins critiques dans un réseau.

$$C.C = \left\{ \begin{array}{l} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{array} \right.$$

VIII.4.7. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q}{N R}$$

Avec :

T : Temps de travail. Q : Quantité de travail. N : La ressource. R : Rendement.

VIII.4.8. Définitions des tâches et leurs durées

- Symboles des différentes opérations et leur durée

Tableau VII.3 : Les principales opérations à exécuter

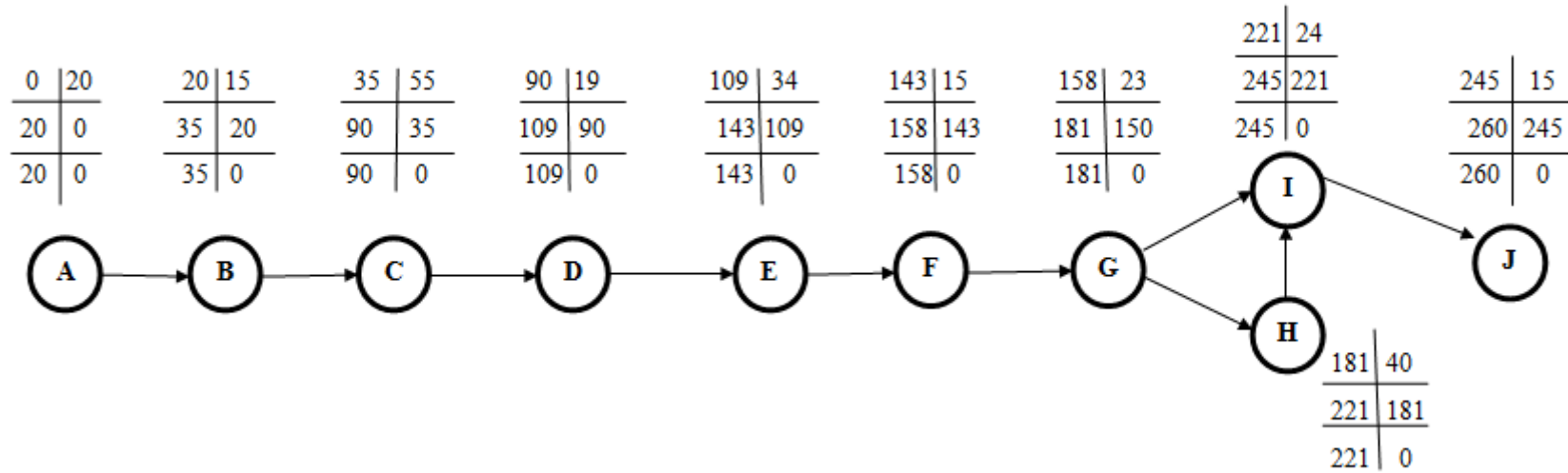
Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage de la couche de terre.	20
B	Piquetage	15
C	Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.	55
D	Aménagement du lit de pose.	19
E	La mise en place des canalisations en tranchée	34
F	Assemblage des tuyaux.	15
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.	23
H	construction des regards.	40
I	remblai des tranchées.	24
J	TRAVAUX DE FINITION.	15

VIII.4.9. Planification par la méthode du réseau

Tableau VIII.4: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

opérations	Précède	succède
A	B	-
B	C	A
C	D	B
D	E	C
E	F	D
F	G	E
G	H, I	F
H	I	G
I	J	H, G
J	-	I

Le réseau à nœuds des travaux



DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

- DCP : date de commencement au plus tard
- DFP : date de finition au plus tard
- DCPP : date de commencement au plus tard
- DFPP : date de finition au plus tard
- MT : la marge totale
- TR : temps de réalisation

La duré de la réalisation de projet est 9 mois.

Conclusion

L'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un système d'assainissement et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

Ce chapitre nous permet d'évaluer la durée de réalisation du projet en se basant sur la succession des taches par et nous avons établi un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à **198876396,9 DA**. C'est une valeur approximative qui est loin d'être la valeur exacte, cela est du aux différentes difficultés trouvées lors de l'évaluation des prix des matériaux car le marché n'est pas stable.

