

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 :

**ETUDE DU SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT
DE LA COMMUNE DE MENACEUR (W.TIPAZA)**

Présenté Par :

HAMDINE Farah

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M.HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
Mme HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
Mme SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinatrice
M.SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session Septembre- 2018

Remerciements

La construction de ce mémoire n'aurait été possible sans l'intervention de certaines personnes. Qu'elles trouvent ici l'expression de mon plus sincère remerciement pour leurs précieux conseils.

Tout d'abord, je tiens à remercier mon promoteur Mr SALAH Boualem pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un mémoire considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce mémoire un hommage vivant à sa haute personnalité.

Je désire aussi remercier les membres de jury qui ont pris le temps de lire et de discuter de mon mémoire : Mme Meddi qui me fait l'honneur de présider ce jury ; j'exprime toute ma reconnaissance à Mme HOULI, Mme SALHI, et Mr HACHEMI, qu'ils trouvent ici l'expression de mes vifs remerciements pour avoir bien jugé ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Je remercie ma très chère mère pour son soutien, encouragements et amour inconditionnel, une pensée spéciale à mon regretté père que j'aurais tant aimé le voir parmi nous et qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

Je remercie aussi mon frère, ma sœur qui ont toujours été là pour moi, à me porter au delà des limites.

Je profite de remercier mes copines : pour leur sincère amitié et soutiens aussi moral que physique durant ce long parcours.

Je remercie mon ami Abdelhak pour tout l'aide qui m'a apporté dans la rédaction de ce mémoire.

ملخص

بلدية مناصر التي تقع في ولاية تيبازة تتميز حاليا بنظام شبكة الصرف الصحي مشتركة، أين تتجمع المياه المستعملة ومياه الأمطار وتصرف في واد الهاشم الذي يغذي بدوره سد بوكردان الواقع ببلدية سيدي عمر. و نظرا للخطر الذي ينجم عن هذا الفعل الذي يؤثر سلبا على الصحة الاجتماعية من جهة، والبيئة من جهة أخرى، لأنه من الأمر العاجل وجود حل وتطبيقه، والمتمثل في إنشاء شبكة تجمع المياه المستعملة وإيصالها إلى محطة التطهير الخاصة بالمنطقة وهو مشروعنا المدروس.

Résumé

Le chef lieu de Menaceur, comme toute sa commune, est actuellement doté d'un réseau d'assainissement de type unitaire dont les rejets collectés des eaux usées et les eaux pluviales sont jetés directement dans l'oued El Hachem qui lui même alimente le barrage Boukerdene de la ville de Sidi Amar. Et vue le danger que peut engendrer cet effet nuisant à la santé publique d'une part et à l'environnement d'autre part, il est dans l'extrême urgence de projeter une solution et cela par la mise en œuvre d'un système de collecte intercepteur des eaux usées rejetées dans l'oued et les envoyer vers une station d'épuration projetée dans la zone d'étude ce qui est l'objet de notre étude.

Abstract

The town of Menaceur located in the city of Tipasa has actually a unitary sanitation system which evacuates directly wastewater and rainy water into Oued El Hachem that supply the Boukerdene dam situated in the town of Sidi Amar. Due to the danger that could occur harming the public health and the environment, it is extremely necessary to propose a solution by making a collect system of wastewater rejected in the valley and send them to the projected wastewater treatment plant in the study area.

Table des matières

Introduction générale.....	1
I. Chapitre : Présentation de la zone d'étude	2
I.1 Introduction :	2
I.2 Présentation de la zone d'étude :	2
I.2.1 Situation géographique :	2
I.2.2 Les données naturelles du site :	3
I.3 Conclusion :	8
II. Chapitre : Etude Hydrologique	9
II.1 Introduction :	9
II.2 Période de retour :	9
II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	9
II.4 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :	10
II.4.1 Analyse des données statistiques :	10
II.4.2 Les caractéristiques de cette série :	13
II.4.3 Choix de la loi d'ajustement :	14
II.5 L'intensité de pluie pour les 2 méthodes :	23
II.5.1 Calcul numérique.....	24
II.6 Conclusion	25
III. Chapitre : Éléments de base	26
III.1 Introduction :	26
III.2 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :	26
III.2.1 Système unitaire :	26
III.2.2 Système séparatif.....	26
III.2.3 Système pseudo- séparatif :	27

III.3	Choix du système d'évacuation :	28
III.4	Schémas d'évacuation :	29
III.4.1	Schéma perpendiculaire :	29
III.4.2	Schéma par déplacement latéral :	29
III.4.3	Schéma de collecteur par zones étagées :	29
III.4.4	Schéma radial :	29
III.4.5	Schéma à collecte transversale oblique :	29
III.5	Choix du découpage des sous bassins :	30
III.6	Principe du tracé du réseau :	30
III.7	Evaluation du coefficient de ruissellement :	31
III.7.1	Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :	31
III.7.2	Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :	32
III.7.3	Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	32
III.7.4	Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	33
III.8	Calcul de la population de chaque sous bassin :	33
III.8.1	Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :	34
III.8.2	Calcul de la densité partielle :	34
III.8.3	Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :	35
III.9	Conclusion :	36
IV.	Chapitre : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales	37
IV.1	Introduction :	37
IV.2	Généralités :	37
IV.3	Nature et origines des eaux usées :	37
IV.3.1	Les eaux usées domestiques :	37
IV.3.2	Les eaux usées du service public :	37

