

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE BARMADIA
(W.RELIZANE)**

PRESENTE PAR :

M^{lle} HAMMAD DALEL

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M ^r DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^r BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^{me} BERDANE KHAYRA	MAGISTER	Promotrice

Juin - 2016

Remerciement

Au terme de ce Modest travail, je remercie le bon Dieu qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma haute gratitude à ma promotrice **BERDANE KHAYRA**, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité.

Je remercie également le président et les membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Mes remerciement ne serais pas complets si je ne citerais pas tous **mes Amis** surtout Naciba ,Nadira, Hadja ,Fati ,Sara ,Imen ,Chahra ,Meriem ,Assia ,Sihem ,linda, Zahra , bouthayna ,Amel et toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin afin d'élaborer ce mémoire.

HAMMAD DALEL

Dédicasse

*A l'âme de mon père Qui a toujours été l'étoile de mon ciel,
Que dieu l'accueille en son vaste paradis.*

A tous ceux qui j'aime, Surtout:

Ma chère mère, et mes beaux-frères : Abd el Rahmen, Nabila,

Abir , Amira ,Safa et Zino ;

Mon fiancé Hichem pour son énorme soutien

Moral et ses encouragements ;

A mon enseignant de l'Ecole Préparatoire Science et

Technique Mr BEL ABBACCI MADJID ;

*A tous mes enseignants qui ont participé à ma
formation.*

DALEL

مستخلص

تهدف مذكرتنا لدراسة شبكة التطهير للتجمع السكاني بمدينة برمادية (ولاية غليزان). حيث تطرقنا في المرحلة الاولى إلى تقدير كمية مياه الأمطار و كمية المياه المستعملة مع كمية المياه الدخيلة اما في المرحلة الثانية فقمنا بتحديد مخطط وضع هذه الشبكة (شبكة موحدة ذات مخطط عمودي) اعتمادا على كل المعطيات المتعلقة بالمنطقة وذلك من اجل صرف مياه المدينة في ظروف ملائمة للمعايير المعمول بها للقضاء على مشكل التلوث و الأمراض وكذا الأوبئة المنتشرة في المحيط و الحفاظ على نظافة البيئة .

Résumé

L'objectif principal de ce travail est de dimensionner un système d'évacuation des eaux usées de la ville de Barmadia (W.Relizane). Afin d'atteindre cet objectif le travail a été départagé en deux parties principales la première partie consiste à évaluer les débits d'eau pluviale et domestique ainsi que celui des eaux parasites, la seconde partie consiste à choisir le bon tracé du réseau d'évacuation des eaux usées qui est un réseau unitaire suivant un schéma perpendiculaire, tout en prenant en considération les facteurs permettant d'assurer le bon fonctionnement de ce réseau.

Abstract

The main objective of this work is to dimension a waste water evacuating system for the city of Barmadia (W .Relizane). To get to this goal, the work was divided into two main parts, the first part is to assess the storm and domestic water flows and the parasitic water , the second part is to choose the right path of the wastewater evacuation network, wich is a unitary network following a perpendicular diagram , taking into account all factors to ensure the proper functioning of this network.

SOMMAIRE

Introduction générale	01.
------------------------------------	-----

Chapitre I : Présentation de la ville de Barmadia.

Introduction.....	02.
I.1. Situation géographique de la ville de Relizane	02.
I.2.Situation géographique de la zone d'étude.....	03.
I.3.Situation géologique	03.
I.4.Situation topographique.....	04.
I.3.Situation géotechnique.....	04.
I.6.Situation Hydrogéologique.....	05.
I.7.Caractéristiques climatiques.....	06.
I.7.1. Température.....	06.
I.7.2. Vent.....	06.
I.7.3. Précipitation.....	07.
I.7.4. Evaporation.....	07.
I.7.5. Humidité.....	07.
I.8. Situation démographique	08.
I.8. 1.Evolution de la population.....	08.
I.9. Situation hydraulique	09.
I.9.1 Alimentation en eau potable.....	09.
I.9.2 .Assainissement.....	10.
I.9.3 .Station d'épuration.....	10.
Conclusion.....	10.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Introduction.....	11.
II.1.Choix de la période de retour.....	11.
II.2.Détermination de l'intensité moyenne de précipitation.....	11.
II.3.Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	12.
II.3.1.Analyse des données statistiques.....	12.
II.3.2.Vérification de l'homogénéité de la série.....	13.

SOMMAIRE

II.3.3. Ajustement des pluies maximales journalières	15.
II.3.3.1.Choix de la loi d'ajustement.....	15.
II.3.3.2.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	15.
II.3.3.3. Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON)	17.
II.4. Pluie de courte durée.....	20.
Conclusion.....	22.

Chapitre III : Calcul de base.

Introduction.....	23.
III.1.Estimation de la population.....	23.
III.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	23.
III.3. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.....	24.
III.3.3. Choix du système d'évacuation.....	24.
II.4.Définition d'un schéma d'évacuation.....	25.
III.4.2.Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	25.
III.5. Détermination du coefficient de ruissellement.....	25.
III.5.2.Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	26.
III.5.3.Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population.....	26.
III.5.6.Coefficient de ruissellement pondéré.....	27.
III.5.7.Conclusion.....	29.
III.6.Calcul de la population de chaque sous bassin.....	29.
Conclusion.....	30.

Chapitre IV : Evaluation des débits.

Introduction.....	31.
IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées.....	31.
IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer.....	31.
IV.1.2 Evaluation des débits d'eaux usées domestiques	31.
IV.1.2.1 Consommation en eau potable.....	31.
IV.1.2.2 Débits usées à évacuer.....	32.
IV.1.2.3 Evaluation du débit moyen journalier.....	32.
IV.1.2.4 Evaluation des débits de pointe.....	32.

SOMMAIRE

IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	35.
IV.2.1 La méthode rationnelle.....	35.
IV.2.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot)	37.
IV.2.3 Choix de la méthode.....	38.
Conclusion.....	39.

Chapitre V :Calcul Hydraulique du réseau d'assainissement.

Introduction.....	40.
V.1. Conception du réseau.....	40.
V.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	40.
V.3. Mode de calcul.....	41.
V.4. Principe de tracé des collecteurs.....	44.
Conclusion.....	45.

Chapitre VI :Eléments constitutifs du réseau d'égout et ouvrages annexes .

Introduction.....	46.
VI.1.1 Les canalisations.....	46.
VI.1.2. Choix du type de canalisation.....	46.
VI.2.3.Les regards.....	47.
VI.2.3.1.Dimensionnement des regards de chute.....	48.
VI.2.4 Déversoirs d'orage.....	49.
VI.2.4.1 Emplacement des déversoirs d'orage.....	49.
VI.2.3.2. Dimensionnement des déversoirs d'orage.....	50.
VI.2.3.3. Les ouvrages annexes du déversoir d'orage.....	55.
Conclusion.....	57.

Chapitre VII: Organisation de chantier

Introduction.....	58.
VII.1.Emplacement des canalisations.....	58.
VII.2. Exécution des travaux.....	58.
VII.3. Choix des engins.....	58.
VII.4. Devis quantitatif et estimatif.....	60.

SOMMAIRE

VII.4.1. Détermination des différents volumes.....	60.
VII.5. Planification des travaux.....	63.
Conclusion.....	66.
Conclusion générale	67.

LISTE DES TABLEAUX

Présentation de la ville de Barmadia

Chapitre I

Tableau I.1: Les caractéristiques de la station de référence.....	06.
Tableau I.2: Moyennes mensuelles des températures de l'air en °C.....	06.
Tableau I.3 : Moyenne mensuelle des vitesses du vent.....	06.
Tableau I.4 : Précipitation moyenne mensuelle.....	07.
Tableau I.5: les évaporations mensuelles moyenne.....	07.
Tableau I.6 : Humidités moyennes mensuelles.....	07.
Tableau I.7: L'évolution de la Population pour différents horizons pour la ville de Barmadia.....	08.
Tableau I.8 : Stockage des deux agglomérations.....	09.
Tableau I.9: Les longueurs du réseau de distribution et d'adduction d'AEP.....	10.

Etude Hydrologique

Chapitre II

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique.....	12.
Tableau II.2 : série pluviométrique (station de la passerelle).....	12.
Tableau II.3 : les rangs de la série pluviométrique selon le test wilcoxon	14.
Tableau II.4 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	16.
Tableau II.5 : Ajustement à la loi de Galton.....	18.
Tableau II.6 : paramètre de test de χ^2	20.
Tableau II.7 : Intensité pour des différents période de retour	21.

LISTE DES TABLEAUX

Calcul de Base

Chapitre III

Tableau III.1: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	26.
Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	26.
Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin de barmadia.....	28.
Tableau III.4 : Détermination du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin pour barmadia	30.

Evaluation des débits

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Dotations pour différents horizons.....	31.
Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin de Barmadia.....	34.
Tableau IV.3 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées pour chaque sous bassin de Barmadia	35.
Tableau IV.5 : Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α	38.
Tableau IV.6 : Evaluation des débits pluviaux pour chaque sous bassin de Barmadi.....	39.
Tableau V.7: calcul hydraulique du collecteur émissaire	73.

Chapitre VI

Eléments constitutifs du réseau d'égout et ouvrages annexes

Tableau VI.1: Caractéristiques du tuyau en béton armé 135 A.....	47.
Tableau VI.2 : dimensionnement des regards	48.
Tableau VI.3 : calcul du temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.	52.
Tableau VI.4 : les caractéristiques du déversoir d'orage	54.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.5: Espacement et épaisseur des barreaux.....56.

Chapitre VII

Organisation de Chantier

Tableau VII.1: Volumes des travaux en m³61.

Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet62.

Tableau VII.3 : détermination des délais.....64.

LISTE DES FIGURES

Présentation de la ville de Barmadia

Chapitre I

- Figure I.1** : Extrait de la carte géographique de l'Algérie Nord-Ouest03.
- Figure I.2** : Schéma représentatif de la géologie du sol de la ville de Barmadia04.
- Figure I.3** : Carte de zonage sismique du territoire national05.
- Figure I.4** : Evolution de la population au cours des horizons d'étude.....08.

Etude Hydrologique

Chapitre II

- Figure II.1** : Ajustement à la loi Gumbel17.
- Figure II.2** : Ajustement à la loi log normale.....19.
- Figure II.3** : Courbe Intensité_Durée_Fréquence.....21.

Evaluation des débits

Chapitre III

- Figure IV.1** : Découpage d'un bassin en secteur.....36.

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : plan de masse avec le réseau d'assainissement de la ville de Barmadia W.RELIZANE .

Planche N°2 : Profil en long du collecteur principal 01 de la ville de Barmadia W.RELIZANE.

Planche N°3 : Profil en long de l'intercepteur de la ville de Barmadia W.RELIZANE.

Planche N°4: Eléments constitutifs du réseau d'égout.

L'Assainissement des agglomérations a pour but :

- De collecter et évacuer les eaux usées et pluviales en évitant les risques d'inondation ;
- D'assurer leur rejet dans le milieu récepteur après un traitement compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces deux objectifs nécessitent un entretien efficace des systèmes de collecte et de traitement et leur maintien en état, y compris l'évacuation « sans danger » des différents déchets qu'ils génèrent (produits de curage ; matières de vidange ; refus de dégrillage ; graisses ; sables ; boues ; etc....).

En effet ; un système d'Assainissement est en perpétuelle évolution, et on ne peut se limiter à étudier les ouvrages d'Assainissement à réaliser dans un secteur géographique donné sans se soucier des implications dans l'espace et dans le temps.

En effet, la ville de BARMADIA (W.de RELIZANE) souffre énormément des problèmes de raccordement aux réseaux urbains pour cause de l'usage obsolète des fosses septiques dans une région qui connaît une véritable expansion démographique d'après les rapports des services techniques locaux.

Ce projet rentre dans ce contexte, il a pour objet de projeter un réseau d'assainissement dans la ville de BARMADIA, afin de protéger la santé humaine contre la propagation des maladies nocives qui peut résulter par les différents rejets, et éviter la pollution de la nappe par ces rejets.

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

Introduction

La présentation de la zone d'étude est une phase prépondérante et importante dans l'élaboration de n'importe quel projet hydraulique. Elle consiste à la description du site des points de vue géologiques, hydrologiques, démographiques, climatiques et hydrauliques.

Dans un projet d'assainissement, l'opération de recherche et de collecte des données fiables dans différents exécutifs et administrations est donc nécessaire pour la bonne exécution des travaux et le bon fonctionnement du système d'évacuation.

I.1.Situation géographique de la zone d'étude

Barmadia s'étend sur une superficie de 210,4ha et considérée comme une agglomération secondaire de la commune de Relizane , se situe à 3,5 kilomètre du chef-lieu de la Wilaya de Relizane .Elle est limitée :

- Au nord ,par la commune de Relizane .
- Au sud ,par la commune de sidi M'hammed benouda.
- A l'Est , par la commune de zemmoura et benabdellah.
- A l'Ouest ,par la commune de bendaoud. **Figure I.1.**

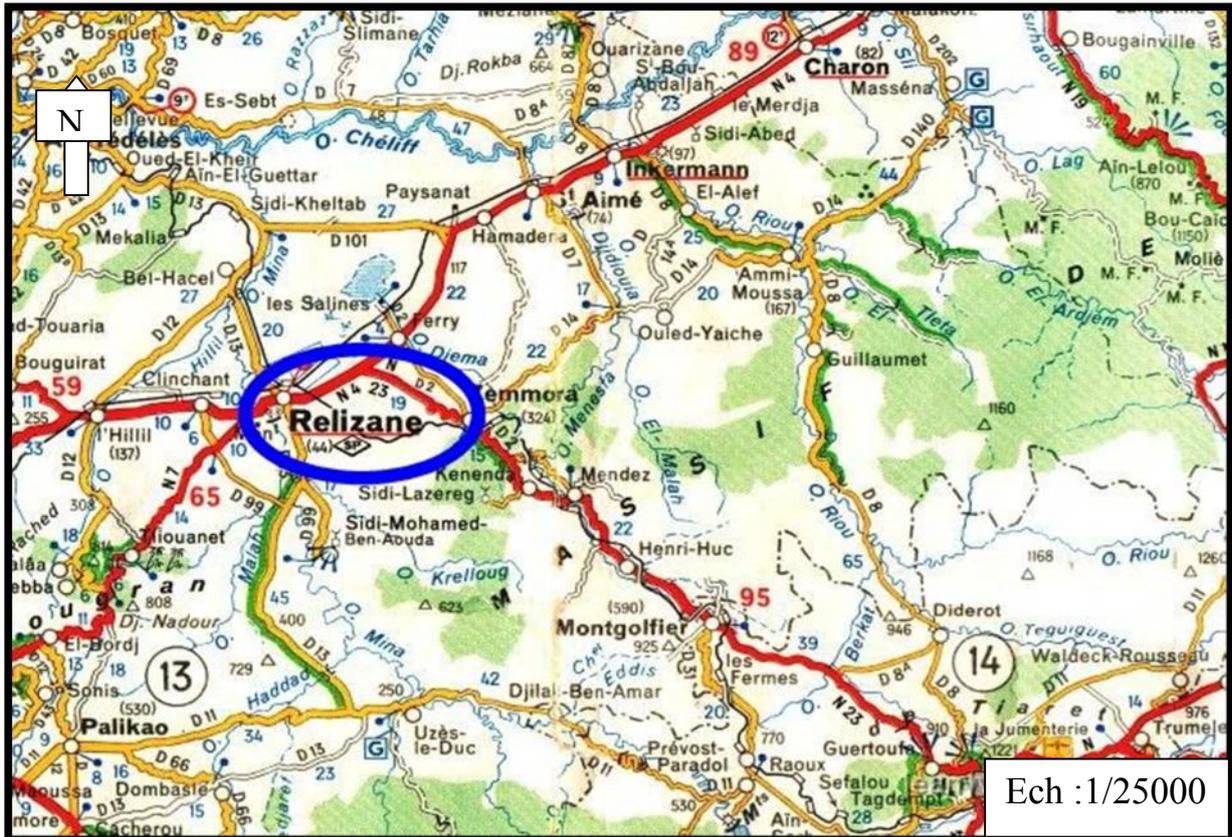


Figure I.1 : Extrait de la carte géographique de l'Algérie Nord-Ouest (Source : la carte d'état major).

I.2. Situation géologique

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser dans des conditions technico-économiques. Le périmètre urbain et des parties centrales des bassins versants du secteur d'étude se caractérisent par des formations argileuses sur une assise de marne. L'ensemble du secteur urbain se trouve situé dans une dépression inondable de très faible pente, où se déposent les sédiments, produits de l'érosion hydrique. **Figure I.2.**

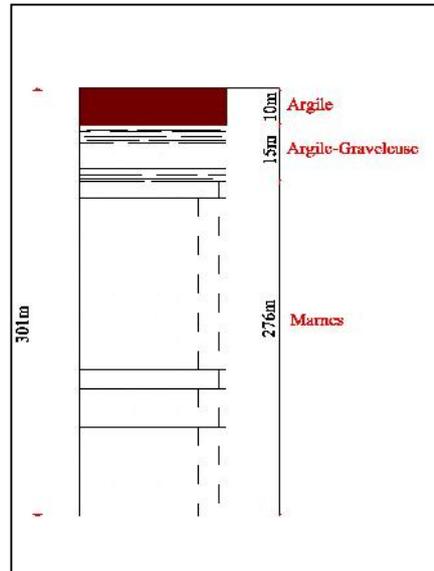


Figure I.2 : Schéma représentatif de la géologie du sol de la ville de Bormadia(source :DRE).