Nous avons aussi établir la planification des travaux, qui été nécessaire pour la bonne exécution et pour s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible, La duré de la réalisation de projet est 9 mois.

Chapitre IX

La Gestion Du Réseau D'assainissement

Introduction

Le réseau d'assainissement nécessite un entretien efficace des systèmes de collecte et de traitement qui doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement.

Pour cela, un programme de visite s'avère indispensable dans le souci d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'assainissement.

IX.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.).

IX.2. Surveillance du réseau d'assainissement

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 ;

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 :

- 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.
- Les caractéristiques hydrauliques :
 - ✓ Pluviométrie ;
 - ✓ Consommation d'eau ;
 - ✓ Débit entrant dans le réseau ;

IX.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.

IX.3.1. Enlèvement des dépôts

Les réseaux d'assainissement sont affectés par des dépôts qu'on peut éviter en améliorant la conception des bouches d'égout et en adoptant d'autres critères de dimensionnement.

Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont monté leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage à la main.

IX.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.

IX.3.3. Détection des eaux parasites

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eau potable, la détection se fait la nuit et on reconnaît les eaux parasites par leur clarté, ou à l'aide de

- ✓ visite sur terrain et des mesures instantanées.
- ✓ Une enquête sur le terrain peut permettre la recherche des apports extérieurs : sources, fossés, etc. Éventuellement une solution de colorant peut être déversée dans tous les points suspects.
- ✓ Une enquête auprès des riverains peut parfois se révéler fructueuse.
- ✓ Une autre manière de procéder consiste en la mesure de paramètres physico-chimiques, telle que la conductibilité, fonction de la teneur en sels dissous, ou la teneur en sels ammoniacaux, fonction de la pollution organique.

IX.3.4. Entretien des joints

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.

Dans la majeure partie des cas lorsqu'on détecte un élément défectueux on le répare, mais l'expérience a montré qu'il est préférable de le changer.

IX.3.5. Entretien du réseau par L'ITV

L'inspection télévisée (ITV) est un outil particulièrement adapté aux réseaux non visitables. Elle permet de vérifier l'état et le fonctionnement de l'ouvrage en service.

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, d'une fissure, 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 télésurveillance. 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 perturbants.

IX.3.6. Travaux spécifiques

❖ 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

❖ Lutte contre la corrosion de l'H₂S

Comme les conduites de notre réseau sont en béton armé qui reste un matériau sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyen hydrauliques ou chimiques que on a cité précédemment.

IX.4. Exploitation du réseau

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagés et des collectivités. C'est pourquoi la fiabilité de l'ensemble de ces ouvrages et appareillages mécaniques repose sur un certain nombre de conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

- ✓ la connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations, au respect de l'environnement et du milieu récepteur
- ✓ la compétence technique relative au fonctionnement et à l'aménagement du réseau existant permet de déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoquée par l'urbanisation.
- ✓ La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes et les conduites.
- ✓ La protection du personnel et l'amélioration de s conditions de travail.
- ✓ L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vu d'assurer le niveau de qualité exigée par les collectivités avant tout rejet dans le milieu naturel.
- ✓ La nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules et matière). Permettant le fonctionnement de l'équipe publique aux moindres coûts, en respectant l'équilibre des dépenses et des recettes sans oublier les économies d'énergie possibles

On admet que les modalités d'exploitation que l'on vient d'énumérer sont aussi importantes que la conception des équipements et ouvrages d'assainissement.

IX.4.1. Technique d'exploitation du réseau :

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits de temps et de petites pluies nécessitent pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

Aussi on est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

IX.4.1.1. Curage mécanique des égouts visitables

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

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

❖ Curage mécanique en présence d'eau

▪ 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 du roulage et des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...)

▪ 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, 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 centimètres 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.

❖ 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.

IX.4.1.2. Curage des égouts non visitables

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

❖ Les procédés manuels de curage :

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

▪ 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.

▪ Le curage par la boule

- La boule flottante

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car il est 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 qui permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

- 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.

❖ Le procédé hydrodynamique

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

▪ 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.