IV.3.3 Les eaux usées industrielles :	38
IV.4 Consommation en eau potable :	38
IV.5 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :	39
IV .5.1 Evaluation du débit moyen journalier :	39
IV.5.2 Evaluation du débit de pointe :	39
IV.6 Evaluation des débits des eaux pluviales :	43
IV.6.1 La méthode rationnelle :	43
IV.6.1 Application de la méthode rationnelle pour le Chef-Lieu de Menaceur :	44
IV .6 Conclusion :	46
V. Chapitre : Dimensionnement du réseau d'assainissement	47
V.1 Introduction :	47
V.2 Conception du réseau d'assainissement :	47
V.3 Conditions d'implantation des réseaux :	48
V.4 Les canalisations :	48
V.4.1 Type de canalisations :	48
V.4.2 Choix du type des canalisations :	50
V.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement :	50
V.5.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	50
V.5.2 Partie gravitaire :	51
V.5.3 Partie refoulement:	54
V.6 Les déversoirs d'orage :	57
V.6.1 Physiques (géométrie et hydraulique) :	57
V 6.2 Environnementales :	57
V.6.3 Type des déversoirs :	58
V.6.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage :	61

V.7 Les ouvrages annexes :.....	63
V7.1 les branchements :	63
V.7.2Les caniveaux :	64
V.7.3Les bouches d'égout :	64
V.7.4 Regards :	64
V.8 Conclusion :	65
VI. Chapitre : Organisation de Chantier	66
VI.1 Introduction.....	66
VI.2 Exécution des travaux :	66
VI.2.1 Manutention et stockage des conduites :	67
VI.2.2 Décapage de la couche de terre végétale :	68
VI.2.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :	68
VI.2.4 Aménagement du lit de pose :	69
VI.2.5 Emplacement des jalons des piquets :	69
VI.2.6 La mise en place des canalisations en tranchée :	69
VI.2.7 Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints :	71
VI.2.8 Remblaiement des tranchées :	71
VI.2.9 Réalisation des regards :	72
VI.3 Planification des travaux :	73
VI.3.1 Techniques de la planification :	73
VI.3.3 Symboles des différentes opérations :	77
VI.4 Choix des engins :	79
VI.4.1 Pour le décapage de la couche de la terre végétale :	79
VI.4.2 Pour l'excavation des tranchées :	80
VI.4.3 Pour le remblaiement des tranchées :	81

VI.4.2 Devis quantitatif et estimatif :	82
Conclusion Générale :	84
Références bibliographiques	85
Annexes :	86

Liste des figures :

Figure I.1 Situation géographique de la commune de Menaceur.....	3
Figure II.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	18
Figure II.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi Lognormal	22
Figure III.1 Le système d'évacuation de type unitaire	27
Figure V.1 Exemple de déversoir latéral à seuil simple.....	58
Figure V.2 Exemple de déversoir à seuil double.....	59
Figure V.3 Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus	59
Figure V.4 Exemple de déversoir frontal	60
Figure V.5 Exemple de déversoir à seuil curviligne	60
Figure V.6 schéma de principe du déversoir d'orage.....	61

Liste des tableaux :

Tableau I.1 valeurs moyennes mensuelles de Température	5
Tableau I.2 Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm)	5
Tableau I.3 Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative	5
Tableau I.4 Population pour différents horizons	7
Tableau I.5 caractéristiques des forages de Menaceur	7
Tableau I.6 Etapes de développement du réseau d'assainissement.....	8
Tableau II.1 Caractéristiques du poste pluviométrique de Sidi Rached.....	11
Tableau II.2 <i>La série pluviométrique de 1978 à 2010.</i>	12
Tableau II.3 Variables de Gumbel	16
Tableau II.4 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	19
Tableau II.5 Transformation des $P_{\max,j}$ en $\text{Log}_{10}(P_{\max,j})$	21
Tableau II.6 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normal	23
Tableau II.7 Les résultats de test d'adéquation.	24
Tableau III.1 <i>avantages et inconvénients des différents systèmes :</i>	28
Tableau III.2 Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral.....	30
Tableau III.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation.....	31
Tableau III.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.	32
Tableau III.5 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.	32
Tableau III.6 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	33
Tableau III.7 Calcul du coefficient de ruissellement et du nombre d'habitant de chaque sous bassin.	35
Tableau IV.1 Evaluation des débits en eau potable des équipements pour chaque sous bassin.	41
Tableau IV.2 estimation des débits des eaux usées domestiques.....	42
Tableau IV.3 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle....	45
Tableau IV.4 calcul du débit total de chaque sous bassin.	46
Tableau V.1 coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux.....	52