I.3.Situation topographique

L'étude de la topographie s'avère indispensable et joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement, vu que l'évacuation des eaux s'effectue généralement gravitairement sauf dans certains cas où le relief exige un relevage.

Deux zones distinctes ont été constatées sur le secteur d'étude, la première à l'ouest caractérisée par une faible pente d'altitude variant entre 80 et 90 m .la deuxième à l'est de forte pente d'altitude allant de 90 à 169 m .

I.4.Situation géotechnique

La wilaya de Relizane se trouve dans la zone sismique (Zone IIb oued rhiou Nord) et (Zone IIa Relizane centre et Sud). La ville de Relizane centre est caractérisée par une sismicité moyenne.

Zone III : zone d'alea sismique le plus élevé (intensité maximale) ;

Zone IIa : zone à très fort risque sismique ;

Zone IIb : zone à fort risque sismique ;

Zone I : zone à faible risque sismique ;

Zone 0 : zone à très faible risque sismique.

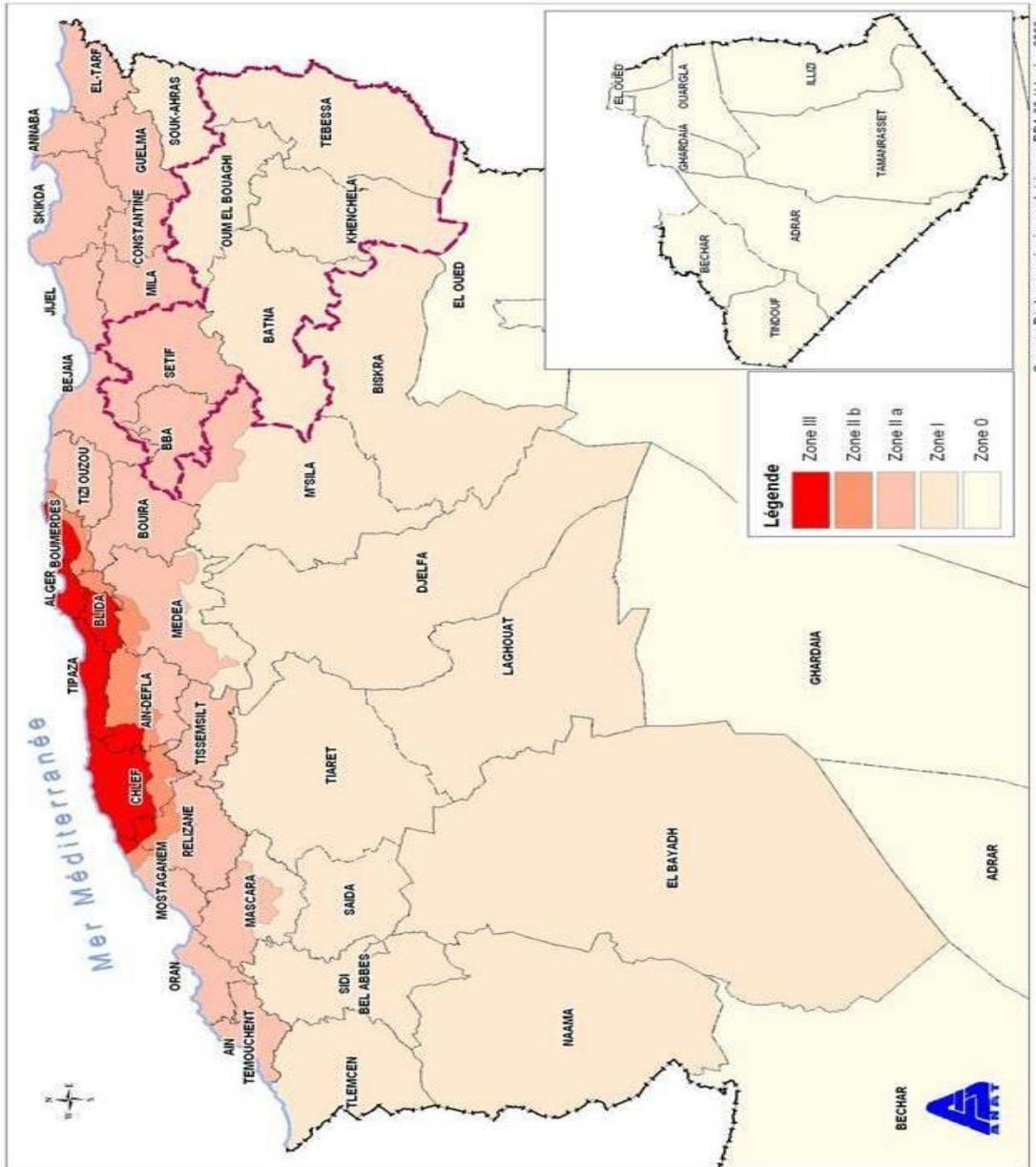


Figure I.3 : Carte de zonage sismique du territoire national (Source : Règles parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003).

1.5. Situation Hydrogéologique

L'étude hydrogéologique est un point qu'il ne faut pas négliger car la remontée des nappes phréatiques est un problème permanent qui déstabilise le réseau par l'intrusion des eaux parasites. Trois forages de reconnaissance ont été réalisés sur notre zone d'étude. Les résultats obtenus ne sont pas très satisfaisants car le débit soutiré est de 10 l/s qui reste inadéquat aux besoins de la population, donc notre zone d'étude ne connaît pas des nappes souterraines. Les résultats de la diagraphie établie auparavant affirment l'absence des nappes phréatiques.

I.6. Caractéristiques climatiques

Les coordonnées de la station météorologique susceptible de représenter notre zone d'étude figurent dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Les caractéristiques de la station de référence.

STATION	Longitude	Latitude	Altitude
MASCARA	00°18 E	35°36	474 m

Source : ONM (Relizane).

I.6.1. Température

Le tableau I.2 illustre les données relatives aux températures enregistrées à la station de Mascara et Relizane.

Tableau I.2: Moyennes mensuelles des températures de l'air en °C ; Période : 2001-2009.

MOIS	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	JAN
T(°C)	24.51	21.344	15.277	12.411	9.077	10.7	13.622	15.744	20.2	25.7	28.7	9.077

Source : ONM (Relizane).

Les valeurs moyennes mensuelles **minimale** et **maximale** correspondant aux mois de janvier (9,07°C) et d'août (28,25 °C).

La température moyenne annuelle est de 18,8 °C.

I.6.2. Vent

La force du vent est estimée d'après une échelle dite <<Echelle télégraphique>> comme suit:

0 unité	1 - 2	3 - 4	5 - 6	7 - 8	9
calme	Vent faible	Vent modéré	Vent assez fort	Vent fort	Vent violent, ouragan

Le tableau ci-après montre les variations des vitesses moyennes mensuelles du vent.

Tableau I.3 : Moyenne mensuelle des vitesses du vent Période : 2001 – 2009.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	Aout
VENT (m/s)	2.74	2.76	2.78	2.95	2.32	2.60	2.52	2.92	2.98	2.65	2.62	2.80

Source : ONM (Relizane).

La valeur de la vitesse moyenne mensuelle **maximale** et **minimale** sont enregistrées respectivement au mois juin (2,64 *m/s*) et au mois janvier (2,31 *m/s*) .

La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 2,71m/s.

Les vents dominants soufflent de l'Ouest vers le Sud-Ouest.

I.6.3. Précipitation

Le tableau I.4 présente les données des précipitations mensuelles en millimètres.

Tableau I.4: Précipitation moyenne mensuelle Période : 2001 – 2009.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	Aout
Pluie (mm)	14.33	25.44	45.55	42.66	37.2	34.9	21.7	34	30.56	2.8	1.01	3.57

Source : ONM (Relizane).

L'analyse des données pluviométriques montre que la hauteur maximale des précipitations est enregistrée au mois de novembre (45.5 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de juillet (1mm), la pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 293.44 mm.

I.6.4. Evaporation

Tableau I.5: les évaporations mensuelles moyenne Période : 2001 – 2009.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUI	Aout
Evap (mm)	160.6	116	68.93	46.31	43.36	46.84	67.46	83.3	124.9	180.3	243.6	210.1

Source :ONM (Relizane).

Elle atteint son **maximum** au mois de juillet avec une valeur de 243.62 mm et un **minimum** au mois de janvier avec une valeur de 43,36 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de : **1392.075** mm.

I.6.5. Humidité

L'humidité de l'air est donnée dans le tableau I.6:

Tableau I.6 : Humidités moyennes mensuelles.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUI	Aout
Humidié	0.45	0.58	0.58	0.47	0.59	0.47	0.41	0.46	0.42	0.38	0.41	0.32

Source : ONM (Relizane).

I.7. Situation démographique

D’après le dernier recensement de la population effectué en 2008 le nombre d’habitants global a été estimé à 30548 habitants avec un taux d’accroissement démographique de 1,6 % . (Source :APC de Relizane).

I.7.1.Evolution de la population

Pour l’estimation de la population future, nous utilisons la loi des accroissements géométriques donnée par la formule des intérêts composés :

$$P_N = P_0 (1 + T)^N \tag{I.1}$$

Avec : P_N : Population future à l’horizon 2045 ;

P_0 : Population de l’année de référence 30548 [hab] ;

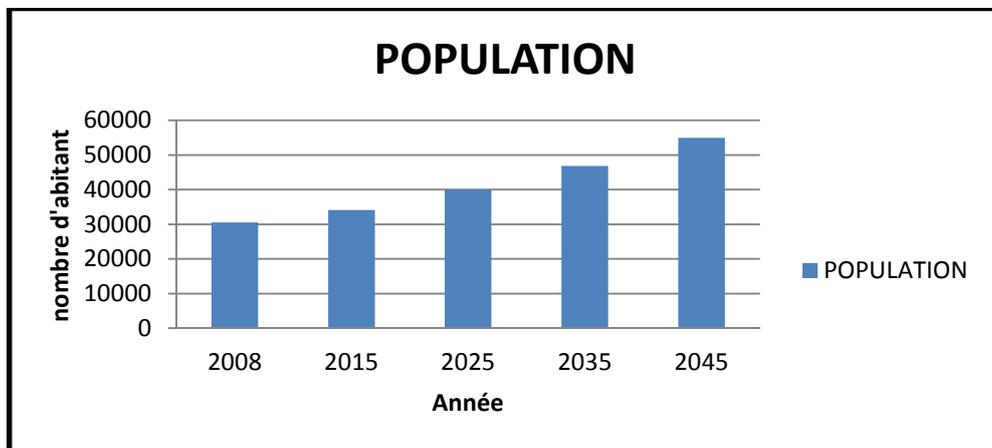
T : Taux d’accroissement : T=1,6 % ;

N : l’écart entre l’année de référence et l’année de l’horizon.

Les estimations de l’évolution de la population pour les différents horizons sont récapitulées dans le tableau I.8 et le figure I.4.

Tableau I.7: L’évolution de la Population pour différents horizons pour la ville de Barmadia.

Désignation	Population (nombre d’habitants)				
	2008	2015	2025	2035	2045
Barmadia	30548	34138	40011	46893	54960



FigureI.4 : Evolution de la population au cours des horizons d’étude.

I.8. Situation hydraulique

I.8.1 Alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable de la ville de Barmadia est assurée par le barrage Essaada (159 HM3) situé à 5km de la commune de Sidi M'hamed Benaouda et à 24km du chef-lieu de la willaya.

L'eau est acheminée gravitairement vers un bassin de décantation de 2400m³ à 8km du barrage, ensuite l'eau décantée est amenée jusqu'à la station de traitement Située dans la ville de Relizane.

L'eau traitée est refoulée à sept (07) réservoirs de stockage. La ville de Barmadia bénéficie de l'alimentation en eau potable gravitairement de ces derniers vers un réservoir de capacité de 4000m³.

a. Stockage

Le tableau suivant récapitule les différents réservoirs de chaque agglomération

Tableau I.8 : Stockage des deux agglomérations.

Commune	Réservoir (m ³)
Relizane	3x5000
	2x3000
	2x400
Bormadia	4000

Source: ADE (Relizane).

b. Le réseau de distribution

Les longueurs du réseau de distribution et d'adduction sont représentées dans le Tableau I.10 .

Tableau I.9 : Les longueurs du réseau de distribution et d'adduction d'AEP.

Réseau d'AEP	Longueur (km)
Distribution	10,8
Adduction	29

Source: ADE (Relizane).

I.8.2 .Assainissement

L'agglomération de Barmadia dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire. Le centre urbain de la ville est doté des tronçons de canalisations avec un état de dégradation avancé, plusieurs point de rejet, des regards asphaltés ou détériorés, problèmes de dépôts et des fosses septiques.

I.8.3 .Station d'épuration

Suivant les orientations du Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU), les rejets de la ville de Barmadia seront acheminés vers une station d'épuration prévue à l'aval de la commune de Relizane , pour protéger l'environnement et permettre l'exploitation des eaux épurées dans l'irrigation .

La station est dimensionnée pour une capacité de 180 000 équivalents habitants qui correspondant à un débit journalier de 21600 m³/j à l'horizon 2040.

La technique de traitement choisie pour cette station est le procédé à boues activées à faible charge pour l'élimination de la pollution liée au carbone et à l'azote avec une qualité d'eau traité conforme aux normes environnementales.

Conclusion

Ce chapitre concerne la collecte des données de notre agglomération du point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique et démographique ainsi que l'urbanisation ,afin de pouvoir procéder aux différents dimensionnements des collecteurs qui élimineront tous les points de rejet, source de pollution de l'environnement, et qui achemineront les eaux vers oued Mina ou bien vers la station d'épuration pendant la crue.

Introduction

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie. Une protection absolue nécessiterait la construction de réseaux aux dimensions excessives par les dépenses de premier établissement et d'entretien qu'elles impliqueraient; de tels ouvrages seraient en outre d'une exploitation défectueuse parce qu'ils risqueraient de favoriser la formation de dépôts fermentescibles.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h millimètres pendant une Durée de t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour « $T = 1/F$ ».

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

On entend par averse une période de forte pluie interrompue. L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie ΔH tombé en un temps Δt .

II.1.Choix de la période de retour

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

II.2.Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

En hydrologie urbaine ; il est assez rare de recourir à des données spécifiquement adaptées au projet étudié.

C'est la raison pour laquelle on s'est attaché à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en limitant leurs paramètres.

L'intensité moyenne I_m se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée dh pendant une durée donnée dt :

$$I_m = dh/dt \quad (II.1)$$

II.3. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

II.3.1. Analyse des données statistiques

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

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique.

Nom de station	Code	X(km)	Y(km)	Altitude (m)	Date de mise en service
Relizane	013505	304.25	275.3	75	1968

Source : ANRH (Relizane).

La station fournit une série comportant les précipitations mensuelles et annuelles qui s'étend sur 39 années qui commencent de 1968 jusqu'à 2007.

Tableau II.2 : série pluviométrique (station de la passerelle).

N	année	P _{jmax} (mm)	N	Année	P _{max} (mm)
1	68-69	107,52	21	88-89	62,80
2	69-70	131,04	22	89-90	48,10
3	70-71	90,10	23	90-91	86,60
4	71-72	77,10	24	91-92	62,60
5	72-73	86,10	25	92-93	57,30
6	73-74	119,80	26	93-94	51,70
7	74-75	86,30	27	94-95	56,90
8	75-76	65,30	28	95-96	113,90
9	76-77	52,80	29	96-97	97,00
10	77-78	76,00	30	97-98	70,06
11	78-79	98,20	31	98-99	56,46
12	79-80	96,40	32	99-00	78,20
13	80-81	109,60	33	00-01	105,20
14	81-82	48,80	34	01-02	85,90
15	82-83	118,70	35	02-03	54,80
16	83-84	59,10	36	03-04	76,40
17	84-85	57,60	37	04-05	72,40
18	85-86	73,30	38	05-06	84,00
19	86-87	53,40	39	06-07	93,30
20	87-88	71,60			

Source : ANRH (Relizane).

II.3.1.1. La moyenne « $\overline{P_{\max, j}}$ »

La moyenne annuelle des précipitations maximales journalières « $\overline{P_{\max, j}}$ » :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{N} = 79,29 \text{ mm} \quad (\text{II.2})$$

II.3.1.2. L'écart type « $\sigma_{P_{\max, j}}$ »

Pour N Supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{N}} \right] = 22.06 \text{ mm} \quad (\text{II.3})$$

II.3.1.3. Le coefficient de variation « C_v »

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}} = 0.278 \quad (\text{II.4})$$

II.3.1.4. L'exposant climatique

Selon les études régionales de l'ANRH (Agence Nationale Des Ressources Hydraulique) d'Alger ; l'exposant climatique est estimé à 0,36 .

II.3.2. Vérification de l'homogénéité de la série

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente.

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon ou test des rangs (le test le plus puissant des tests non paramétriques).

On divise la série complète en deux sous séries X et Y tel que:

N1 et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_2 > N_1$.

On constitue par la suite, la série X unions Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

La série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée :

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

W_x : Somme des rangs de sous sérient.