▪ 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, 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.

IX.5. 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 que l'entrepreneur doit entreprendre sont :

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

IX.5.1. 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.

IX.5.2. 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 tout trou ou fissure.

IX.5.3. Le tubage intérieur

On adopte cette technique pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus, son principe ne consiste 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.

IX.5.4. 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).

IX.5.5. Le chemisage extérieur

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des soles 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 se stagnent autour de la conduite.

IX.6. Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée

IX.6.1. 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 que 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 , H_2S , et le CH_4 .

IX.6.2. 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.

IX.7. 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 dysenterie.
- La diarrhée infectieuse.

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

- Diarrhée, ou rarement la constipation.
- Fièvre.
- Crampes abdominales.
- Vomissement.

IX.8. Gestion informatique du réseau

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, par les Systèmes d'Informations Géographiques (SIG), mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (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 des 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 'GPS' (Global Positioning System).

Conclusion

L'objectif de la gestion du réseau d'assainissement est d'améliorer l'exploitation et la maintenance des équipements et des installations des systèmes

La première opération qu'il faut entamer, est une collecte de données et une série de mesures concernant le réseau. 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, selon la nature de l'anomalie.

La mise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion.

Conclusion générale

En fin de ce travail nous concluons que notre réseau est en principe, plus amélioré et plus performant que l'ancien système dont Le réseau que nous avons établi, est un réseau mixte, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées et pluviales vers un exutoire afin de protéger la santé publique et l'environnement.

Pour notre zone d'étude, l'évaluation des débits des eaux pluviales se fait par la méthode rationnelle avec une période de retour de 10 ans. Les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) on été déterminés selon la répartition de la population, avec un coefficient de rejet égale 0,8.

On a drainé tout notre zone d'étude par un réseau d'assainissement où on a opté pour des conduites en béton armé pour les réseaux des eaux pluviales et en PVC pour les canalisations des eaux usées et on a projeté pour les éléments d'égouts des regards de visite et de chute car la pente est très importante.

Du coté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet ce qui s'élève à 289055891DA.

Références bibliographiques

- [1] SALAH B., 2014, Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement, ENSH, Blida.
- [2] TOUAIBIA B., 2004, Manuel pratique d'hydrologie, Algérie.
- [3] GOMELLA C. et GUERREE H., 1986, Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Paris.
- [4] TAHRI M., 2018, Diagnostic et réhabilitation du système d'assainissement du CHATIA (W.CHLEF), mémoire de fin d'étude, ENSH, Blida.
- [5] STPM CHIALI, édition 2016, catalogue technique des tubes.
- [6] AZARI S., 2019, Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida), mémoire de fin d'étude, ENSH, Blida.
- [7] HABCHI I., 2017, Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville d'OUM LADHAIM (W. SOUK AHRAS), mémoire de fin d'étude, ENSH, Blida.