Tableau VI.1 Coefficient de foisonnement	72
Tableau VI.2 : Détermination des délais	78
Tableau VI.3 devis quantitatif et estimatif du projet	82

Liste des Planches :

Planche N°01 : Plan de masse du chef-lieu de Menaceur avec réseau projeté (w.Tipaza)

Planche N°02 : Profil en Long de l'intercepteur du chef-lieu de Menaceur (w.Tipaza)

Planche N°03 : les éléments constitutifs du réseau d'égout

Planche N°04 : Profil en long de la conduite de refoulement du poste de relevage

Planche N°05 : Aménagement du Poste de relevage

Introduction générale

L'assainissement étant une étape du cycle de l'eau, figure une spécialité de grand poids vue qu'elle s'avère assurée la protection de la santé publique d'une part et celle de l'environnement d'autre part car il englobe les eaux usées et les eaux pluviales, leur évacuation, transport ainsi que leur épuration. Pour cela, plusieurs projets sont étudiés et mis en œuvre concernant les agglomérations, les villes et villages dans tout coin du monde car avoir un bon réseau d'assainissement est égal au rétrécissement du danger.

Prenons comme exemple le chef-lieu de Menaceur dans la wilaya de Tipasa qui a une mauvaise gestion des rejets des eaux usées qui sont directement évacués dans l'Oued El Hachem qui déverse dans le barrage Boukerdene de la ville de Sidi Amar et qui est conçu pour l'alimentation en eau potable, ce qui s'avère un danger alarmant concernant la pollution des eaux stagnées dans le bassin et ainsi la propagation de divers maladies.

Suite à cette ultime urgence, nous avons étudié le schéma directeur du réseau d'assainissement de la ville de Menaceur et proposé une solution adéquate qui répond à l'appel et cela par la mise en œuvre d'un réseau de collecte des eaux usées et pluviales selon des critères technico-économiques tout en respectant la nature du terrain et les domaines privés des citoyens.

Ce présent projet illustre une des solutions possibles pour gérer les eaux usées de cette agglomération et cela par la pose d'un intercepteur et des conduites principales qui transporteront les rejets jusqu'à une station d'épuration futur projetée dans la zone d'étude.

I. Chapitre : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Avant tout projet d'assainissement une présentation de la zone d'étude est nécessaire, pour pouvoir comprendre ainsi ses différentes caractéristiques telles que la topographie, la géologie et la géographie du terrain qu'on aura à faire face et les caractéristiques climatologiques qui dominent dans la région d'étude. Et ce présent chapitre résume ces différentes données.

I.2 Présentation de la zone d'étude :

Notre étude concerne le chef-lieu de la commune de Menaceur pour le transfert des eaux usées brutes vers la station d'épuration future projetée.

I.2.1 Situation géographique :

La commune de Menaceur est localisée dans la Daïra de Sidi Amar dans la wilaya de Tipaza, se trouvant à une distance de 80km d'Alger la capitale et 13 km au sud-est de Cherchell.

Elle est située sur les premiers contreforts de l'Atlas Tellien, dans la partie orientale du massif du Dahra. Elle couvre une superficie de 20.043ha, l'une des plus grandes communes de la wilaya, avec une population d'environ 23 000 habitants (2008) dont les deux tiers occupent la zone éparsée.

La commune de Menaceur est limitée par :

- Au Nord par la commune de Cherchell et Sidi Amar ;
- A l'Est par Sidi Amar et Mereud ;
- A l'Ouest par Sidi Semiane et Cherchell ;
- Au Sud par la wilaya d'Ain El Defla.