Tableau II.3 : les rangs de la série pluviométrique selon le test wilcoxon .

série X	série Y	Y U X	Rang	Rang X
107,52	73,30	131,04	1	1
131,04	53,40	119,8	2	2
90,10	71,60	118,7	3	3
77,10	62,80	113,9	4	
86,10	48,10	109,6	5	5
119,80	86,60	107,52	6	6
86,30	62,60	105,2	7	
65,30	57,30	98,2	8	8
52,80	51,70	97	9	
76,00	56,90	96,4	10	10
98,20	113,90	93,3	11	
96,40	97,00	90,1	12	12
109,60	70,06	86,6	13	
48,80	56,46	86,3	14	14
118,70	78,20	86,1	15	15
59,10	105,20	85,9	16	
57,60	85,90	84	17	
	54,80	78,2	18	
	76,40	77,1	19	19
	72,40	76,4	20	
	84,00	76	21	21
	93,30	73,3	22	
		72,4	23	
		71,6	24	
		70,06	25	
		65,3	26	26
		62,8	27	
		62,6	28	
		59,1	29	29
		57,6	30	30
		57,3	31	
		56,9	32	
		56,46	33	
		54,8	34	
		53,4	35	
		52,8	36	36
		51,7	37	
		48,8	38	38
		48,1	39	

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad (\text{II.5})$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \quad (\text{II.6})$$

D'après les calculs on a : $N_1=17$ et $N_2=22$

$$W_x = 275, \quad W_{\min} = 270,30, \quad W_{\max} = 409,70.$$

L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée :

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

II.3.3. Ajustement des pluies maximales journalières

II.3.3.1. Choix de la loi d'ajustement

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité. Après avoir calculé les caractéristiques empiriques, il faut choisir une loi de probabilité susceptible de s'ajuster d'une manière adéquate à la série d'observation.

Cette pratique revient donc à ajuster une loi théorique de répartition des fréquences à un échantillon.

Les critères de choix sont liés d'abord à un ajustement graphique. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

L'ajustement de la série des pluies maximales journalières est effectué à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), et Galton (log normale) à l'aide de logiciel Hyfran, Ainsi que les tests d'adéquation.

II.3.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \quad (\text{II.7})$$

La fonction de densité :

$$f(X) = \frac{1}{b} e^{-\frac{x-a}{b}} \cdot e^{-\frac{x-a}{b}} \quad (\text{II.8})$$

Où :

b : paramètre d'échelle (gradex) ;

a : le paramètre de position.

II.3.3.2.1. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL

- **Maximum du maximum de vraisemblance**

On aboutit au système résolutif suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{X} = b + \frac{\sum_{i=1}^n x_i e^{-\frac{x_i}{b}}}{\sum_{i=1}^n e^{-\frac{x_i}{b}}}; \\ a = b \ln \left[\frac{\sum_{i=1}^n e^{-\frac{x_i}{b}}}{b} \right] \end{array} \right. \quad \text{(II.9)}$$

(II.10)

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b} \mu_g + a \quad \text{(II.11)}$$

Où : variable réduite de Gumbel : $\mu_g = -[\ln(-\ln(F(x)))]$;

Tableau II.4 : Ajustement à la loi de Gumbel.

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
10000.0	0.9999	234	21.8	191	277
2000.0	0.9995	203	18.1	168	239
1000.0	0.9990	190	16.5	158	223
200.0	0.9950	160	12.8	135	185
100.0	0.9900	147	11.2	125	169
50.0	0.9800	133	9.62	115	152
20.0	0.9500	116	7.53	101	131
10.0	0.9000	102	5.96	90.6	114
5.0	0.8000	88.1	4.41	79.5	96.8
3.0	0.6667	76.8	3.33	70.3	83.4

Donc :

$$P_{max, j, 10\%} \approx 102 \text{ mm}$$

Son intervalle de confiance est :

$$P [90,6 < 102 < 114] = 95\%$$

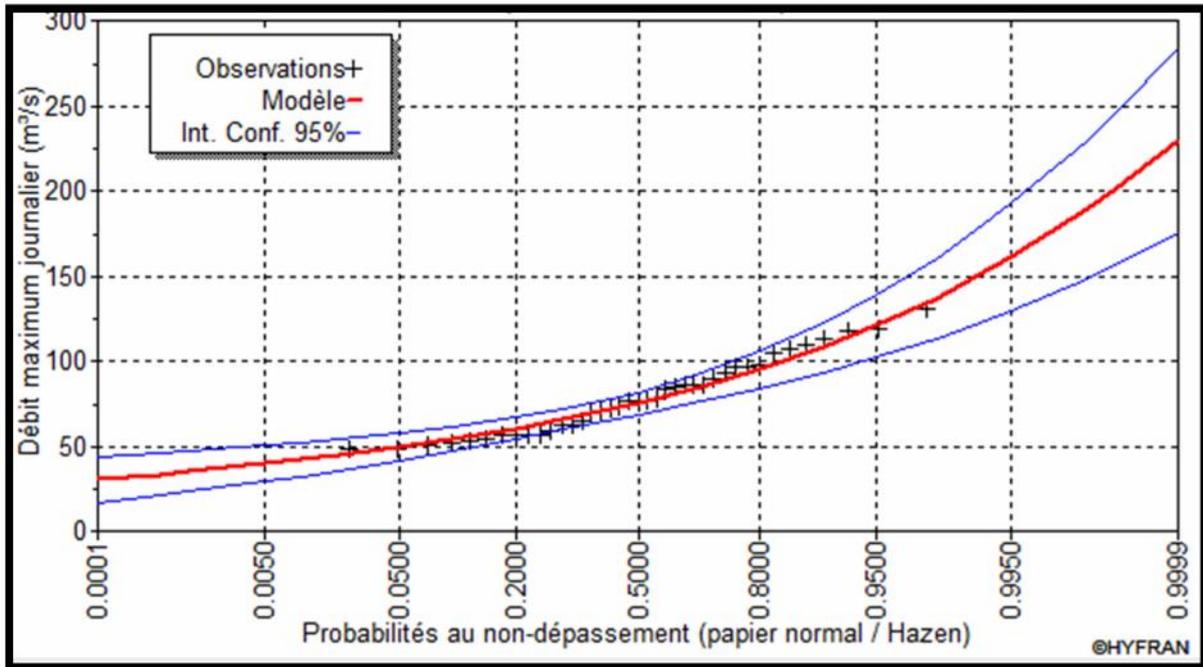


Figure II.1 : Ajustement à la loi Gumbel .

II.3.3.3. Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON)

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(X) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} .d\mu \tag{II.12}$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} . \tag{II.13}$$

Où :

a : Paramètre de position = μ_y ;

b : paramètre de forme = $\sigma_y \quad y = \ln(x-c)$;

c : borne inférieure de la distribution on prend $c = 0$.

L'équation de la droite d'ajustement reportée sur le papier Goussou -logarithmique est donnée par :

$$X = \exp(a + b \mu) \quad (II.14)$$

Où : μ : variable normale centrée réduite de la table GAUSS.

Tableau II.5 : Ajustement à la loi de Galton.

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
10000.0	0.9999	253	30.4	194	313
2000.0	0.9995	217	23.4	171	263
1000.0	0.9990	202	20.7	161	243
200.0	0.9950	168	14.9	139	197
100.0	0.9900	154	12.6	129	178
50.0	0.9800	139	10.4	119	160
20.0	0.9500	120	7.84	105	136
10.0	0.9000	105	6.05	93.6	117
5.0	0.8000	90.0	4.44	81.3	98.7
3.0	0.6667	77.6	3.44	70.9	84.4

Donc :

$$P_{max, j, 10\%} \approx 105 \text{ mm}$$

Son intervalle de confiance est :

$$P [93,6 < 105 < 117] = 95\%.$$

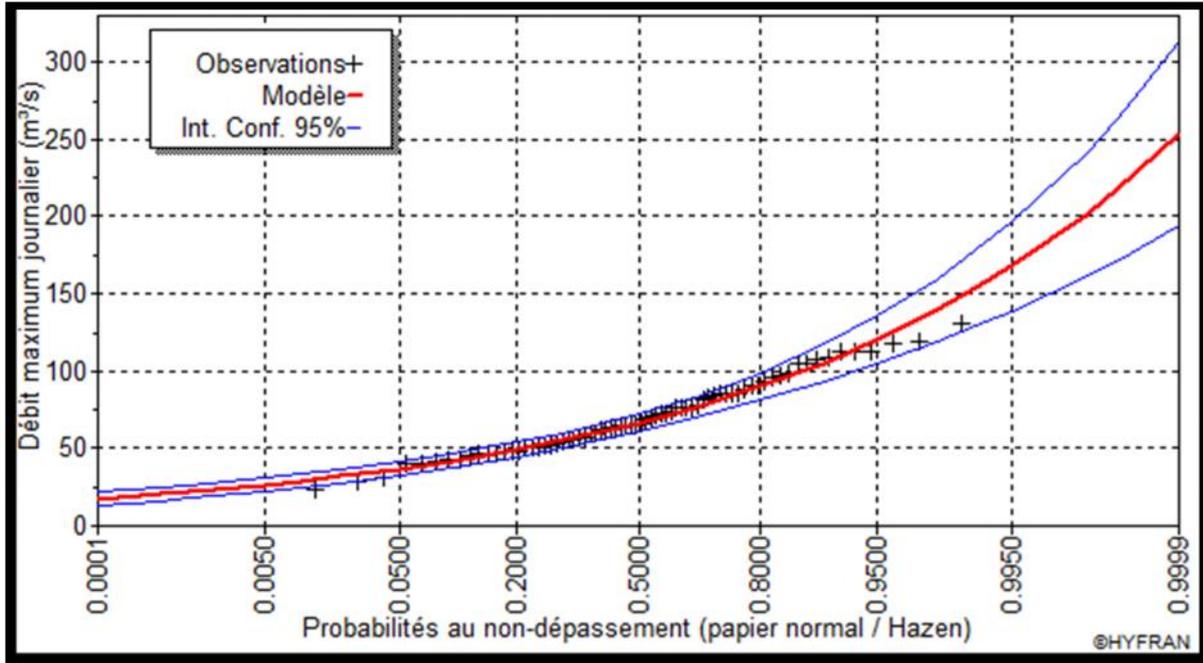


Figure II.2 : Ajustement à la loi log normale.

❑ **Test d'adéquation pour les deux lois**

On a choisi Khi 2 comme le test d'adéquation de l'ajustement, qui est utilisé pour un seuil de signification $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$,

avec : K : nombre de classe;
 m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{cal} = \sum_1^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \tag{II.15}$$

Où :

- n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i ;
- u_i : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $u > 5$;
- χ^2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

- H_0 : L'échantillon provient de la loi choisie ;
- H_1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 % si $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$.

Où : $\chi^2_{théorique}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et $\alpha = 5\%$.

Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2 (Annexe I)

Tableau II.6 : paramètre de test de χ^2

La loi choisie	Degré de liberté γ	P-value	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$
Log normale	5	0,3138	5,92	6,064
Gumbel	5	0,2404	6,74	7,289

Les résultats des tests montrent que la série s'ajuste aux deux lois .

D'après le test d'adéquation , la série s'ajuste mieux à la loi log normale car elle a moins de paramètres.

II.4. Pluie de courte durée

La connaissance des pluies de courte durée est indispensable dans de domaine de l'assainissement.

L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10ans $\bar{i}_{15mn,10\%}$ entre dans le calcul des débits pluviaux devant passer dans le collecteur.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence 15 mn nous utilisons la formule (II.16):

$$\bar{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{\max,15mn,10\%}}{15mn} \quad (\text{II.16})$$

$\bar{i}_{15mn,10\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 10% et une durée de 15mn.

$$P_{\max,t,10\%} = P_{\max,j,10\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.17})$$

b : Exposant climatique de la région de Relizane (b=0,36).

Avec : $P_{\max,j,10\%}$ est donnée par la droite de Galton.

$$\bar{i}_{t,10\%} = \frac{P_{\max,t,10\%}}{t} \quad [\text{mm/h}] \quad (\text{II.18})$$

C'est l'expression de Montanari (17) qui nous donne l'intensité moyenne maximale en fonction des diverses durées « t » pour une période de retour décennale.

Les résultats sont résumés dans le tableau II.7 et seront reportés sur les courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence) (Figure II.3), et cela pour mieux exprimer la variation de l'intensité.

Tableau II.7 : Intensité pour des différents période de retour .

T(h)	Probabilité de 5%		Probabilité de 10%		Probabilité de 20%		Probabilité de 50%	
	P _{max,t,5%} (mm)	I _{max,t,5%} (mm/h)	P _{max,t,10%} (mm)	I _{max,t,10%} (mm/h)	P _{max,t,20%} (mm)	I _{max,t,20%} (mm/h)	P _{max,t,50%} (mm)	I _{max,t,50%} (mm/h)
0.25	17.40	69.61	20.30	81.21	23.20	92.82	26.88	107.51
1	28.67	28.67	33.44	33.44	38.22	38.22	44.27	44.27
2	36.79	18.40	42.92	21.46	49.05	24.53	56.82	28.41
3	42.57	14.19	49.67	16.56	56.76	18.92	65.75	21.92
4	47.22	11.80	55.09	13.77	62.96	15.74	72.93	18.23
5	51.17	10.23	59.70	11.94	68.22	13.64	79.03	15.81
6	54.64	9.11	63.75	10.62	72.85	12.14	84.39	14.06
7	57.76	8.25	67.38	9.63	77.01	11.00	89.20	12.74
8	60.60	7.58	70.70	8.84	80.80	10.10	93.59	11.70
9	63.23	7.03	73.76	8.20	84.30	9.37	97.65	10.85
10	65.67	6.57	76.61	7.66	87.56	8.76	101.42	10.14
11	67.96	6.18	79.29	7.21	90.62	8.24	104.96	9.54
12	70.12	5.84	81.81	6.82	93.50	7.79	108.30	9.03
13	72.17	5.55	84.20	6.48	96.23	7.40	111.47	8.57
14	74.13	5.29	86.48	6.18	98.84	7.06	114.48	8.18
15	75.99	5.07	88.66	5.91	101.32	6.75	117.36	7.82
16	77.78	4.86	90.74	5.67	103.70	6.48	120.12	7.51
17	79.49	4.68	92.74	5.46	105.99	6.23	122.77	7.22
18	81.15	4.51	94.67	5.26	108.19	6.01	125.32	6.96
19	82.74	4.35	96.53	5.08	110.32	5.81	127.79	6.73
20	84.28	4.21	98.33	4.92	112.38	5.62	130.17	6.51
21	85.78	4.08	100.07	4.77	114.37	5.45	132.48	6.31
22	87.22	3.96	101.76	4.63	116.30	5.29	134.71	6.12
23	88.63	3.85	103.40	4.50	118.18	5.14	136.89	5.95
24	90.00	3.75	105.00	4.38	120.00	5.00	139.00	5.79

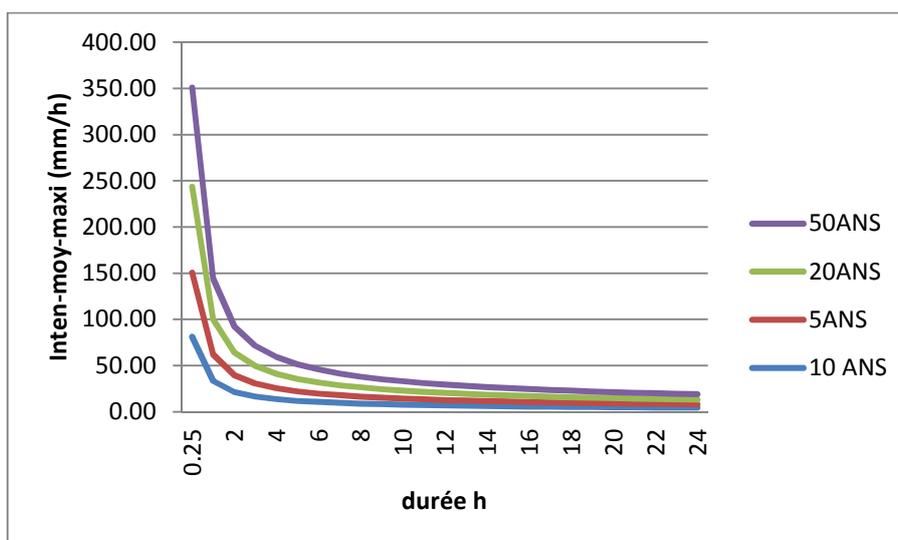


Figure II.3 : Courbes d'intensité_Durée_Fréquence.

Conclusion

L'étude hydrologique a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale de précipitation et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale):

$$i_{15 \text{ min}, 10 \%} = 81.21 \text{ mm / h}$$

D'où le débit spécifique est : $q = \frac{81.21 \times 10000}{3600} \text{ l/s. ha}$

Donc:

$$q \approx 226 \text{ l/s. ha}$$

Introduction

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération ou d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent polluer l'environnement.

Dans ce contexte, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où la contrainte de passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

Au sein de cette phase on fait l'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

III.1. Estimation de la population

D'après la formule des intérêts composés citée dans le premier chapitre, Le nombre de la population future de la ville Barmadia à l'horizon 2045 est de 54960 habitants. (Voir paragraphe I.7.1).

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

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.

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

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

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

III.3. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales

Le réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et à éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer le transit vers l'épuration des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles.

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement, mais qui peut être, dans certains cas, en écoulement forcé.

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, en fonction des contraintes particulières et suivant les textes réglementaires (normes).

III.3.1. Choix du système d'évacuation

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

- L'aspect technico-économique : une étude comparative de plusieurs variantes du point de vue système (séparatif ; unitaire ; ou pseudo séparatif).
- Il faut tenir compte les conditions de rejet car la station d'épuration ou le milieu naturel influence sur le choix .
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel par exemple : un système séparatif exige une faible pente pour le réseau d'eau usée et une forte pente pour le réseau d'eau pluvial .