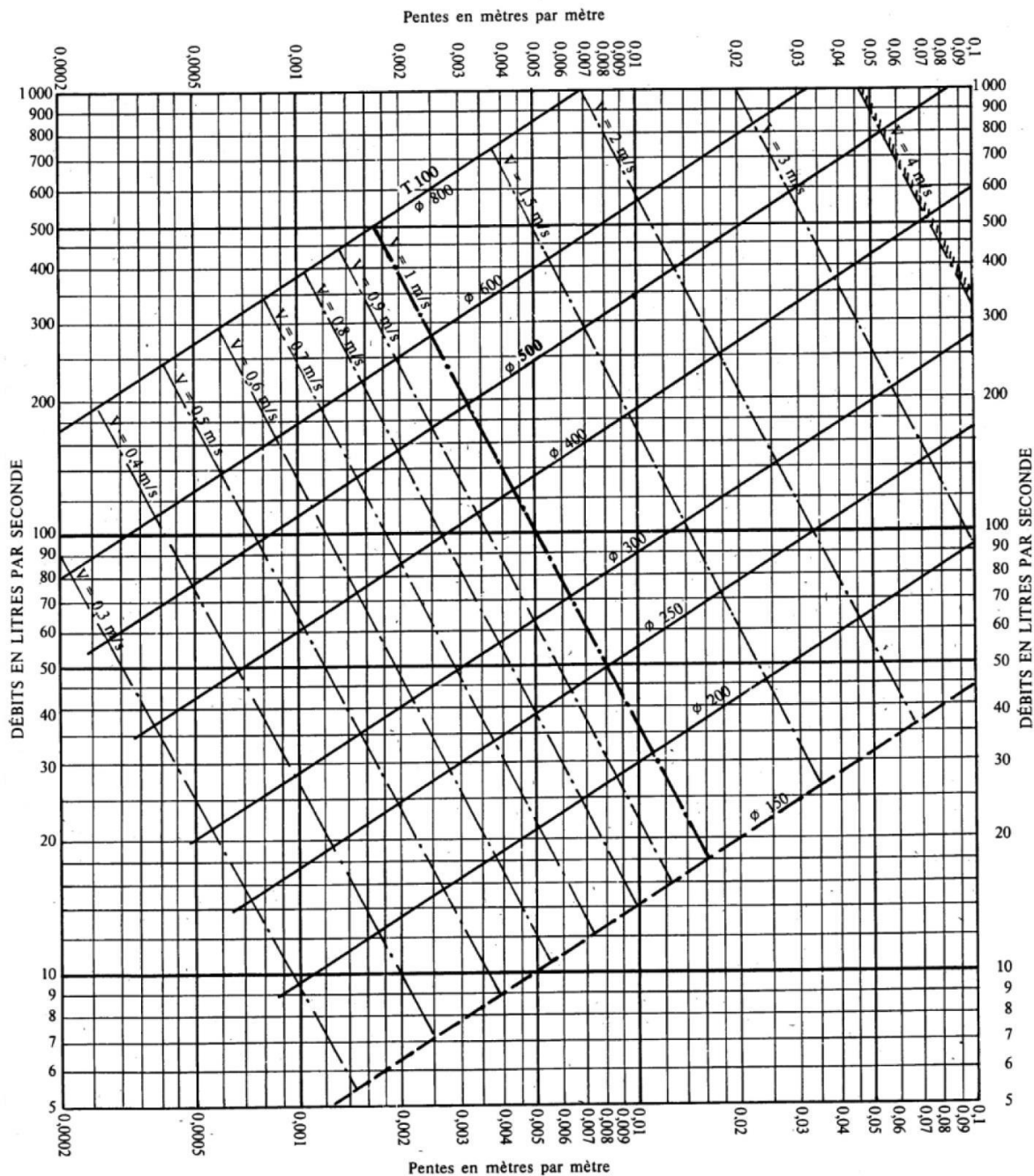
Annexe I

Coefficient de Manning-strckler (ks).