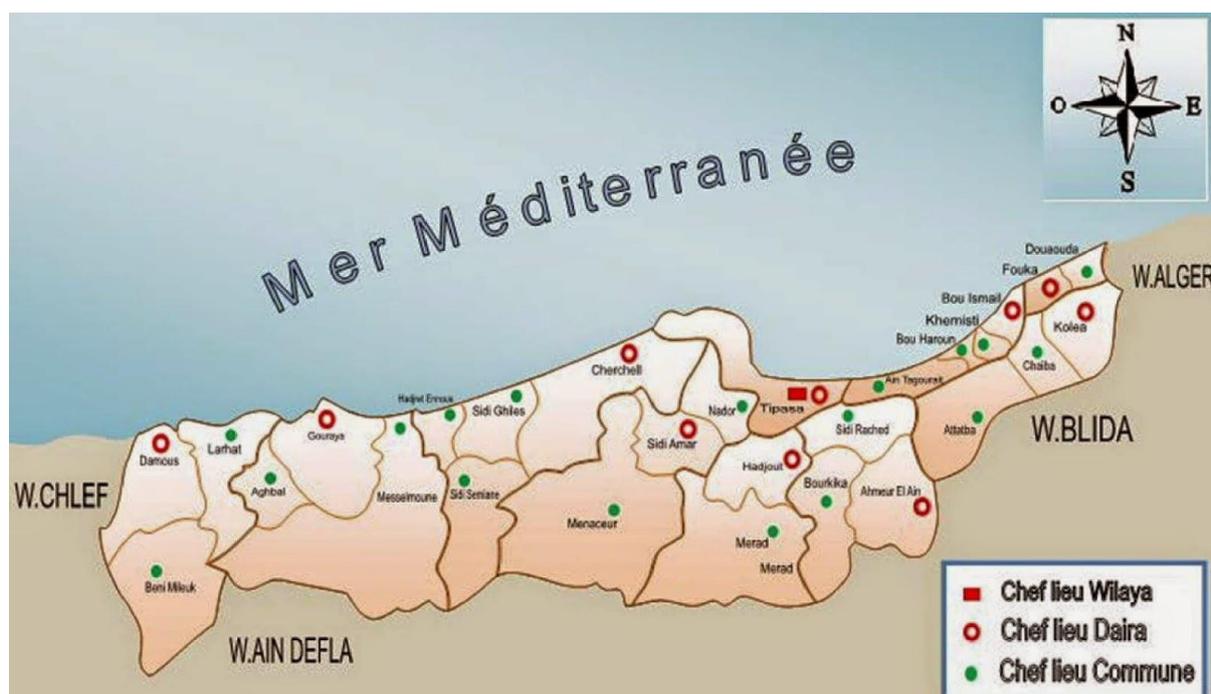


Figure I.1 situation géographique de la commune de Menaceur

La superficie de la commune de Menaceur est composée de 32.50% de zones montagneuses avec 4450ha de forêts et une partie de collines, petites vallées et de lits des oueds.

1.2.2 Les données naturelles du site :

1.2.2.1 Situation topographique :

La ville de Menaceur présente un relief accidenté en général avec une pente régulière qui suit les routes (au chef-lieu de la commune) et très accidenté de part et d'autre des routes, varie entre la cote max 150m NGA à l'extrême Ouest et la cote min 67m NGA, au niveau de la station de pompage vers l'extrême Est.

1.2.2.2 Situation géologique :

Le chef-lieu de Menaceur est à 177m d'altitude et situé dans la vallée d'Oued El-Hachem.

La zone d'étude appartient au sahel occidental d'Alger qui est caractérisé par les formations suivantes :

- Quaternaire continental (Alluvions, regs et terrasses)
- Pliocène (Conglomérats, marnes, mollasses, grés et formations dunaires);
- Villafranchien (Calcaires lacustres, argiles) ;

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

- Pliocène marin (Conglomérats, marnes bleues, mollasses et grés) ;
- Miocène supérieur marin (Calcaires, grés et argiles)
- Miocène inférieur marin ;
- Crétacé supérieur ;
- Crétacé inférieur ;
- Jurassique ;
- Trias ;
- Permo-trias (Grés rouges et conglomérats) ;
- Précambrien (Schistes et grés) ;
- Roches magmatiques formées par des granites et des rhyolites.[08]

1.2.2.3 Séismicité :

Les études effectuées dans le bassin de la Mitidja montrent que la tectonique active se manifeste le long des bordures Nord et Sud du bassin par de nombreuses failles et plis failles à jeu inverse de direction NE-SW (pli faille du Sahel), recoupés par des accidents conjugués de direction NW-SE, qui déforment peu à peu ces versants et surélèvent la région littorale.

De là, la ville de Menaceur est incluse dans la zone sismique **III (séismicité élevée)**.

1.2.2.4 Situation climatologique :

L'étude climatologique est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques.

a. Climat :

La commune de Menaceur regroupe un climat méditerranéen, humide à sub-humide, caractérisé par une saison sèche et chaude (mai-septembre) et une saison humide et froide (octobre- avril), et sa température est à l'influence de la mer.

b. Température :

Les températures moyennes sur une période d'observation de 10 ans (2003-2013) sont résumées dans le tableau suivant :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 Valeurs Moyennes Mensuelles de Température

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
T °c	13,07	13,07	14,87	16,9	19,07	22,77	25,93	27,13	24,13	22,4	16,93	14,43

Source (DRE Tipaza)

c. Pluviométrie :

Les pluies moyennes mensuelles sur une période de retour de 10 ans (2003- 2013) sont représentées par le tableau suivant :

Tableau 1-I.2 Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm)

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC	P max(m m)
P m(mm)	157	116	52,7	51	51,7	6,3	1	1	23,7	51,3	142	134	65,64

Source (DRE Tipaza)

A partir du tableau précédent on déduit que :

-Le mois le plus pluvieux est celui de Janvier avec une précipitation moyenne de 157 mm; (sur une période de retour de 10 ans).

-Les mois le plus sec sont celui de Juillet et Aout avec une précipitation moyenne de 1 mm;

-La période pluviale s'étale du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 86.6 mm.

d. Humidité :

L'humidité relative de la région est très importante, dont la valeur d'humidité relative mensuelle moyenne est de 68%.