Remarque

Pour cette agglomération, on constate d'après les plans topographique et urbanistique que les pentes du terrain sont faibles. Ce qui impose de grosses sections au réseau d'égout séparatif. L'exutoire est éloigné des points de collecte. On cherche toujours l'économie d'un faible encombrement de la chaussée .A la lumière de ces constatations, on opte à un système unitaire.

II.4. Définition d'un schéma d'évacuation

Un schéma d'évacuation est le dessin du système d'évacuation, liée à la topographie du bassin, le relief et la structure de l'agglomération en outre il est primordial de prendre en considération la pente, la disposition des quartiers et des routes, le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel.

III.4.1. Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

- Conditions techniques et locales du site ,du système existant ,de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- Implantations des canalisations dans le domaine public.
- ❖ Pour notre projet nous maintenons le schéma perpendiculaire .

III.5. Détermination du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est un facteur de contraction du débit qui a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, ce qui nous rend contraint d'élaborer le découpage des sous bassins de tel façon qu'il soit aussi homogène que possible afin de minimiser les erreurs sur son évaluation.

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre le volume ruisselé «V_r» et le volume total tomber sur le bassin versant «V» suivant la formule (III.1) :

$$C_r = \frac{V_r}{V} \quad (III.1)$$

Le coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- la nature de la surface du terrain ;
- la pente moyenne de la surface de ce terrain en direction de la décharge ;
- l'intensité de la pluie ;
- le pourcentage de rétention de l'eau dans les affaissements du terrain ;
- des conditions atmosphériques antérieure à la pluie par exemple (période de sécheresse ou période d'humidité) ;
- La densité de la population.

III.5.1.Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau III.1: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :

Catégorie d'urbanisation	Cr
Chaussée en béton asphaltée	0,70 – 0,95
Chaussée en brique	0,70 – 0,85
Toiture	0,75 – 0,95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0,05 – 0,10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	
- Pente abrupte	0,10 – 0,15
Terrain gazonné, sol sablonneux	0,15 – 0,20
- Plat (pente < à 2 %).	0,13 – 0,17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	
- Pente abrupte	0,18 – 0,22
	0,25 – 0,35
Entrée de garage en gravier	0,15 – 0,30

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

III.5.2.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 III.2 : 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

Tableau III.2(suite) : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population .

Densité de la population (hab / ha)	Cr
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

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

Remarque

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées (construites) en tenant compte de la densité des habitations.

III.5.3.Coefficient de ruissellement pondéré

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (III.2)$$

Avec :

A : surface totale en [ha].

Cri : Coefficient de ruissellement des bassins élémentaires (sous bassins).

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré.

Les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin sont donnés dans le tableau III.3.

Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin de barmadia.

Découpage Barmadia				
Numéro des sous bassins	Aire [ha]	Nature des sous bassins	Coefficient de ruissellement Cri	Coefficient de ruissellement pondéré Crp
B01	9.49	74 % Habitation	0.75	0.75
		20 % route	0.9	
		6 % Espace vert	0.25	
B02	5.41	36% Habitation	0.75	0.76
		42% Equipement existant	0.75	
		2% Espace vert	0.25	
		20% route	0.9	
B03	10.16	45% Habitation	0.75	0.52
		25% Espace vert	0.25	
		20% Terrain gazonné	0.17	
		10% Route	0.9	
B04	11.95	45 % Habitation	0.75	0.65
		25 % Espace vert	0.25	
		15% Equipement existant	0.75	
		15 % Route	0.9	
B05	12.14	60 % Habitation	0.75	0.72
		15% Equipement existant	0.75	
		10 % Espace vert	0.25	
		15 % route	0.9	
B06	53.47	40 % Structure	0.75	0.38
		50 % Espace vert	0.20	
		10 % Route	0.90	
B07	9.84	70% Habitation	0.75	0.76
		5% Equipement existant	0.75	
		5% Espace vert	0.25	
		20 % route	0.9	
B08	16.11	70 % Habitation	0.75	0.76
		5% Espace vert	0.25	
		25 %Route	0.9	
B09	11.88	70 % Habitation	0.75	0.76
		5% Espace vert	0.25	
		25 %Route	0.9	
B10	11.09	85% Habitation	0.75	0.77
		5% Equipement existant	0.75	
		10% Route	0.9	
B11	10.79	75% Habitation	0.75	0.77
		10 % Equipement existant	0.75	
		15% Route	0.9	
B12	13.49	70 % Habitation	0.75	0.73
		7 % Equipement existant	0.75	
		8 % Espace vert	0.25	
		15 % route	0.9	

Donc d'après la formule (III.2), le coefficient de ruissellement pondéré pour Barmadia est :

$$\text{Crp} = 0.62$$

III.5.4. Conclusion

Vu que notre agglomération a un caractère urbanisé, leurs coefficients de ruissellement sont relativement faibles vu l'influence des facteurs suivants :

- Le site est composé des terrains nus et des toitures ;
- Routes avec revêtement ;
- Les habitations denses.

III.6. Calcul de la population de chaque sous bassin

On calcule la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants en se basant sur la formule III-3 :

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{tp} \cdot A} \quad (III.3)$$

Avec :

D_i : La densité partielle pour chaque sous bassin [hab/ ha] ;

C_{tp} : Le coefficient de ruissellement pondéré ;

A : La surface totale [ha] $A=175.88$ ha ;

P_t : le nombre total d'habitants à l'horizon 2045 = 54960 hab.

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (III.4)$$

Les résultats de la répartition de la population pour les trois localités sont récapitulés dans le tableau **III.4**.

Tableau III.4 : Détermination du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin pour barmadia .

N° des sous bassins	Aire [ha]	Cri	Di [hab/ha]	Nombre d'habitants
B01	9.49	0.75	378	3587
B02	5.41	0.76	383	2072
B03	10.16	0.52	262	2662
B04	11.95	0.65	327	3908
B05	12.14	0.72	363	4407
B06	53.47	0.38	192	10266
B07	9.84	0.76	383	3769
B08	16.11	0.76	383	6170
B09	11.88	0.76	383	4550
B10	11.09	0.77	388	4302
B11	10.79	0.77	388	4186
B12	13.49	0.73	368	4964

Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- On fixe l'horizon de calcul à 2045, soit une population future de 54 960 habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma de collecte perpendiculaire.

Introduction

L'établissement d'un réseau d'assainissement est conçu pour assurer l'évacuation correcte des eaux pluviales également la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) .

Avant d'entamer le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminés, le plus rapidement possible, loin de l'agglomération .Ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon le régime adoptée et la situation géographique ainsi que topographique.

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées

L'évaluation des débits d'eaux usées nous permet de connaître les quantités de ces derniers :

- aux heures de pointes : ce qui conditionnent la détermination des sections des canalisations.
- aux flots minimaux qui permettent d'apprécier les capacités d'auto-curage des Canalisations.

IV.1.2 Evaluation des débits d'eaux usées domestiques

IV.1.2.1 Consommation en eau potable

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

- La disponibilité des ressources ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Le niveau de vie de la population.

Du point de vu développement d'urbanisme de la ville de Barmadia, les dotations pour différents horizons sont mentionnées dans le tableau **IV.1**.

Tableau IV.1 : Dotations pour différents horizons.

Année	2008	2020	2045
Dotation [l/hab.j]	150	170	200

Source : service technique de l'APC de Relizane.

IV.1.2.2 Débits usées à évacuer

Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée.

Dans notre cas, on adoptera un coefficient de rejet de l'ordre de 80% ($Crj=80\%$).

IV.1.2.3 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy},j} = (Crj \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{IV.1})$$

Avec:

$Q_{\text{moy},j}$: Le débit moyen rejeté quotidiennement en [l/s] ;

Crj : Le coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D : La dotation journalière prise égale à 200 l/j.hab ;

N : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude [hab].

IV.1.2.4 Evaluation des débits de pointe

Le régime de rejet des eaux usées est très variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy},j} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

Q_{pte} : Le débit de pointe en [l/s] ;

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

a)- Estimé de façon moyenne

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

b)-Relié à la position de la conduite dans le réseau

$$K_p = 3 \quad \text{en tête du réseau ;}$$

$$K_p = 2 \quad \text{à proximité de l'exutoire ;}$$

c)- Calculé à partir du débit moyen journalier

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (\text{IV.3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} < 2.8 \text{ l/s.}$$

Remarque

Pour notre étude le coefficient de pointe K_p est estimé à partir du débit moyen, selon la relation (IV-3).

Les débits des eaux usées des équipements et les débits de pointe des eaux usées pour chaque localité sont respectivement illustrés dans les tableaux **IV.2**, **IV.3**.

Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin de Barmadia.

N° des Sous bassins	Equipements	Unité de mesure	Nombre d'unités	Dotation [l/j.unité]	Qcons [l/j]	Qcons [l/s]	Q rej [l/s]	Qtotaleq [l/s]
B02	Lycée	Elève	1135	20	22700	0,26	0,210	0,272
	Annexe A.P.C	Fonctionnaire	12	15	180	0,002	0,002	
	Salle de soins	patient /j	50	30	1500	0,02	0,014	
	Annexe P.T.T	Fonctionnaire	10	15	150	0,00	0,001	
	Ecole primaire	Elève	185	20	3700	0,04	0,034	
	Centre de police	agent	35	15	525	0,01	0,005	
	Locaux commerciaux	personnes	25	25	625	0,01	0,006	
B04	Terrain de foot	M ²	2361	10	23610	0,27	0,219	0,522
	Terrain omnisport	M ²	656	5	3280	0,04	0,030	
	Centre culturel	Employé/stagiaire	30	15	450	0,01	0,004	
	CEM	Elève	800	20	16000	0,19	0,148	
	Bain	Personnes	120	25	3000	0,03	0,028	
	Mosquée	Fidèle	600	15	9000	0,10	0,083	
	Centre de police	Agent	20	50	1000	0,01	0,009	
B05	C.F.P.A	Elève	116	15	1740	0,02	0,016	0,030
	Salle de soins	Lit	50	30	1500	0,02	0,014	
B06	Université	Etudiant/Fonctionnaire	10266	50	513300	5,94	4,753	4,753
B07	C.E.M	Elève	743	20	14860	0,17	0,138	0,138
B09	ADE	Fonctionnaire	18	15	270	0,00	0,003	0,003
B10	Terrain omnisport	M ²	2308	5	11540	0,13	0,107	0,139
	Ecole primaire	Elève	173	20	3460	0,04	0,032	
B11	C.E.M	Elève	863	20	17260	0,20	0,160	0,160
B12	2 Ecoles primaire	Elève	1462	20	29240	0,34	0,271	0,271

Tableau IV.3 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées pour chaque sous bassin de Barmadia .

N° des sous bassins	Aire [ha]	Nombre d'habitants	Dotation [l/j.hab]	Q _{moy.j} [l/s]	K _p	Q _{pte usé} [l/s]	Q _{total.eq} [l/s]	Q _{ecp} [l/s]	Q _{eu tot} [l/s]
B01	9.49	3587	200	6,64	2,47	16,41	–	1,42	17,83
B02	5.41	2072	200	3,84	2,78	10,65	0,272	0,81	11,73
B03	10.16	2662	200	4,93	2,63	12,95	–	1,52	14,47
B04	11.95	3908	200	7,24	2,43	17,58	0,522	1,79	19,89
B05	12.14	4407	200	8,16	2,38	19,38	0,030	1,82	21,23
B06	53.47	10266	200	19,01	2,07	39,42	4,753	8,02	52,19
B07	9.84	3769	200	6,98	2,45	17,07	0,138	1,48	18,69
B08	16.11	6170	200	11,43	2,24	25,59	–	2,42	28,01
B09	11.88	4550	200	8,43	2,36	19,90	0,003	1,78	21,68
B10	11.09	4302	200	7,97	2,39	19,01	0,139	1,66	20,81
B11	10.79	4186	200	7,75	2,40	18,59	0,160	1,62	20,37
B12	13.49	4964	200	9,19	2,32	21,37	0,271	2,02	23,66

Avec :

Q_{ecp} : Le débit d'eau claire parasite en [l/s] ;

Q_{total.eq} : Le débit d'eau usée total des équipements [l/s] ;

Q_{eu total} : le débit d'eau usée total rejeté au niveau de chaque sous bassin [l/s].

IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales

IV.2.1 La méthode rationnelle

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

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires S_1, S_2, \dots, S_n délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes d'égaux temps d'écoulement), arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2\Delta t, \dots, n\Delta t$), ainsi que le montre la figure (IV.1).

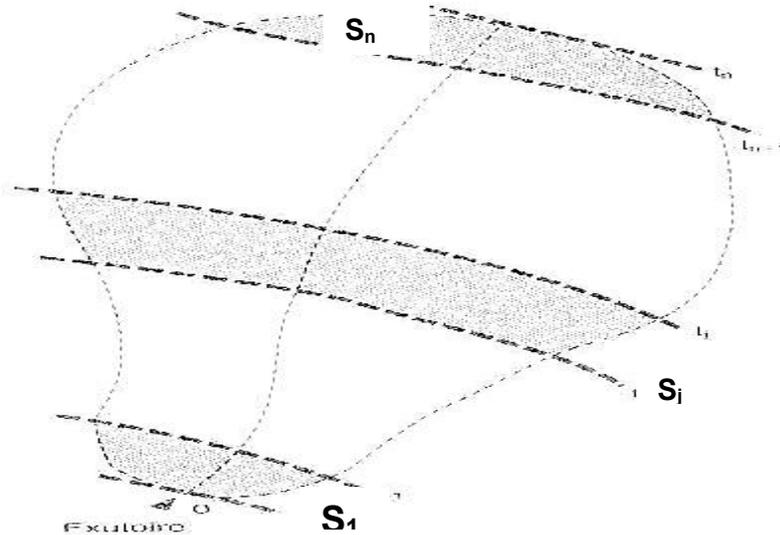


Figure IV.1 : Découpage d'un bassin en secteur.

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

$$Q = Cr.i.A \quad (IV.4)$$

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

On obtiendra alors la relation :

$$Q = \alpha.Cr.i.A \quad (IV.5)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement [l/s] ;

A : surface de l'aire d'influence [ha] ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

i : intensité de précipitation [l/s/ha].

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

IV.2.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot)

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

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

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

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^u \cdot I^v \cdot C^u \cdot S^w \quad (IV.10)$$

Où :

Q (F) : débit pluvial de fréquence f, en [m³/s] ;

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

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en [m/m] ;

C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré [ha] ;

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

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (IV.11)$$

$$v = 0.41 \cdot b(f) \quad (IV.12)$$

$$u = 1 + 0.287 \cdot b(f) \quad (IV.13)$$

$$w = 0.95 + 0.507 \cdot b(f) \quad (IV.14)$$

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

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \quad (IV.15)$$

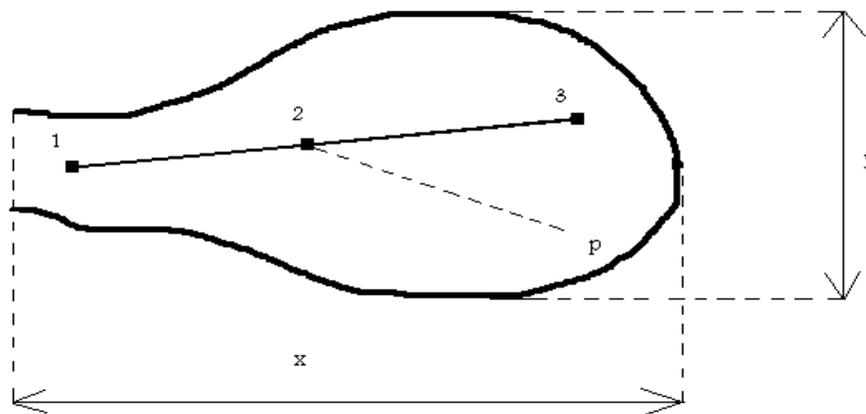
Où : I (t, f) : intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

IV.2.3 Choix de la méthode

Après avoir faire un découpage de l'aire en sous bassin en tenant compte de la nature du sol afin d'avoir une bonne estimation du coefficient de ruissèlement, la méthode rationnelle nous donne une bonne estimation du débit pluviale.

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient de correction α appel aussi coefficient réducteur d'intensité déterminé expérimentalement :

Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un collecteur 1-2-3.



Le point (p) du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul (p-2) distance du point (2) situé l'amont du tronçon d'égout étudié au point (p) du bassin considéré.

Tableau IV.5 : Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α .

p-2 (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
Y < x/2	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
Y > x/2	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
p-2 (m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y < x/2	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
Y > x/2	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

Les résultats de calcul des débits pluviaux ainsi que les débits totaux des trois localités sont reportés sur les Tableaux IV.6.

Tableau IV.6 : Evaluation des débits pluviaux pour chaque sous bassin de Barmadia.