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

ABAQUE 1

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

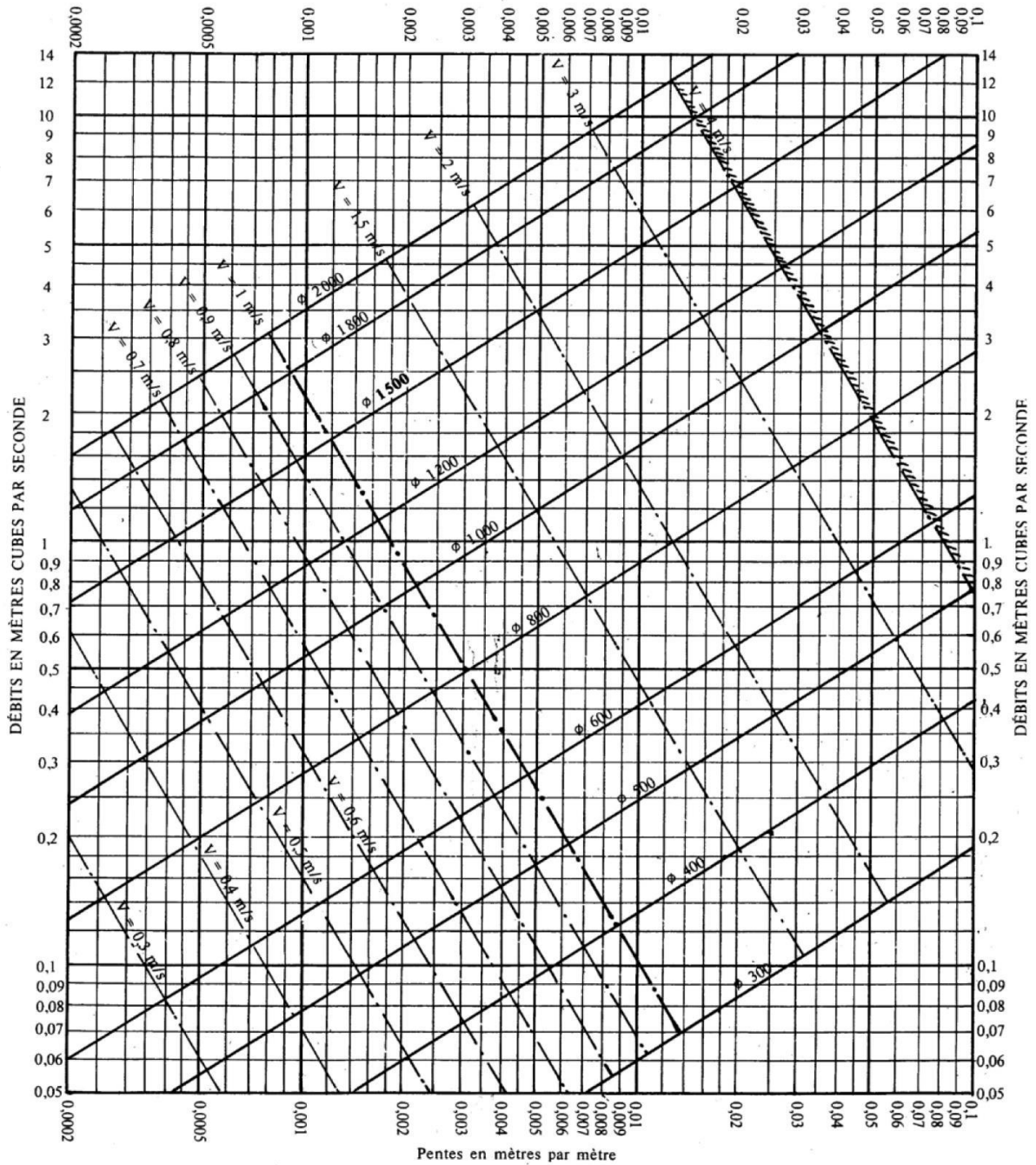


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

ABAQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)