Tableau I.3 Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Humidité	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

Source (DRE Tipaza)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

1.2.2.5 Réseau routier :

Le réseau routier existant dans notre aire d'étude est d'une manière générale bien développé suivant un système de voies hiérarchisées à partir de la route nationale N°06A et N°58.

Chef-lieu de Menaceur: est doté d'un réseau de voirie composé d'une artère principale la CW n°06A, divisant la ville en deux parties Nord et Sud, et qui donne naissance à plusieurs voies qui lui sont perpendiculaires et parallèles.

1.2.2.6 Situation démographique :

Dans toutes les études d'assainissement et de la planification, et afin de déterminer les perspectives à court, moyen, voir à long terme, on fixe un taux d'accroissement pour la région d'étude.

Pour celle-ci, d'après le RGPH 2008, le taux d'accroissement de la ville de Menaceur est estimé à 2,3%.

Pour l'estimation du nombre d'habitants pour différents horizons, on se réfère à la loi des accroissements géométriques donnés par la relation suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \tau)^n$$

P_n : population projetée à l'horizon donné ;

P₀ : Population à l'année de référence ;

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

τ: taux d'accroissement (**τ = 2,3%**).

Les valeurs ainsi calculées sont consignées dans le tableau suivant

:

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.4 Population pour différents horizons

Année	2008	τ	2018	2048
Population	8903	2,3	11176	22109

I.2.2.7 Situation hydraulique :

- Alimentation en eau potable :

Le chef-lieu de Menaceur est alimenté à partir des forages et des sources naturelles :

- Champs de captage Ain Khilile : 3 forages existants +2 en cours de réalisation ;
- Source de Sidi Abdellah 13m³/h ;
- Source Verrerie 20m³/h .

Tableau I.5 caractéristiques des forages de Menaceur

localité	Nom du forage	Caractéristique des forages			
		D (mm)	Profondeur (m)	Q _{max} (l/s)	Q _{exploité} (l/s)
Menaceur	F1	110	125	15	7
	F 2	110	100	15	10
	F3	110	123	15	8

Source (DRE Tipaza)

- Réseau d'assainissement :

La ville de Menaceur est dotée d'un réseau d'assainissement unitaire et parfois séparatif, réalisé en plusieurs étapes :

Les rejets du chef-lieu de Menaceur : Le chef-lieu compte treize (13) rejets.

Juste à proximité du périmètre urbain où l'oued longe la limite extrême de la ville, il existait plusieurs rejets déversant leurs eaux à ciel ouvert dans l'oued et au fur et à mesure que le réseau d'assainissement se développait, le nombre de rejets diminuait.

On constate aussi que dans les quartiers se trouvant en amont du réseau d'assainissement rejettent leurs eaux usées directement dans l'oued vu la non possibilité de l'acheminement pour regagner le réseau aval.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.6 Etapes de développement du réseau d'assainissement

Etapes	Année	Région	Diamètre (mm)	Observations
1	Avant 1962	Centre ville	600	Collecteur pluvial (bouché et abandonné)
2	1973	Centre ville	/	Rénovation
3	1991-1992	Cité Lamine	400	Réalisation
4	2001-2002	Cité Ben Miloud et cité Aissou	400	Extension
5		Cité El Djadid	500	Réalisation, longeant la route RN46

1.3 Conclusion :

Ce chapitre concernant les données nécessaires pour notre projet, nous a permis d'avoir une situation plus claire pour proposer une variante adéquate du système d'assainissement afin d'évacuer les rejets de notre agglomération. Ces données nous permettent ainsi de calculer tous les débits importants pour le dimensionnement de tous les ouvrages facilitant le fonctionnement de notre système projeté.

II. Chapitre : Etude Hydrologique

II.1 Introduction :

Afin d'effectuer une étude d'un projet d'assainissement, il faut passer par l'étude hydrologique qui est très importante pour la détermination de l'intensité moyenne maximale à partir de l'évaluation des eaux pluviales pour un bassin versant donné.

En effet, l'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute à l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration et les eaux souterraines.

Pour y parvenir, on commence par la définition d'une notion importante dans l'étude hydrologique :

II.2 Période de retour :

On définit la période de retour T d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition au non-dépassement de l'événement. On la prend généralement égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime par unité de temps, généralement en mm/h. L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée, soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Pour calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle

Il faut ajuster nos résultats.

Chapitre II : Etude hydrologique

- Calculer les paramètres de la loi choisie ;
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation. [02]

II.4 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

II.4.1 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. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de la ville de SIDI RACHED dont ses caractéristiques ainsi que la période choisie sont dans le tableau suivant :

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1 Caractéristiques du poste pluviométrique de Sidi Rached

Code	Source	Coordonnées Lambert			Années	N
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)		
021024	ANRH	486,3	362,3	57	1978-2010	33 ans

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.2 La série pluviométrique de 1978 à 2010.