N° des sous bassin	Aire [ha]	Cri	α	i [l/s.ha]	Q _{pl} [l/s]	Q _{eu tot} [l/s]	Q _{total} [l/s]	Q _{total} [m ³ /s]
B01	9.49	0.75	1	226	1608,56	17,83	1626,39	1,63
B02	5.41	0.76	1	226	929,22	11,73	940,95	0,94
B03	10.16	0.52	1	226	1194,00	14,47	1208,47	1,21
B04	11.95	0.65	0,99	226	1737,90	19,89	1757,79	1,76
B05	12.14	0.72	0,98	226	1935,91	21,23	1957,14	1,96
B06	53.47	0.38	0,85	226	3903,20	52,19	3955,39	3,96
B07	9.84	0.76	1	226	1690,12	18,69	1708,81	1,71
B08	16.11	0.76	0,96	226	2656,37	28,01	2684,38	2,68
B09	11.88	0.76	0,99	226	2020,10	21,68	2041,78	2,04
B10	11.09	0.77	0,99	226	1910,58	20,81	1931,39	1,93
B11	10.79	0.77	1	226	1877,68	20,37	1898,05	1,90
B12	13.49	0.73	0,98	226	2181,07	23,66	2204,73	2,20

Remarque

On remarque que le débit d’eaux usées est une fraction d’eau pluviale et les débits des eaux pluviales sont très importants, cela à cause des grandes surfaces et aussi des coefficients de ruissellement.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons évalué les différents débits à évacuer hors de l’agglomération.

La comparaison des résultats nous a permis de constater que le débit de temps sec est négligeable par rapport au débit d’eau pluviale. Vu que la ville est très urbanisée le coefficient de ruissellement équivalent obtenu pour chaque sous bassin est considérablement élevé c’est pour cela que le débit d’eau pluviale doit être évacué le plus rapidement possible.

Introduction

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

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

- _ L'évacuation rapide des matières fécales hors d'habitation.
- _ Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

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

V.1. Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global conçu en fonction de la structure de l'agglomération, l'exutoire, et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres (intérieur et extérieur).
 - Pente.
 - Les joints et leur confection.
- Les ouvrages spéciaux sont également définis par leur.
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Leurs rôles à jouer

V.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

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'entraînement des particules de sable facilement décantables.

Lorsqu'il s'agit d'un réseau d'évacuation de type unitaire les conditions d'auto curage qui doivent être satisfaites pour les débits minimum en période sèche sont les suivantes :

- Une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse de 0.3 m /s pour le (1/100) de ce même débit.

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures, donc il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

V.3. Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère Les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval ;
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section (Q_{ps}) ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :

- Périmètre mouillé (P) :** C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau en [m] ;
- Section mouillée (S) :** C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau [m²] ;
- Rayon hydraulique (R_h) :** C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé en [m] ;
- Vitesse moyenne (V) :** C'est le rapport entre le débit volumique en [m³/s] et la section mouillée en [m²].

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

$$Q = V \cdot S \tag{V.1}$$

Avec :

Q : Débit [m³/s] ;

S : Section mouillée [m²] ;

V : Vitesse d'écoulement [m/s].

Cette vitesse se calcule par différentes expressions tel que le formule de CHEZY, de MANNING et la formule de MANNING-STRICKLER.

Pour cela, la vitesse moyenne est déterminée par l'expression de MANNING-STRICKLER qui est donnée par la formule suivante :

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{i} \tag{V.2}$$

Avec :

I [m/m] : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné ;

R_h [m] : Rayon hydraulique ;

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois ; et dont Les valeurs du coefficient «K_s» sont présentées sur le tableau **V.1**.

Tableau V.1 : Le Coefficient de Manning-Strickler (k_s) en fonction de la nature des parois :

Nature des parois	K _s
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 grès	90
Conduite en PVC	100

Source : les réseaux d'assainissement. de R.BOURRIER (page : 512) .

A partir des équations (V.1) et (V.2) le diamètre sera calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (V.3)$$

Le débit à pleine section (Qps) est donné par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (V.4)$$

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite en [mm].

La vitesse en pleine section (Vps) est calculée à partir de la relation (V.2), avec le rayon hydraulique pris :

$$R = \frac{D_{nor}}{4} \quad (V.5)$$

On aura :

$$V_{ps} = K_s * (D_{nor} / 4)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \quad (V.6)$$

➤ **Rapport des hauteurs :**

$$R_h = -11,423 Rq^6 + 40,641 Rq^5 - 55,497 Rq^4 + 37,115 Rq^3 - 12,857 Rq^2 + 2,8373 Rq + 0,0359. \quad (V.7)$$

➤ **Rapport des vitesses :**

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

Par la suite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$\diamond R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v V_{ps} \quad (V.9)$$

$$\diamond R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h D_{nor} \quad (V.10)$$

$$\diamond R_{v\ min} = V_{min} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{min} = R_{v\ min} V_{ps} \quad (V.11)$$

$$\diamond R_{h\ min} = H_{min} / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H_{min} = R_{h\ min} D_{nor} \quad (V.12)$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage on a deux conditions à vérifier :

- Condition 1 : Vitesse d'écoulement ($V \geq 1.00 \text{ m/s}$)
- Condition 2: $V_{\min} > 0.60 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{PS} / 10)$
 $V_{\min} > 0.30 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{PS} / 100)$

V.4. Principe de tracé des collecteurs

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

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

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

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

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

- la résistance au gel des canalisations : L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations dépend du climat local (1.2 à 1.6m).
- Dans le cas où la nappe est proche de la surface du sol ; le tracé choisi doit l'éviter dans toute la mesure du possible pour limiter le problème de pose de canalisation, sinon, il faut analyser les eaux afin de choisir le matériau de la canalisation ; il faut veiller à l'étanchéité des canalisations et des joints afin d'éviter de drainer la nappe.

Les résultats de calcul des dimensions des collecteurs et des paramètres hydrauliques (condition d'écoulement et la vitesse d'auto curage) sont reportés dans les tableaux **V.2, V. 3, V.4, V.5 ,V.6 et V.7(voir l'annexe N°02)** .

Conclusion

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

Etant donné que dans la plupart des cas la condition d'auto curage est satisfaisante ($V > 0.3 \text{ m/s}$), ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons ($V < 5 \text{ m/s}$), donc on ne prévoit pas la mise en place des chasses automatiques. Il suffit d'utiliser périodiquement des engins de curage mobile.

Introduction

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

Il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvement de terrain. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité. Les ouvrages d'Assainissement comprennent des éléments constitutifs du réseau d'égout et des ouvrages annexes .

VI.1. Les canalisations

Les canalisations des réseaux d'Assainissement sont constituées de tuyaux généralement circulaires, mais on peut rencontrer d'autres formes (rectangulaires, ovoïdes...). La forme circulaire est très simple à fabriquer comme elle peut être utilisée pour les grandes sections avec des diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre.

VI.1.1. Choix du type de canalisation

Pour faire le choix des différents types de conduite on doit tenir compte de :

- Des pentes du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées ;
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

Pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton armé 135A de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne étanchéité.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Disponibilité sur le marché national.

Tableau VI.1: Caractéristiques du tuyau en béton armé 135 A.

Diamètre nominal (mm)	Charge de rupture R(daN)	Epaisseur e
300	4050	37
400	5400	45
500	6750	53
600	8100	62
800	10800	80
1000	13500	100
1200	16200	120
1400	18900	140
1500	20250	148
1600	21600	155
1800	24300	170
2000	27000	180
2200	29700	200
2500	33750	225
2800	37800	250
3000	40500	270
3200	43200	290
3500	47250	315

VI.2.3.Les regards

Les regards ou les Ouvrages d'accès au réseau sont fabriqués à partir de nombreux matériaux de fabrication tels que le béton, l'acier, l'aluminium, la fonte, les polymères... ; en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau.les types de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- **Regard simple** : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.

- **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 .

- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.

- **Regard double** : pour le cas d'un système séparatif plus précisément dans les quartiers où le tracé est commun pour les deux canalisations véhiculant les eaux de différentes natures ,il serait plus avantageux de prévoir un regard commun aux deux canalisations .

- **Regard toboggan** : en cas d'exhaussement de remous .

- **Regard de chute** : 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(terrain forte pente).

VI.2.3.1.Dimensionnement des regards de chute

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes :

$$L = Vt \quad (VI.1)$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 \quad (VI.2)$$

Avec :

$$t = \frac{L}{V} \quad (VI.3)$$

Ou : L : Largueur du regard (m).

y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite. (m/s).

D'apres les trois équations on aura : $L = \sqrt{\frac{2y}{g}}.V$ (m) (VI.4)

VI.2.3.2.Exemple de dimensionnement

Pour les regards de chute leur dimensionnement est reporté dans le tableau VI.2.

Tableau VI.2 : dimensionnement des regards .

Regard de chute	Vitesse (m/s)	Profondeur Y (m)	Largueur L (m)
Rc31	3.15	1.5	1.74
Rc32	3.97	2.4	2.78
Rc33	3.91	2	2.50
Rc34	3.94	2.51	2.82
Rc35	3.65	2.5	2.61
Rc36	3.62	2.5	2.58

Remarque

Après avoir calculé les largeurs des regards nous avons remarqués que nous avons trouvés des valeurs importantes et inacceptables à cette effet nous proposons de mettre en place des **défecteurs** au niveau des regards, qui sont en acier de forme demi cylindrique. Et ces défauteurs protègent les parois du regard de l'érosion due à la grande vitesse de l'effluent entrant au regard.

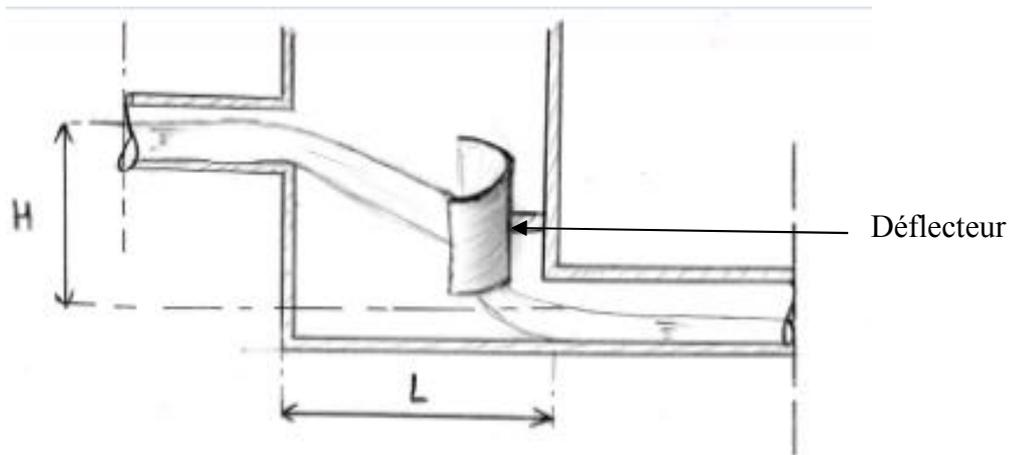


Figure VI.15: Exemple d'un regard de chute avec défauteur.

VI.2.4 Déversoirs d'orage

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 et d'éviter les débordements.

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

VI.2.4.1 Emplacement des déversoirs d'orage

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit ;
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur ;
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- La topographie du site et La variations des pentes.

VI.2.3.2. Dimensionnement des déversoirs d'orage

Pour notre projet , nous avons un seul déversoir d'orage type latéral sera placé dans la partie terminale du collecteur intercepteur (au niveau du tronçon 99-DO).

- **Les données de base**

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

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$

-Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = 3 \cdot Q_{US} ;$$

-Le débit déversé vers l'Oued:

$$Q_{dév} = Q_T - Q_{ST}$$

-On détermine la valeur de la lame déversée ($H_{dév}$) qui est la différence entre la hauteur d'eau dans le collecteur amont (H_{am}) et la hauteur du seuil déversant (H_{seuil}).

-On détermine la longueur du seuil déversant (L) par la formule VI.6.

a) -Dimensionnement du DO

* Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 2000$ mm ;
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 19,96$ m³/s ;
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 21,44$ m³/s ;
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,270$ m³/s ;
- la pente moyenne : $I = 0,007$ m /ml ;

***Détermination du débit de la STEP**

On suppose une dilution de 3 pour la station c'est-à-dire 2 L d'eau pluviale avec un 1 L d'eau usée .

Dans le tronçon 98-DO , le débit usée est de 0,270 m³/s alors le débit qui sera dirigé vers la station d'épuration avec la dilution de 3 est :

$$Q_{step} = 3 * Q_{usée} = 3 * 0,270 = 0,810 \text{ m}^3/\text{s} .$$

***Détermination du débit déversé**

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step}$$

$$Q_{cr} = Q_T * Z$$

$$\text{Avec } Z = 1 - \frac{T_c}{100} .$$

Z= coefficient de retardement .

t_c= temps de concentration (min).

- Pour le cas de notre agglomération qui a un fort pourcentage d'urbanisation, on considère : t_c = t₁ + t₂ pour la majorité des cas.

Où t₁ : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \text{ (min)} ;$$

t₂ : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

Avec :

L(m) : la longueur entre deux regards

V(m/s) : la vitesse d'écoulement.

Tableau VI.3 : calcul du temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

Tronçon	Distance (m)	V(m/s)	t _i (mn)	Cumulé (mn)
R1-R2	24.84	3.11	0.133	0.133
R2-R3	33.92	3.10	0.182	0.315
R3-R4	31	3.10	0.167	0.482
R4-R5	31.41	3.08	0.170	0.652
R5-R6	36.6	3.12	0.196	0.848
R6-R7	32.95	1.21	0.454	1.301
R7-R8	31.91	1.41	0.377	1.679
R8-R9	41.77	1.62	0.430	2.108
R9-R10	42.92	1.49	0.480	2.588
R10-R11	33.74	2.36	0.238	2.827
R11-R12	34.44	2.34	0.245	3.072
R12-R13	38.82	2.38	0.272	3.344
R13-R14	40.24	2.34	0.287	3.631
R14-R15	32.87	2.30	0.238	3.869
R15-R16	33.13	2.38	0.232	4.101
R16-R17	40.85	2.32	0.293	4.394
R17-R18	34.43	2.34	0.245	4.639
R18-R19	36.33	2.37	0.255	4.895
R19-R20	37.56	2.33	0.269	5.164
R20-R21	43.35	2.33	0.310	5.474
R21-R22	47.54	2.37	0.334	5.808
R22-R80	30.76	1.98	0.259	6.067
R80-R81	49.99	1.93	0.432	6.499
R81-R82	50	1.93	0.432	6.930
R82-R83	50	1.93	0.432	7.362
R83-R84	50	1.93	0.432	7.794
R84-R85	50	1.93	0.432	8.226
R85-R86	50	1.93	0.432	8.657
R86-R87	32.07	1.87	0.286	8.943
R87-R88	67.93	2.49	0.455	9.398
R88-R89	50	2.45	0.340	9.738
R89-R90	50	2.45	0.340	10.078
R90-R91	50	2.45	0.340	10.418
R91-R92	50	4.07	0.205	10.623
R92-R93	50	4.07	0.205	10.828
R93-R94	50	4.38	0.190	11.018
R94-R95	61.67	3.96	0.260	11.278
R95-R96	38.33	6.94	0.092	11.370
R96-R97	50	6.80	0.123	11.492
R97-R98	68.77	6.64	0.173	11.665
R98-R99	31.23	8.89	0.059	11.723
R99-DO	55.11	7.64	0.120	11.844

En prend :

$$t_2 = 10 \text{ min}$$

Donc :

$$t_c = 11.844 + 10 = 21.84 \text{ min .}$$

$$\mathbf{Z = 0.78 .}$$

*Détermination du débit critique

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.78 * 19.96 = 15.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{cr} = 15.60 \text{ m}^3/\text{s} .}$$

Donc :

$$\text{Le débit total : } Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 15.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{dev} = 14.79 \text{ m}^3 / \text{s} .}$$

*Détermination de la hauteur amont

D'après le tronçon 98-DO : $Q_{ps} = 21.44 \text{ m}^3/\text{s}$;

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$\mathbf{R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}}}$$

$$\text{et } \mathbf{R_h = \frac{H_{st}}{D_e}}$$

$$R_Q = 0.73$$

d'après l'abaque N°2 (en Annexe II) $R_h = f(R_Q)$ $R_h = 0.64$

$$h_{step} = D_e \cdot R_h = 2000 * 0.64 = 1280 \text{ mm}$$

$$\mathbf{h_{step} = 1280 \text{ mm} .}$$

***Détermination de la hauteur du seuil**

On doit calculer :

$$R_{cr}=0.038 \quad \text{d'après l'abaque N}^{\circ}2(\text{en annexe II}) \quad R_h = f(R_Q) \quad R_{hcr}=0.06$$

$$h_{cr}=120 \text{ mm}$$

***Détermination de la hauteur du déversé**

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

$$h_{dév}=h_{amont}-h_{seuil}=1280 - 120 =1160 \text{ mm} ;$$

$$h_{dév}=1160 \text{ mm.}$$

***Détermination de la longueur du déversoir**

On applique la formule de BAZIN

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

$Q_{dév}$: Débit déversé [m^3/s] ;

μ : Coefficient de débit exprimé, d'après la formule de Bazin (μ moyen = 0.40) ;

H : Hauteur moyenne de charge [m] mesurée dans les conditions définies précédemment.

Donc :

$$L = \frac{Q_{dév}}{0,4 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

$$L= 6.68 \text{ m .}$$

On prend la largeur du déversoir de 6.68 m.

***Détermination de la conduite transitant le débit vers Oued Mina (Emissaire)**

La pente moyenne $l_{moy} = 0.05$, $Q_{dév}=14.79(m^3/s)$;

D'après le programme de calcul : $D_{em}=1500mm$.

TableauVI.4 : les caractéristiques du déversoir d'orage .