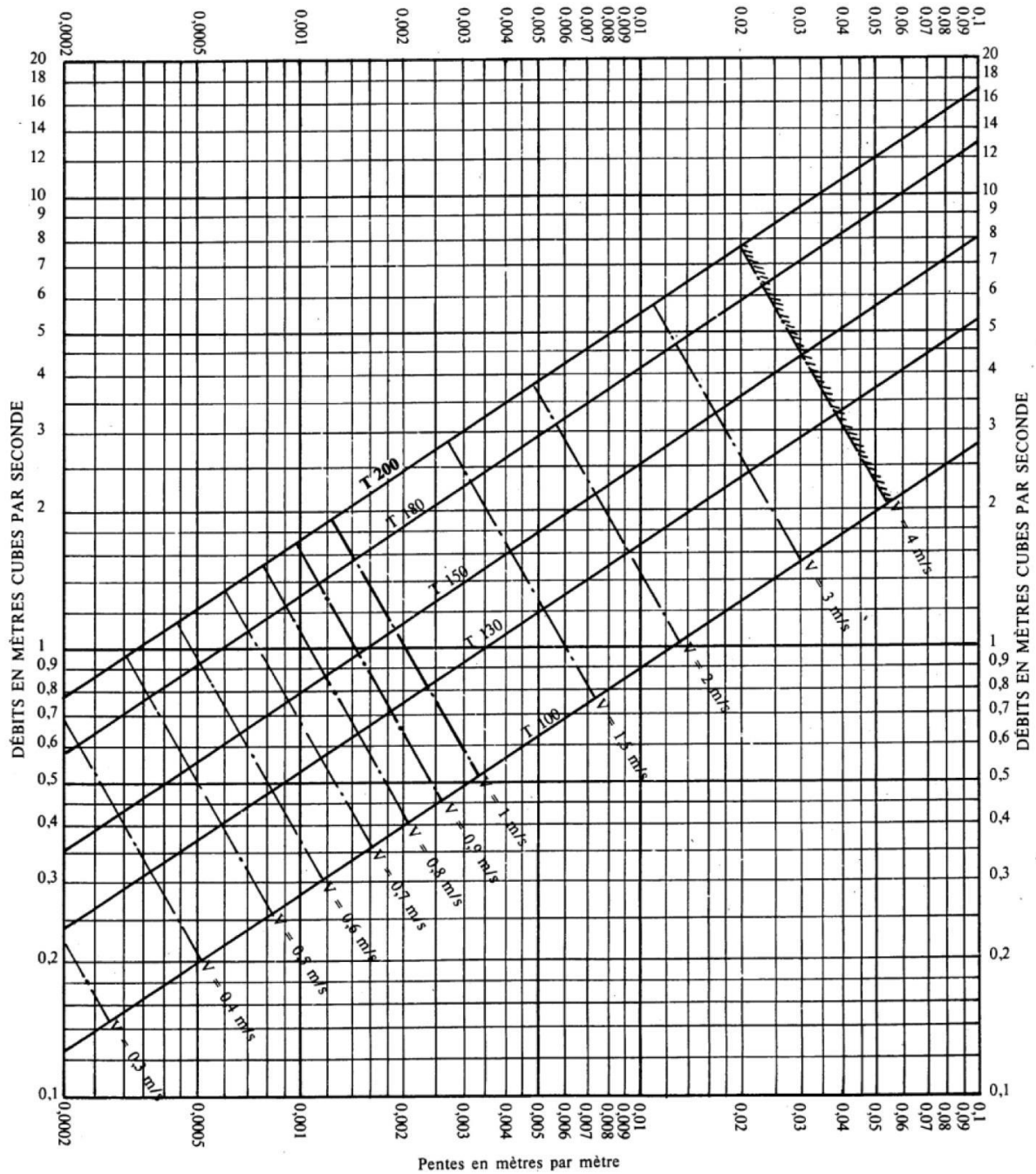


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

ABAQUE 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

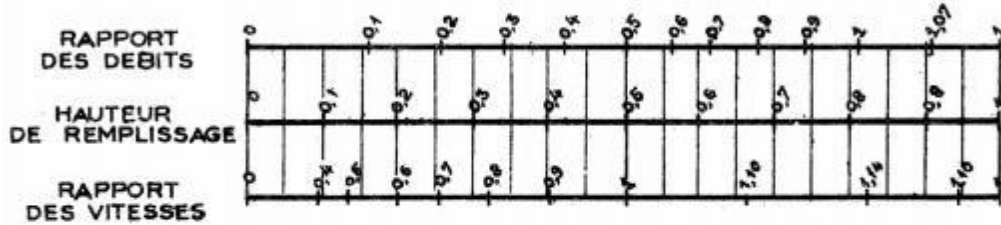
Source : Instruction Technique 1977

ANNEXE X

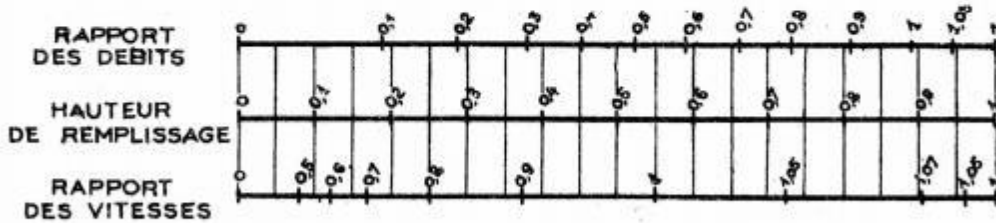
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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