Anné	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avri	Mai	Juin	Juil	Aoû	P _{max,j}
1978	7,7	43,2	26,6	19,2	13,5	44,2	48,4	22,7	12,5	2,1	0	0	48,4
1979	25	29,6	24	38,3	35,7	20,9	36,5	28	4,6	2	0,4	8,3	38,3
1980	3,2	12,4	12,5	49,6	25,4	22,6	30,9	17,1	10,2	1,5	0	8,4	49,6
1981	4	11	7,7	16	48,6	15,4	12,9	9,6	24,8	3,4	0,5	0	48,6
1982	20,6	34	52,2	22	0	25,8	17,1	0,6	0,9	0	4	0	52,2
1983	0	8,6	10,2	59,5	56,4	25,4	19,6	34,5	41,7	19	0	1,4	59,5
1984	13,6	82,2	16,3	36,2	19,1	17,6	35,9	15,6	21,2	0,2	0	0	82,2
1985	21,4	12,1	58,4	14,7	14,3	22,8	15,4	8,1	2,4	27,7	0	1,2	58,4
1986	16,9	22,4	28,9	38,8	28,6	22,4	17,8	0	78,5	8,1	7,7	0	78,5
1987	2	1,4	14,9	24,5	17,4	10,6	16,7	9,8	3,5	19,3	0	0	24,5
1988	35,4	27,1	24	32,1	17,2	5,2	38	35,1	6,1	12,7	0	0	38
1989	14,0	2,5	16,4	17	9,5	0	17,4	7,2	15,7	0	5,6	0	17,4
1990	1,4	3,2	6,9	16	13,5	22,1	18,2	4,1	8,1	4,2	0	0	22,1
1991	2,2	76,7	4,4	2,4	60,9	16,2	27,6	24	22,1	9,9	2,7	0	76,7
1992	1,9	50,4	26,9	32,1	13,1	32,1	6,3	14,2	7	0,5	0	0,4	50,4
1993	15,8	12,5	16,5	12,5	50,1	15,6	0,7	15,5	2,7	0	0	0	50,1
1994	45,2	15,9	21,5	13,6	27,8	23,1	41,3	7	0,2	4,1	0	29,6	45,2
1995	20,6	15,2	23,1	6,1	18,7	25	26,3	92,3	5,2	5,6	1,4	0	92,3
1996	32	31,5	5,3	10	15,5	20,2	5,9	19,1	7,4	1,9	0	10,4	32
1997	14,0	22,79	25,8	17,2	12,2	15,7	12,2	28,1	70,1	1,3	0	1,1	70,1
1998	9	6,6	19,3	17,5	27	44	58,7	6,5	0	0	0	1	58,7
1999	10,7	5,5	28,4	41,5	7,6	1,8	19,7	8,2	21,4	0	0	0	41,5
2000	6,6	36,6	42,6	15	18,7	17	0,7	26,9	3,7	0	0	0	42,6
2001	18,6	22,79	44,5	13,6	8,5	6,5	26,8	8,2	10,4	0	7,2	0	44,5
2002	9,3	13	20,3	19,1	28,1	28,2	5,9	17,4	7,4	1,5	0	0	28,2
2003	10,6	13,5	32,7	25,6	22,4	20,1	17,2	10,9	36,9	2,3	1,1	0	36,9
2004	12,5	15,2	26,6	17	21,1	22,6	20,1	10,6	2,7	0	0,2	1,5	26,6
2005	2,8	31,8	25,8	24,1	27,6	28,6	5,9	3,1	50,5	0	0	0,4	50,5
2006	19,9	2,8	20	22,9	6	16,2	22,6	11,7	1,9	0,7	1	1,9	22,9
2007	14,0	39,7	112	32,3	6,3	20,1	12,3	11,1	7,8	4,7	2,1	0	112
2008	17,6	23,6	22	21,8	21,5	10,5	15,3	17,1	12,9	0	0	0	23,6
2009	28,4	4,9	15,6	26,3	24,4	15,9	36,3	14,4	6,4	9	0	25,1	36,3
2010	6,4	21,4	19,1	22,5	22,9	30	20	17,5	36,3	13,4	0	0	36,3

Source ANRH Blida

Chapitre II : Etude hydrologique

II.4.2 Les caractéristiques de cette série :

La somme des précipitations maximales journalières durant 33ans d'observations:

$$\sum_{i=1}^{N=33} Xi = 1595,1 \text{ mm}$$

La moyenne de précipitation maximale journalière (X) :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=33} Xi}{N} = 48,34 \text{ mm.}$$

X_i : hauteur des pluies maximales journalières en (mm).

N : taille de l'échantillon.

X : pluies journalières maximales interannuelles en (mm).

Ecart type σ_x :

Pour $N \geq 30$ ans, on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{N}} = 21,67$$

Coefficient de variation :

$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}} = 0,448$$

L'exposant climatique :

Selon les études régionales de l'ANRH de BLIDA ; on a $b=0,4$.