	De (mm)	Qt (m^3/s)	Qps (m^3/s)	Qstep (m^3/s)	Qdév (m^3/s)	Hstep (mm)	Hdév (mm)	L (m)
DO	1500	19,96	21,44	0,810	14.79	1280	1160	6.68

VI.2.3.3. Les ouvrages annexes du déversoir d'orage

1- Chambre de tranquillisation et de dessablement

située à l'amont du déversoir d'orage a pour but en réduisant la vitesse du flux, d'assurer une décantation des matières en suspension les plus lourdes et de faire remonter en surface les flottants.

2- les grilles et les dégrilleurs

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

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage.

Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent des grilles à barreaux placés en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass.

La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser (0.5 à 1.5 m/s).

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

Dans certaines installations l'encrassement des grilles crée une perte de charge qui fait monter le niveau amont.

Dans notre projet les grilles seront placées juste à l'entrée des déversoirs d'orage.

* Dimensionnement de La grille :

On a la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

- ✓ L : Longueur de la grille.
- ✓ α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°.
- ✓ h max : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{\max} = (0,15 - 1.5)$.

- ✓ β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \quad (VI.8)$$

Tel que :

- ✓ d : épaisseur des barreaux (cm).
- ✓ e : espacement des barreaux (cm).

Tableau VI.5: Espacement et épaisseur des barreaux.

paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5à10	0,3 à 1

σ : Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle : $\sigma := 0.25$
- La grille mécanique : $\sigma := 0.5$
- ✓ S : Section mouillée de la grille

$$S = \frac{Q_{pts}}{V} \quad (VI.9)$$

- ✓ Q_{pts} : Débit de pointe a temps sec (m³/s).
- ✓ V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

Vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux, peut aller de 0,4 m/s à 1,5 m/s.

Une vitesse de passage inférieure à 0.4m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{pts} \cdot \sin \alpha}{V \times h_{max} (1 - \beta) \sigma} (m)$$

*** le calcul :**

On prend :

- ✓ $\alpha = 60^\circ$
- ✓ $Q_{ts} = 0,270 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $Q_{pts} = 0.432 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $V = 1,3 \text{ m/s}$
- ✓ $h_{max} = 0.8 \text{ m}$
- ✓ $d = 2 \text{ cm}$

- ✓ $e=5\text{cm}$
- ✓ $\beta =0.25$
- ✓ $\sigma : =0,5$ (grille automatique).

Alors :
$$L = \frac{0,432 * \sin 60}{0,8 * 1,3 * (1 - 0,25) * 0,5} \Rightarrow L=0.96 \text{ m.}$$

En vue de protéger le déversoir, on prévoit une grille juste à l'entrée de ce déversoir avec les caractéristiques suivantes :

- Longueur de la grille : $L=1 \text{ m.}$
- Largeur de barreau : $l=2 \text{ cm.}$
- Espacement des barreaux : $e=7,5 \text{ cm.}$
- Nombre de barreaux : $n=13$ barreaux.

Conclusion

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

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en béton et béton armé.

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

- un déversoir d'orage de types latéral.
- Les regards et un bassin de dessablement.

Introduction

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

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

VII.1.Emplacement des canalisations

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

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

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

VII.2. Exécution des travaux

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

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

VII.3. Choix des engins

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

A- Pour le décapage de la couche de la terre végétale

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

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

-Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.

-Une couronne circulaire.

-Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins.

A.1 Utilisation des niveleuses

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

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

B- Pour l'excavation des tranchées

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

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

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

C- Pour le remblaiement des tranchées

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

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

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

D- Pour le compactage

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

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

VII.4. Devis quantitatif et estimatif

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

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

Les différentes taches effectuées par ordre chronologique sont :

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

VII.4.1. Détermination des différents volumes

A) Volume de la couche de goudron

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad (\text{VII.11})$$

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

B) Volume des déblais des tranchées

$$V_{ded} = B . L . H \quad (\text{VII.12})$$

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

- H : Profondeur de la tranchée en (m).

C) Volume du lit du sable

$$V_{ls} = e.L.B \quad (VII.13)$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D) Volume occupé par les conduites

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \quad (VII.14)$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

E) Volume du remblai

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (VII.15)$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

F/Volume excédentaire

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \quad (VII.16)$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$\text{Tel que } V_f = V_{deb} . K_f \quad (VII.17)$$

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

$$K_f = 1,33$$

Les volumes est représenté dans le tableau VII.1.

Tableau VII.1: Volumes des travaux en m³.

Vdec (m ³)	Vdeb (m ³)	Vi.s (m ³)	Vo.c (m ³)	Vremb (m ³)	Vexcé (m ³)
10012.95	124691.59	11354.93	20764.69	82559.02	83280.79

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

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M ³	10012.95	200,00	2002590,00
2	Déblai	M ³	124691.59	300,00	37407477,00
3	Pose du lit de sable	M ³	11354.93	1500,00	17032395,00
4	Remblai de la tranchée	M ³	82559.02	350,00	28895657,00
5	Evacuation des déblaies excédentaires	M ³	83280.79	180,00	14990542.20
B	Canalisation en Béton Armé				
1	800	M ³	1651	46000,00	75946000,00
2	1000	M ³	35.21	46000,00	1619660,00
3	1200	M ³	113.53	46000,00	5222380,00
4	1400	M ³	366.29	46000,00	16849340,00
5	1500	M ³	111.49	46000,00	5128540,00
6	1800	M ³	748.59	46000,00	34435140,00
7	2000	M ³	287.82	46000,00	13239720,00
8	2500	M ³	506	46000,00	23276000,00
C	Construction				
1	des regards de jonction	U	50	30000,00	3360000,00
	des regards de visite		55	30000,00	
	des regards de chute		6	35000,00	
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	26000,00	26000,00
	THT				279405441,00
	TVA 17%				47498925,00
	TTC				326904366,00

VII.5. Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

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

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard.

MT : marge totale.

Tableau VII.3 : détermination des délais.

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

➤ Le chemin critique

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

$$\sum TR = 210 \text{ jours} .$$

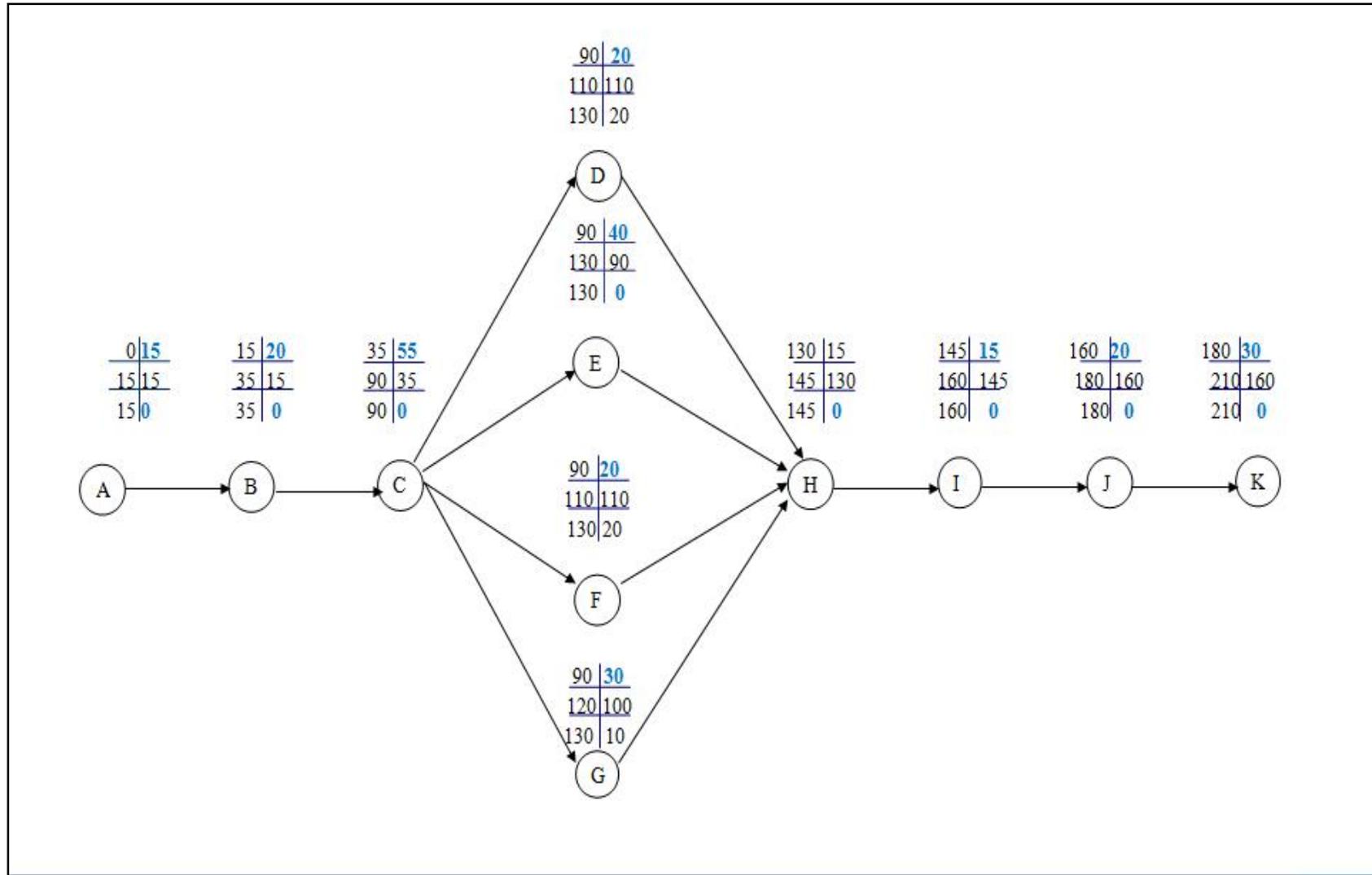


Figure VII.9: Réseau à nœuds .

Conclusion

En Algérie, la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante ; c'est l'absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels. Jusqu'à présent, on procède uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage ; il s'agit donc essentiellement d'opérations de nettoyage.

Cette maintenance est effectuée pour les réseaux visitable par des grandes entreprises, par contre pour les réseaux non visitable c'est l'A.P.C qui s'en charge des travaux d'entretiens.

Durant les dernières décennies, l'investissement a représenté l'effort principal des collectivités locales. L'entretien et la conservation des patrimoines, jusqu'ici quelque peu négligés, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possible, c'est-à-dire des économies en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majeure le coût de restauration.

En effet, qui dit assainissement dit hygiène, santé, protection d'environnement, organisation de la ville et, somme toute, paisible vie de l'homme.

Les données relatives à la confection de ce mémoire sont extraites des différents documents mis à notre disposition par les différents organismes.

L'exploitation de ces informations s'est faite en tenant compte de l'objectif qui est dimensionnement du réseau d'assainissement et des fosses septique de la ville de Barmadia.

La suppression des rejets dans le milieu naturel a nécessité l'implantation d'un réseau unitaire et gravitaire avec schéma perpendiculaire les diamètres des collecteurs varie entre 400mm et 2500 mm , on a aussi un seul déversoir d'orage et un seul point de rejet qui déverse dans le point de rejet qui est oued Mina , et tous cela pour améliorer les conditions d'hygiène de notre agglomération.

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

Créer un réseau d'assainissement est une dépense d'investissement relativement ; importante ce qui nécessite l'entretien, l'exploitation et la gestion qui restent indispensables pour que le réseau soit fonctionnel et durable.

Enfin, nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable et plus rigoureux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **TOUAIBIA. B. 2004** « Manuel pratique d'hydrologie». Presses Madani Frères. Guerrouaou. Blida.166p.
- **SALAH. B. 2014** ASSAINISSEMENT DES EAUX USEE ET PLUVIAUX DES AGGLOMERATION, ENSH. Blida.
- **MARC. S ET BECHIR. S 1999** Guide technique de l'assainissement,3^{eme} édition, 2006 . Le Moniteur Editions ; Paris. France.
- Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.
- Tiré des normes suisses SNV (Service National des Vocations) 640 351.
- **BOURIER. 1997** GUIDE DE CONCEPTION ET DE GESTION DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT UNITAIRES.11, rue Lavoisier f 75384 Paris Cedex 08. France.374P.
- **GOMELLA.C ET GUERREE.H. 1986** «Guide technique de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales». 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. France.
- **Monchy, H.** Mémento d'assainissement: mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement, Paris: Eyrolles, 1974.- 125p.
- **BELAOUAKLI, B. 2015,** (Cours organisation de chantier2), école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.

ANNEXE I

Annexe 2. Table du χ^2

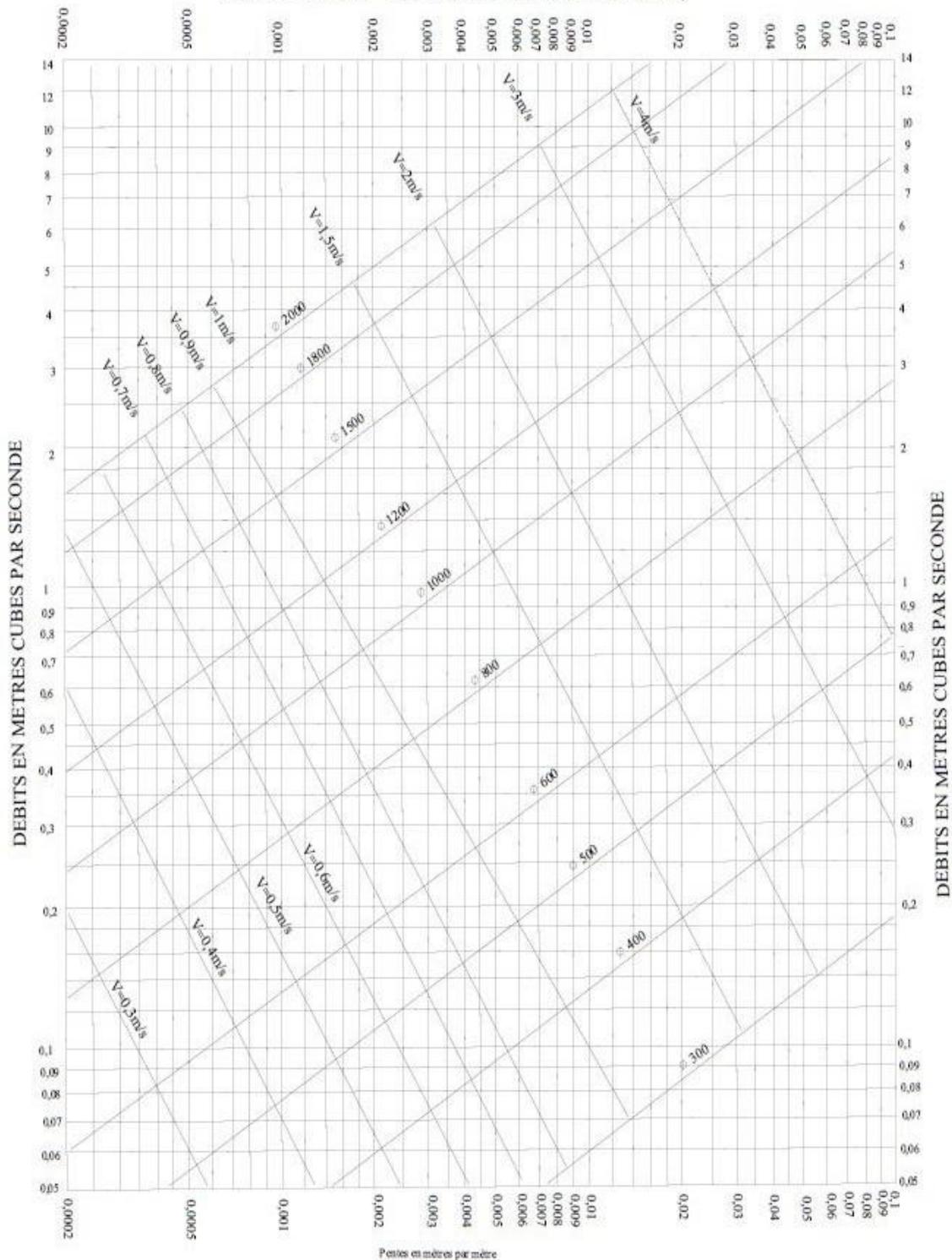
P Y	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	54.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ

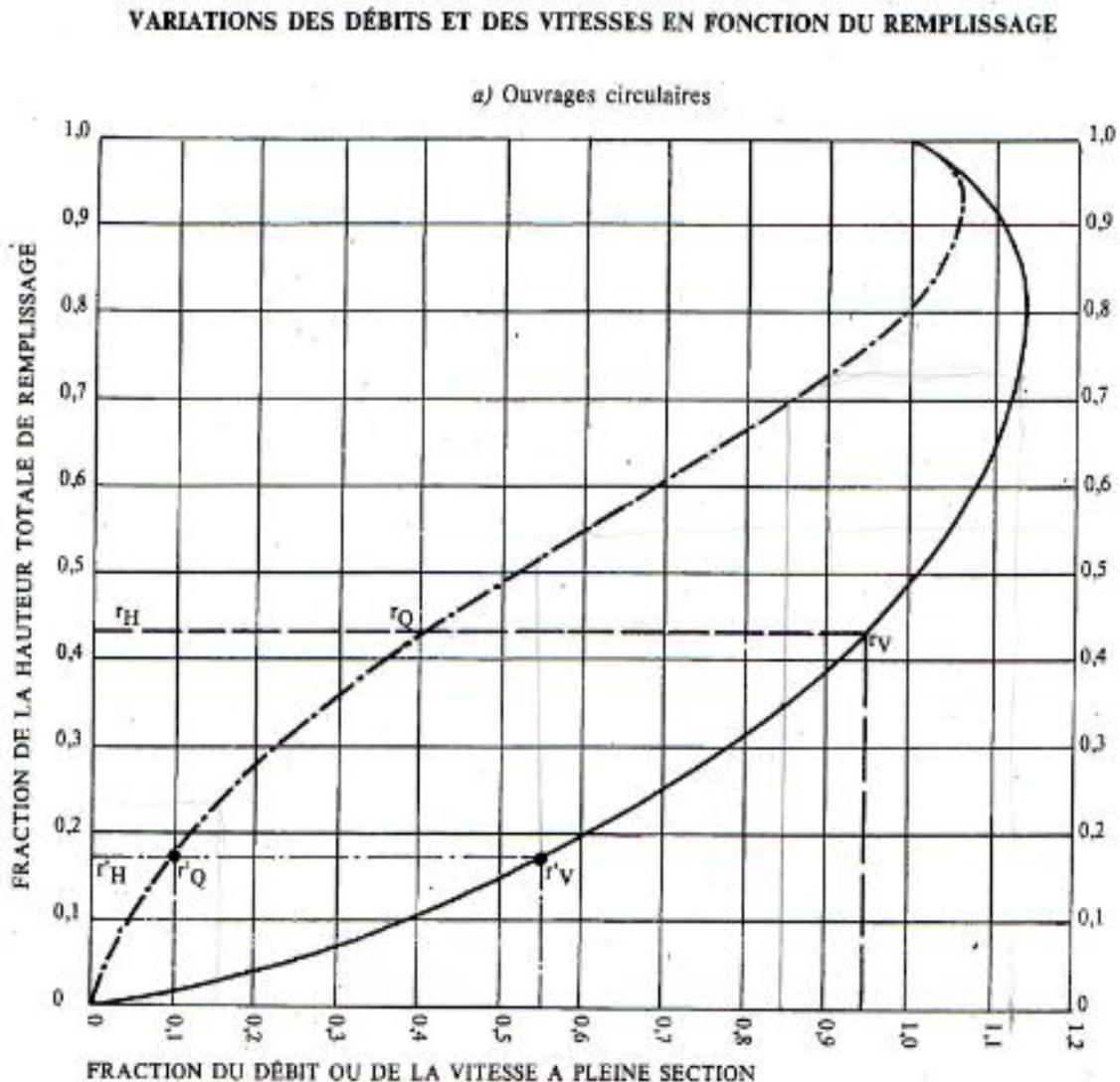
ANNEXE II

Abaque N°1 : Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

RESEAUX PLUVIAUX EN SYSTEME UNITAIRE OU SEPARATIF (Canalisations circulaires-Formule de Bazin)



Abaque N°2 : Les rapports r_H , r_V , r_Q



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{pg}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

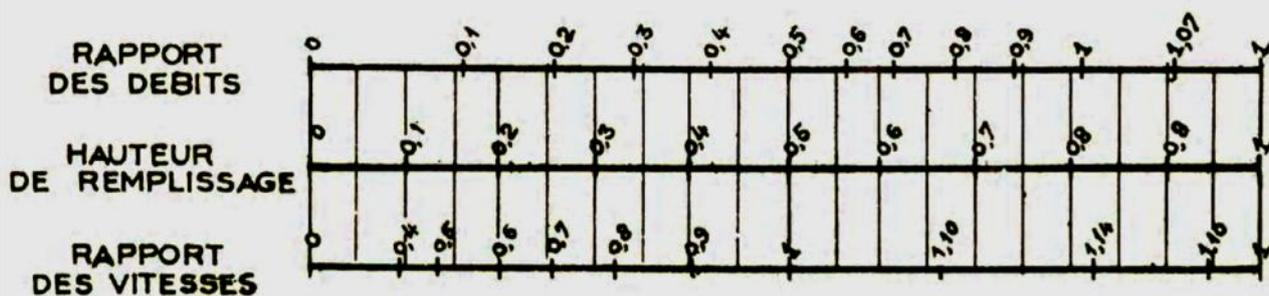
Abaque N°3 : Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

ANNEXE X

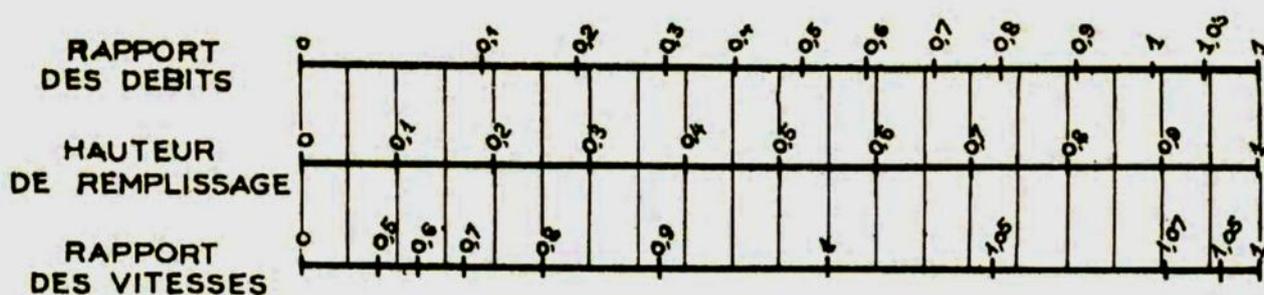
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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

ANNEXE III

Tableau V.2: calcul hydraulique du collecteur principal 01 .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R1-R2	84.97	84.63	81.47	81.22	24.84	0.0101	1.63	0.87	1000	2.78	1.77	0.921	0.009	1.118	0.284	0.77	0.059	3.11	0.79	690.52	53.22	Autocurage vérifie
R2-R3	84.63	84.21	81.22	80.88	33.92	0.0100	1.63	0.87	1000	2.78	1.77	0.922	0.009	1.118	0.284	0.77	0.059	3.10	0.79	692.15	53.27	Autocurage vérifie
R3-R4	84.21	83.84	80.88	80.57	31	0.0100	1.63	0.87	1000	2.77	1.77	0.923	0.009	1.118	0.284	0.77	0.059	3.10	0.79	693.11	53.29	Autocurage vérifie
R4-R5	83.84	83.45	80.57	80.26	31.41	0.0099	1.63	0.88	1000	2.76	1.75	0.930	0.009	1.119	0.284	0.78	0.059	3.08	0.78	698.50	53.42	Autocurage vérifie
R5-R6	83.45	83.05	80.26	79.89	36.6	0.0101	1.63	0.87	1000	2.79	1.77	0.918	0.008	1.117	0.284	0.77	0.059	3.12	0.79	688.74	53.18	Autocurage vérifie
R6-R7	83.05	83.22	79.89	79.78	32.95	0.0033	1.63	1.07	1200	1.72	1.35	1.207	0.011	0.704	0.301	1.00	0.066	1.21	0.52	997.97	66.01	Autocurage vérifie
R7-R8	83.22	83.41	79.78	79.67	31.91	0.0034	1.63	1.07	1200	1.75	1.37	1.188	0.011	0.807	0.299	1.01	0.066	1.41	0.52	1005.56	65.55	Autocurage vérifie
R8-R9	83.41	83.21	79.67	79.52	41.77	0.0036	1.63	1.06	1200	1.78	1.40	1.164	0.011	0.908	0.298	1.00	0.065	1.62	0.53	1004.44	64.98	Autocurage vérifie
R9-R10	83.21	83.01	79.52	79.37	42.92	0.0035	1.63	1.06	1200	1.76	1.38	1.179	0.011	0.844	0.299	1.01	0.065	1.49	0.53	1006.38	65.36	Autocurage vérifie
R10-R11	83.01	83.24	79.37	79.25	33.74	0.0036	2.57	1.26	1400	2.11	2.81	0.916	0.005	1.117	0.263	0.76	0.051	2.36	0.56	991.48	66.00	Autocurage vérifie
R11-R12	83.24	83.04	79.25	79.13	34.44	0.0035	2.57	1.26	1400	2.09	2.78	0.925	0.005	1.118	0.263	0.77	0.051	2.34	0.55	1003.37	66.20	Autocurage vérifie
R12-R13	83.04	83.27	79.13	78.99	38.82	0.0036	2.57	1.25	1400	2.13	2.83	0.909	0.005	1.116	0.263	0.76	0.051	2.38	0.56	983.70	65.87	Autocurage vérifie
R13-R14	83.27	83.51	78.99	78.85	40.24	0.0035	2.57	1.26	1400	2.09	2.78	0.926	0.005	1.118	0.263	0.77	0.051	2.34	0.55	1004.25	66.21	Autocurage vérifie
R14-R15	83.51	83.19	78.85	78.74	32.87	0.0033	2.57	1.27	1400	2.05	2.72	0.944	0.006	1.120	0.264	0.79	0.051	2.30	0.54	1028.07	66.59	Autocurage vérifie
R15-R16	83.19	83.19	78.74	78.62	33.13	0.0036	2.57	1.25	1400	2.13	2.83	0.907	0.001	1.116	0.236	0.75	0.040	2.38	0.50	981.31	51.97	Autocurage vérifie

Tableau V.2(Suite): calcul hydraulique du collecteur principal 01

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R16-R17	83.19	83.09	78.62	78.48	40.85	0.0034	2.57	1.27	1400	2.08	2.75	0.933	0.005	1.119	0.264	0.78	0.051	2.32	0.55	1013.28	66.36	Autocurage vérifie
R17-R18	83.09	83.04	78.48	78.36	34.43	0.0035	2.57	1.26	1400	2.09	2.78	0.925	0.005	1.118	0.263	0.77	0.051	2.34	0.55	1003.20	66.19	Autocurage vérifie
R18-R19	83.04	83.13	78.36	78.23	36.33	0.0036	2.57	1.26	1400	2.12	2.81	0.913	0.005	1.117	0.263	0.76	0.051	2.37	0.56	988.05	65.95	Autocurage vérifie
R19-R20	83.13	83.22	78.23	78.10	37.56	0.0035	2.57	1.26	1400	2.09	2.77	0.928	0.005	1.118	0.264	0.77	0.051	2.33	0.55	1007.33	66.26	Autocurage vérifie
R20-R21	83.22	83.32	78.10	77.95	43.35	0.0035	2.57	1.26	1400	2.09	2.77	0.928	0.005	1.118	0.264	0.77	0.051	2.33	0.55	1007.49	66.26	Autocurage vérifie
R21-R22	83.32	83.06	77.95	77.78	47.54	0.0036	2.57	1.26	1400	2.12	2.81	0.913	0.005	1.117	0.263	0.76	0.051	2.37	0.56	988.42	65.95	Autocurage vérifie
R22-R80	83.06	83	77.78	77.70	30.76	0.0026	2.57	1.33	1400	1.81	2.40	1.071	0.006	1.093	0.269	0.93	0.053	1.98	0.49	1213.31	69.19	Autocurage vérifie

Tableau V.3: calcul hydraulique du collecteur principal 02 .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R23-R24	103.84	103.79	100.04	99.87	43.5	0.004	3.17	1.81	1800	2.75	7.01	1.018	0.002	1.119	0.241	0.87	0.042	3.08	0.66	1570.69	75.50	Autocurage vérifie
R24-R25	103.79	103.75	99.87	99.69	43.16	0.004	3.17	1.79	1800	2.84	7.24	0.985	0.002	1.123	0.241	0.84	0.042	3.19	0.68	1503.50	75.15	Autocurage vérifie
R25-R26	103.75	103.43	99.69	99.58	28.57	0.004	3.17	1.82	1800	2.73	6.95	1.025	0.002	1.117	0.241	0.88	0.042	3.05	0.66	1586.61	75.58	Autocurage vérifie
R26-R27	103.43	103.78	99.58	99.42	39.43	0.004	3.17	1.80	1800	2.81	7.14	0.999	0.002	1.122	0.241	0.85	0.042	3.15	0.68	1531.29	75.30	Autocurage vérifie
R27-R28	103.78	104.23	99.42	99.24	45.75	0.004	3.17	1.81	1800	2.76	7.03	1.014	0.002	1.120	0.241	0.87	0.042	3.09	0.67	1563.56	75.46	Autocurage vérifie
R28-R29	104.23	103.91	99.24	99.05	45.95	0.004	3.17	1.79	1800	2.83	7.21	0.989	0.002	1.122	0.241	0.84	0.042	3.18	0.68	1512.10	75.20	Autocurage vérifie
R29-R30	103.91	104.33	99.05	98.88	44.3	0.004	3.17	1.82	1800	2.73	6.94	1.027	0.002	1.117	0.241	0.88	0.042	3.05	0.66	1590.16	75.60	Autocurage vérifie
R30-RC31	104.33	102.98	98.88	98.72	39.32	0.004	3.17	1.80	1800	2.81	7.15	0.997	0.002	1.122	0.241	0.85	0.042	3.15	0.68	1528.42	75.28	Autocurage vérifie
RC31-RC32	102.98	100.01	97.22	96.91	43.77	0.007	3.17	1.62	1800	3.57	8.10	0.880	0.002	1.112	0.239	0.73	0.041	3.97	0.85	1242.40	69.93	Autocurage vérifie
RC32-RC33	100.01	97.76	94.51	94.28	33.5	0.007	3.17	1.63	1800	3.51	7.97	0.894	0.002	1.114	0.239	0.74	0.041	3.91	0.84	1262.77	70.07	Autocurage vérifie
RC33-RC34	97.76	95.32	92.28	91.98	43.09	0.007	3.17	1.63	1800	3.54	8.03	0.888	0.002	1.113	0.239	0.74	0.041	3.94	0.85	1253.47	70.01	Autocurage vérifie
RC34-RC35	95.32	92.01	89.47	89.07	57.57	0.007	4.93	1.41	1500	3.29	5.82	0.848	0.003	1.108	0.244	0.70	0.043	3.65	0.80	1056.79	64.75	Autocurage vérifie
RC35-RC36	92.01	89.02	86.57	86.2	52.93	0.007	4.93	1.41	1500	3.26	5.76	0.856	0.003	1.109	0.244	0.71	0.043	3.62	0.80	1065.91	64.85	Autocurage vérifie
RC36-R37	89.02	86.69	83.70	83.33	53.63	0.007	4.93	1.42	1500	3.24	5.72	0.861	0.003	1.110	0.245	0.72	0.043	3.60	0.79	1072.56	64.92	Autocurage vérifie
R37-R38	86.69	85.61	83.33	81.05	39.6	0.007	4.93	1.41	1500	3.28	5.80	0.851	0.001	1.109	0.231	0.71	0.038	3.64	0.76	1060.28	56.85	Autocurage vérifie

Tableau V.3(suite): calcul hydraulique du collecteur principal 02 .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R38-R39	85.61	84.51	81.05	80.68	42.41	0.009	4.93	1.36	1400	3.48	5.36	0.921	0.003	1.118	0.246	0.77	0.044	3.89	0.86	1074.12	61.30	Autocurage vérifie
R39-R40	84.51	83.96	80.68	80.17	57.08	0.009	4.93	1.35	1400	3.52	5.42	0.910	0.003	1.116	0.246	0.76	0.044	3.93	0.86	1059.59	61.17	Autocurage vérifie
R40-R87	83.96	82.98	80.17	77.04	57.33	0.009	4.93	1.35	1400	3.54	5.45	0.905	0.003	1.115	0.246	0.75	0.044	3.95	0.87	1053.22	61.11	Autocurage vérifie

Tableau V.4: calcul hydraulique du collecteur principal 03 .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R41-R42	81.13	81.36	78.13	78.06	36.29	0.002	2.04	1.29	1400	1.64	2.52	0.810	0.006	1.104	0.267	0.68	0.052	1.81	0.44	949.09	73.40	Autocurage vérifie
R42-R43	81.36	81.55	78.06	78	46.41	0.002	2.04	1.39	1400	1.34	2.06	0.989	0.007	1.122	0.276	0.84	0.056	1.50	0.37	1176.29	78.35	Autocurage vérifie
R43-R44	81.68	81.82	78	77.89	28.65	0.0025	2.04	1.24	1400	1.84	2.83	0.720	0.005	1.092	0.263	0.62	0.051	2.01	0.48	874.71	70.88	Autocurage vérifie
R44-R45	81.82	82.01	77.89	77.81	34.28	0.0025	2.04	1.25	1400	1.80	2.77	0.736	0.005	1.095	0.264	0.63	0.051	1.97	0.47	887.37	71.35	Autocurage vérifie
R45-R46	82.01	82.02	77.81	77.70	43.21	0.0025	2.04	1.23	1400	1.88	2.89	0.705	0.005	1.089	0.262	0.62	0.050	2.05	0.49	863.84	70.47	Autocurage vérifie
R46-R47	82.02	82	77.70	77.63	28.79	0.0025	2.04	1.24	1400	1.84	2.83	0.722	0.005	1.092	0.263	0.63	0.051	2.01	0.48	876.03	70.93	Autocurage vérifie
R47-R48	82	82.01	77.63	77.47	62.19	0.0025	2.04	1.22	1400	1.89	2.91	0.701	0.005	1.088	0.262	0.62	0.050	2.06	0.49	861.10	70.37	Autocurage vérifie
R48-R49	82.01	81.97	77.47	77.33	57.02	0.0025	2.04	1.24	1400	1.85	2.84	0.718	0.005	1.091	0.263	0.62	0.051	2.01	0.48	873.39	70.83	Autocurage vérifie
R49-R50	81.97	81.81	77.33	77.26	27.03	0.0025	4.72	1.68	1800	2.16	4.90	0.964	0.003	1.122	0.248	0.81	0.045	2.42	0.53	1379.99	75.67	Autocurage vérifie
R50-R51	81.81	81.13	77.26	77.09	69.11	0.0025	4.72	1.69	1800	2.10	4.77	0.989	0.003	1.122	0.248	0.84	0.045	2.36	0.52	1427.35	76.04	Autocurage vérifie
R51-R52	81.13	80.59	77.09	76.98	43.56	0.0025	4.72	1.68	1800	2.13	4.84	0.976	0.003	1.122	0.248	0.83	0.045	2.39	0.53	1402.77	75.85	Autocurage vérifie
R52-R53	80.59	80.02	76.98	76.87	43.56	0.0025	4.72	1.68	1800	2.13	4.84	0.976	0.003	1.122	0.248	0.83	0.045	2.39	0.53	1402.77	75.85	Autocurage vérifie
R53-R54	80.02	80.25	76.87	76.71	54.45	0.003	4.72	1.64	1800	2.30	5.22	0.905	0.003	1.115	0.246	0.75	0.044	2.56	0.57	1279.14	74.78	Autocurage vérifie
R54-R55	80.25	80.21	76.71	76.52	61.24	0.003	4.72	1.62	1800	2.36	5.36	0.881	0.003	1.112	0.246	0.73	0.044	2.63	0.58	1242.65	74.42	Autocurage vérifie
R55-R56	80.21	79.98	76.52	76.38	48.87	0.003	4.72	1.64	1800	2.27	5.15	0.916	0.001	1.117	0.232	0.76	0.038	2.53	0.53	1297.59	64.86	Autocurage vérifie