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande (ordre croissant), on calcul :

$$\text{La médiane } Me = X_{50\%} = 45,2 \text{ mm.}$$

II.4.3 Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont réunies. Et d'après la grande irrégularité des régimes pluviométriques, les deux lois généralement utilisées sont :

- Loi de GALTON ou loi LOG NORMALE.
- Loi de GUMBEL.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur de papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

III.4.3.1 Ajustement de la série pluviométrique par la loi de Gumbel :

- **Manuellement :**

La loi de Gumbel a une fonction de répartition de la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Avec $y = a(X - X_0)$

X : précipitation maximale journalière en (mm) qui correspond à une fréquence F(X)

X₀ : paramètre de position en (mm)

Y : variable réduite de "Gumbel"

Pour ajuster notre série pluviométrique à la loi de Gumbel, on doit suivre les étapes suivantes :

-Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre (rang).

-Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

Avec :

Chapitre II : Etude hydrologique

n : la taille de la série

m : numéro d'ordre

-Calculer la variable réduite de "Gumbel" par la formule :

$$Y = -\ln(-\ln F(x))$$

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.3 Variables de Gumbel

Pj(max)	Rang	Fréquence	Y
17,4	1	0,0152	-1,1285
22,1	2	0,0455	-0,9479
22,9	3	0,0758	-0,8081
23,6	4	0,1061	-0,6894
24,5	5	0,1364	-0,5832
26,6	6	0,1667	-0,4853
28,2	7	0,1970	-0,3931
32	8	0,2273	-0,3049
36,3	9	0,2576	-0,2193
36,3	10	0,2879	-0,1355
36,9	11	0,3182	-0,0527
38	12	0,3485	0,0297
38,3	13	0,3788	0,1123
41,5	14	0,4091	0,1956
42,6	15	0,4394	0,2802
44,5	16	0,4697	0,3665
45,2	17	0,5000	0,4552
48,4	18	0,5303	0,5469
48,6	19	0,5606	0,6423
49,6	20	0,5909	0,7422
50,1	21	0,6212	0,8476
50,4	22	0,6515	0,9597
50,5	23	0,6818	1,0803
52,2	24	0,7121	1,2112
58,4	25	0,7424	1,3555
58,7	26	0,7727	1,5170
59,5	27	0,8030	1,7020
70,1	28	0,8333	1,9200
76,7	29	0,8636	2,1882
78,5	30	0,8939	2,5411
82,2	31	0,9242	3,0679
92,3	32	0,9545	4,1820
112	33	0,9848	4,1820

Chapitre II : Etude hydrologique

-Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de Gumbel tel que :

$$X = (1/\alpha) y + x_0$$

Sachant que :

$1/\alpha$: la pente de la droite de Gumbel ;

X_0 : l'ordonnée à l'origine ;

$$1/\alpha = 0.78 * \sigma_x$$

$$1/\alpha = 16,91 \text{ mm}$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} = 0.74 \text{ mm}$$

$$X_0 = \bar{x} - (1/\alpha) \bar{y}$$

$$X_0 = 48,34 - (16,91) * 0.74 = 35,85 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de Gumbel devient :

$$X = 16,91y + 35,85$$

D'où :

$$P_{\max, p\%} = 13.26y + 27.84$$

La variable réduite est égale à :

$$Y = -\ln(-\ln F(90\%)) = 2.25$$

$$P_{\max, p\%} = 73,90 \text{ mm}$$

Chapitre II : Etude hydrologique

- Par logiciel Hyfran :

Afin de vérifier les résultats précédents, nous utilisons le logiciel Hyfran pour calculer la Précipitation maximale journalière pour une période de retour de 10 ans.

Procédés d'ajustement :

- Lancement du logiciel Hyfran ;
- Sélectionner une formule de probabilité empirique (formule de Hazen) ;
- Insérer les données ($P_{\max,j}$ classée par ordre) ;
- Ajuster à la loi Gumbel (méthode maximum de vraie semblance)
- Tirer les coefficients de la droite.