Tableau V.4(suite): calcul hydraulique du collecteur principal 03 .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R56-R57	79.98	80.23	76.38	76.23	48.88	0.003	4.72	1.62	1800	2.35	5.33	0.885	0.003	1.113	0.246	0.74	0.044	2.61	0.58	1249.69	74.49	Autocurage vérifie
R57-R58	80.23	80.58	76.23	76.03	65.61	0.003	6.43	1.83	2000	2.52	7.15	0.900	0.002	1.115	0.241	0.75	0.042	2.81	0.61	1420.56	79.47	Autocurage vérifie
R58-R59	80.58	80.88	76.03	75.86	50	0.003	6.43	1.89	2000	2.66	7.55	0.852	0.002	1.109	0.240	0.71	0.042	2.95	0.64	1344.70	78.88	Autocurage vérifie
R59-R60	80.88	81.03	75.86	75.82	20.87	0.003	6.43	1.99	2000	2.00	5.67	1.135	0.003	0.994	0.245	0.99	0.043	1.99	0.49	1882.89	82.37	Autocurage vérifie
R60-R61	81.03	81.03	75.82	75.65	57.17	0.003	6.43	1.83	2000	2.49	7.06	0.911	0.002	1.116	0.241	0.76	0.042	2.78	0.60	1440.25	79.61	Autocurage vérifie
R61-R62	81.03	81.03	75.65	75.51	46.23	0.003	6.43	1.83	2000	2.51	7.12	0.903	0.002	1.115	0.241	0.75	0.042	2.80	0.61	1425.69	79.51	Autocurage vérifie
R62-R95	81.03	80.38	75.51	74.91	62.6	0.003	6.43	1.82	2000	2.56	7.25	0.886	0.002	1.113	0.241	0.74	0.042	2.85	0.62	1398.36	79.30	Autocurage vérifie

Tableau V.5: calcul hydraulique du collecteur principal 04 .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R63-R64	82.95	82.23	79.95	78.68	53	0.005	2.20	1.11	1200	2.40	2.71	0.811	0.006	1.104	0.264	0.68	0.051	2.65	0.63	814.15	61.52	Autocurage vérifie
R64-R65	82.23	81.78	78.68	78.35	66.81	0.005	2.20	1.12	1200	2.36	2.67	0.823	0.006	1.105	0.265	0.69	0.052	2.61	0.63	824.45	61.80	Autocurage vérifie
R65-R66	81.78	81.67	78.35	78.23	24.04	0.005	2.20	1.11	1200	2.37	2.69	0.819	0.006	1.105	0.265	0.68	0.051	2.62	0.63	820.87	61.71	Autocurage vérifie
R66-R67	81.67	81.54	78.23	78	46.15	0.00	2.20	1.11	1200	2.37	2.68	0.820	0.006	1.105	0.265	0.68	0.051	2.62	0.63	821.41	61.72	Autocurage vérifie
R67-R68	81.47	81.28	78	77.80	39.28	0.0051	2.20	1.11	1200	2.40	2.71	0.811	0.006	1.104	0.264	0.68	0.051	2.65	0.63	814.32	61.53	Autocurage vérifie
R68-R69	81.28	81.03	77.80	77.52	56.54	0.005	2.20	1.11	1200	2.37	2.68	0.822	0.006	1.105	0.265	0.69	0.051	2.61	0.63	823.56	61.78	Autocurage vérifie
R69-R70	81.03	80.49	77.52	77.22	60.93	0.005	2.20	1.12	1200	2.36	2.67	0.825	0.006	1.106	0.265	0.69	0.052	2.61	0.62	825.55	61.83	Autocurage vérifie
R70-R71	80.49	80.07	77.22	76.98	46.79	0.005	4.1	1.40	1400	2.67	4.11	0.998	0.004	1.122	0.252	0.85	0.046	2.99	0.67	1190.50	64.60	Autocurage vérifie
R71-R72	80.07	80.07	76.98	76.74	47.98	0.005	4.1	1.40	1400	2.63	4.06	1.011	0.004	1.120	0.252	0.86	0.046	2.95	0.66	1210.85	64.78	Autocurage vérifie
R72-R73	80.07	80.07	76.74	76.49	50.68	0.005	4.1	1.41	1500	2.62	4.03	1.018	0.004	1.119	0.252	0.87	0.046	2.93	0.66	1222.31	64.87	Autocurage vérifie
R73-R74	80.07	80.07	76.49	76.24	50.62	0.005	4.1	1.41	1500	2.62	4.03	1.017	0.004	1.119	0.252	0.87	0.046	2.93	0.66	1221.33	64.87	Autocurage vérifie
R74-R75	80.07	80.07	76.24	76.01	44.35	0.005	6.03	1.61	1800	3.05	6.93	0.870	0.002	1.111	0.241	0.72	0.042	3.39	0.74	1227.84	71.42	Autocurage vérifie
R75-R76	80.07	80.07	76.01	75.77	47.97	0.005	6.03	1.62	1800	3.00	6.81	0.886	0.002	1.113	0.242	0.74	0.042	3.34	0.72	1250.39	71.60	Autocurage vérifie
R76-R77	80.07	80.07	75.77	75.56	43.83	0.005	6.03	1.64	1800	2.93	6.66	0.905	0.002	1.116	0.242	0.75	0.042	3.27	0.71	1279.83	71.83	Autocurage vérifie

Tableau V.5(suite): calcul hydraulique du collecteur principal 04 .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R77-R78	80.07	80.07	75.56	77.31	48.88	0.005	6.03	1.62	1800	3.03	6.88	0.876	0.001	1.112	0.230	0.73	0.038	3.37	0.70	1236.36	63.90	Autocurage vérifie
R78-R79	80.07	79.98	77.31	77.11	40.8	0.005	6.03	1.63	1800	2.97	6.74	0.895	0.00061	1.114	0.2306	0.74	0.0376	3.31	0.68	1263.97	63.957	Autocurage vérifie
R79-R98	79.98	79.31	77.11	74.95	73	0.005	6.03	1.62	1800	3.04	6.90	0.874	0.00059	1.111	0.2305	0.73	0.0376	3.38	0.70	1233.00	63.888	Autocurage vérifie

Tableau V.6: calcul hydraulique du collecteur Intercepteur .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R80-R81	83	83.22	77.70	77.60	49.99	0.002	2.57	1.40	1400	1.74	3.08	0.834	0.005	1.107	0.260	0.69	0.049	1.93	0.45	1041.42	74.20	Autocurage vérifie
R81-R82	83.22	83.44	77.60	77.50	50	0.002	2.57	1.40	1400	1.74	3.08	0.834	0.005	1.107	0.260	0.69	0.049	1.93	0.45	1041.51	74.20	Autocurage vérifie
R82-R83	83.44	83.65	77.50	77.40	50	0.002	2.57	1.40	1400	1.74	3.08	0.834	0.005	1.107	0.260	0.69	0.049	1.93	0.45	1041.51	74.20	Autocurage vérifie
R83-R84	83.65	83.61	77.40	77.30	50	0.002	2.57	1.40	1400	1.74	3.08	0.834	0.005	1.107	0.260	0.69	0.049	1.93	0.45	1041.51	74.20	Autocurage vérifie
R84-R85	83.61	83.44	77.30	77.20	50	0.002	2.57	1.40	1400	1.74	3.08	0.834	0.005	1.107	0.260	0.69	0.049	1.93	0.45	1041.51	74.20	Autocurage vérifie
R85-R86	83.44	83.16	77.20	77.10	50	0.002	2.57	1.40	1400	1.74	3.08	0.834	0.005	1.107	0.260	0.69	0.049	1.93	0.45	1041.51	74.20	Autocurage vérifie
R86-R87	83.16	82.98	77.10	77.04	32.07	0.002	2.57	1.42	1500	1.69	2.98	0.862	0.005	1.110	0.261	0.72	0.050	1.87	0.44	1073.64	74.88	Autocurage vérifie
R87-R88	82.98	83.01	77.04	76.90	67.93	0.002	7.5	1.98	2000	2.22	7.67	0.977	0.002	1.122	0.240	0.83	0.041	2.49	0.53	1735.55	86.99	Autocurage vérifie
R88-R89	83.01	83.38	76.90	76.80	50	0.002	7.5	1.99	2000	2.18	7.56	0.992	0.002	1.122	0.240	0.84	0.042	2.45	0.52	1770.46	87.16	Autocurage vérifie
R89-R90	83.38	83.05	76.80	76.70	50	0.002	7.5	1.89	2000	2.18	7.56	0.992	0.002	1.122	0.240	0.84	0.042	2.45	0.52	1770.46	87.16	Autocurage vérifie
R90-R91	83.05	82.24	76.70	76.60	50	0.002	7.5	1.89	2000	2.18	7.56	0.992	0.002	1.122	0.240	0.84	0.042	2.45	0.52	1770.46	87.16	Autocurage vérifie
R91-R92	82.24	81.43	76.60	76.20	50	0.008	7.5	1.61	1800	3.64	7.32	1.024	0.002	1.118	0.241	0.88	0.042	4.07	0.88	1408.46	66.70	Autocurage vérifie
R92-R93	81.43	80.89	76.20	75.80	50	0.008	7.5	1.61	1800	3.64	7.32	1.024	0.002	1.118	0.241	0.88	0.042	4.07	0.88	1408.46	66.70	Autocurage vérifie
R93-R94	80.89	80.66	75.80	75.34	50	0.008	7.5	1.67	1800	3.91	7.85	0.955	0.002	1.121	0.240	0.80	0.041	4.38	0.94	1283.88	66.08	Autocurage vérifie
R94-R95	80.66	80.38	75.34	74.91	61.67	0.008	7.5	1.66	1800	3.54	8.04	0.933	0.001	1.119	0.230	0.78	0.037	3.96	0.81	1325.85	63.49	Autocurage vérifie

Tableau V.6(suite): calcul hydraulique du collecteur Intercepteur .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
R95-R96	80.38	80.19	74.91	74.68002	38.33	0.0060	13.93	2.15	2200	3.90	14.82	0.940	0.001	1.120	0.233	0.79	0.039	4.37	0.91	1729.82	85.30	Autocurage vérifié
R96-R97	80.19	79.82	74.14	73.79	50	0.0070	13.93	2.09	2200	4.21	16.01	0.870	0.001	1.111	0.233	0.72	0.039	4.68	0.98	1588.63	84.83	Autocurage vérifié
R97-R98	79.82	79.31	73.64	73.15861	68.77	0.0070	13.93	2.09	2200	4.21	16.01	0.870	0.001	1.111	0.233	0.72	0.039	4.68	0.98	1588.63	84.83	Autocurage vérifié
R98-R99	79.31	79.29	72.95	72.76262	31.23	0.0060	19.96	2.46	2500	4.25	20.85	0.957	0.001	1.121	0.231	0.80	0.038	4.76	0.98	2012.30	94.86	Autocurage vérifié
R99-DO	79.29	79.25	72.64	72.30934	55.11	0.0060	19.96	2.46	2500	4.25	20.85	0.957	0.001	1.121	0.231	0.80	0.038	4.76	0.98	2012.30	94.86	Autocurage vérifié

Tableau V.7: calcul hydraulique du collecteur émissaire .

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																		
RDO-R100	79.16	78.72	74.66	74.46	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R100-R101	78.72	78.28	74.46	74.26	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R101-R102	78.28	77.92	74.26	74.06	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R102-R103	77.92	77.71	74.06	73.86	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R103-R104	77.71	77.54	73.86	73.66	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R104-R105	77.54	77.70	73.66	73.46	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R105-R106	77.70	77.86	73.46	73.26	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R106-R107	77.86	77.91	73.26	73.06	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R107-R108	77.91	77.77	73.06	72.86	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R108-R109	77.77	77.63	72.86	72.66	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R109-R110	77.63	77.56	72.66	72.46	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie
R110-R111	77.56	77.56	72.46	72.26	50	0.0040	14.79	2.37	2500	3.47	17.02	0.869	0.001	1.111	0.233	0.72	0.038	3.85	0.81	1803.18	96.01	Autocurage vérifie

Avec :

CTam : côte amont de terrain naturel (m) ;

CTav : côte aval de terrain naturel (m) ;

CPam : côte projet amont (m) du terrain ;

CPav: côte projet aval (m) du terrain ;

L : longueur du collecteur entre deux regards (m) ;

V_{\min} : vitesse de l'écoulement en temps sec(m/s) .

H_{\min} :hauteur de remplissage en temps sec (mm) ;

D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;

D_{nor} : diamètre normalisé.

ANNEXE IV

○ **Types des Joints :**

➤ **Bague roulante à appliquer sur l'about mâle :**

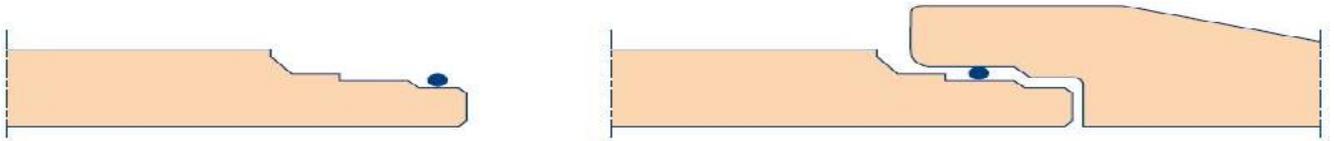


Figure VI.2 : Assemblage par Bague roulante.

➤ **Bague glissante à appliquer dans une encoche dans l'about mâle :**

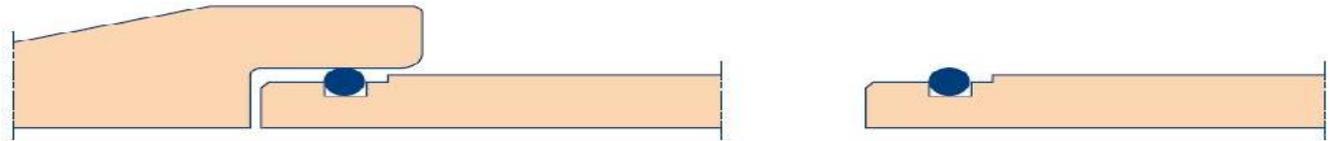


Figure VI.3: Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche dans l'about mâle.

➤ **Bague glissante à appliquer contre un rebord de l'about mâle :**

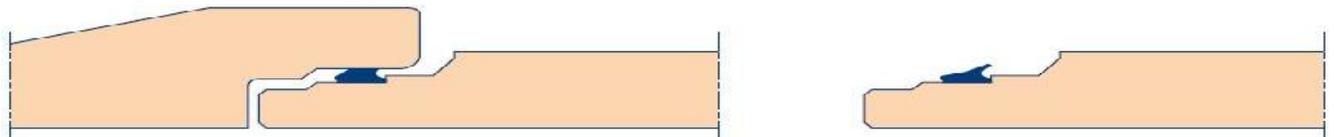


Figure VI.4: Assemblage par Bague glissante à appliquer contre un rebord de l'about mâle.

➤ **Bague glissante à appliquer dans une encoche du collet :**

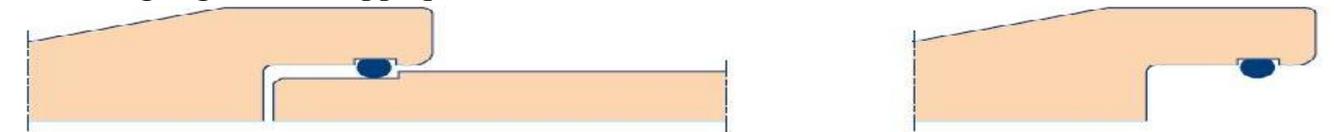


Figure VI.5: Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche du collet.