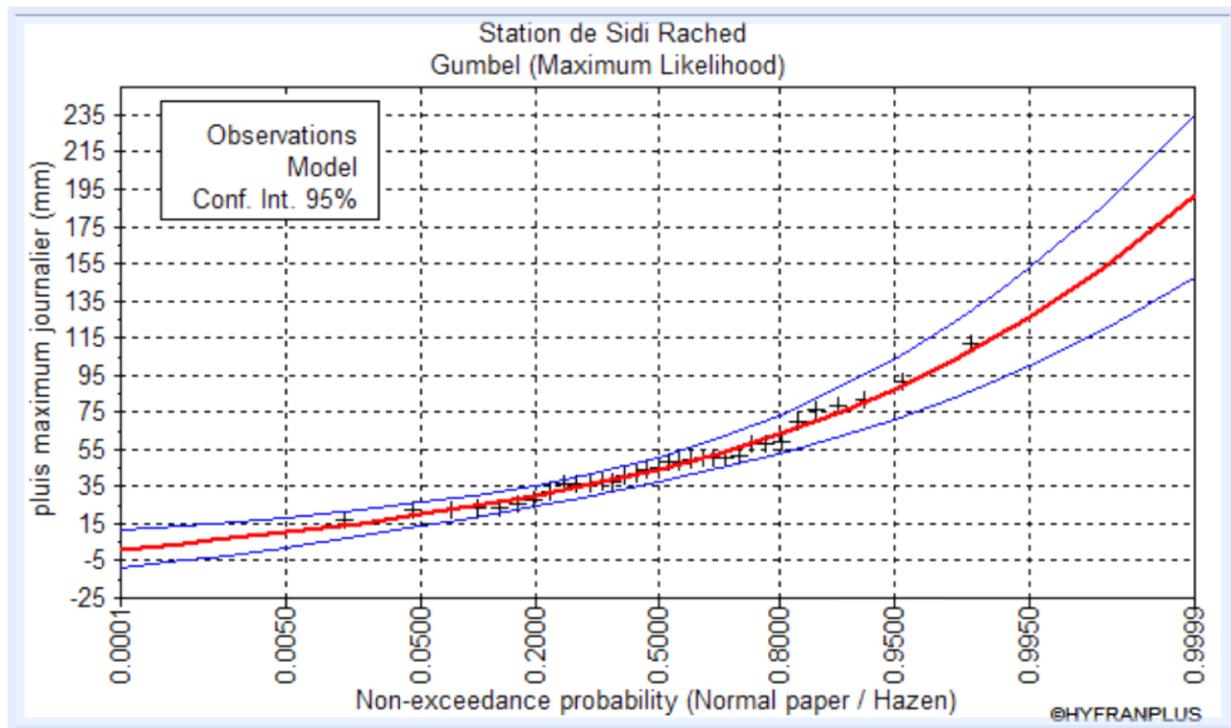


Figure II.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Nombre d'observation : 33 ;

Quantiles ;

$q=F(X)$ (probabilité au non dépassement) ;

$T=1/(1-q)$.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.4 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	194	9,97	137-251
2000.0	0.9995	167	7,90	120-214
1000.0	0.9990	155	5,85	112-198
200.0	0.9950	128	4,41	94,6 – 161
100.0	0.9900	116	3,47	87,0 – 145
50.0	0.9800	104	3,19	79,3– 129
20.0	0.9500	88,5	3,39	68,9 – 108
10.0	0.9000	76,3	3,93	60,8– 91,8
2.0	0.8000	63,6	4,45	52,1 – 75.0
3.0	0.6667	53,5	5,07	44,8 – 62,1
2.0	0.5000	44,4	5,47	37,6 – 51,2
1.4286	0.3000	35,0	5,83	28,8– 51,2
1.2500	0.2000	30,1	6,53	23,4 – 36,8

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

• On obtient comme droite : $P=b(U) +a$

$b=16,9382$

$a=38,1624$

Donc

Chapitre II : Etude hydrologique

$$P_{\max,10\text{ans}}=16,9382(2,25) + 38,1624= 76,27\text{mm}$$

II.4.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :

- **Manuellement :**

L'ajustement se passe comme suit :

Classement des valeurs par ordre décroissant ;

Transformation des $P_{\max,j}$ en $\text{Log}_{10}(P_{\max,j})$.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.5 Transformation des $P_{\max,j}$ en $\text{Log}_{10}(P_{\max,j})$

$P_j \text{ max}$	$\text{Log}_{10}(P_j \text{ max})$	$P_j \text{ max}$	$\text{Log}_{10}(P_j \text{ max})$
112	2,0492	45,2	1,6551
92,3	1,9652	44,5	1,6484
82,2	1,9149	42,6	1,6294
78,5	1,8949	41,5	1,6180
76,7	1,8848	38,3	1,5832
70,1	1,8457	38	1,5798
59,5	1,7745	36,9	1,5670
58,7	1,7686	36,3	1,5599
58,4	1,7664	36,3	1,5599
52,2	1,7177	32	1,5051
50,5	1,7033	28,2	1,4502
50,4	1,7024	26,6	1,4249
50,1	1,6998	24,5	1,3892
49,6	1,6955	23,6	1,3729
48,4	1,6848	22,1	1,3444
17,4	1,2405		

Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en $\overline{\log_{10}(P_j \text{ max})}$ et $\sigma_{\log x}$;

Calcul analytique de : $P_{\max,10\text{ans}} = 10^{\log_{10} P_{j \text{ max}} + U_{10\text{ans}} \cdot \sigma_{\log x}}$

UP% =1.28: Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10ans ;

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

Chapitre II : Etude hydrologique

$$\overline{\log_{10}(P_{j. \max})} = \frac{\sum \log p_i}{n} = \frac{46.9507}{31} = 1.52$$

$$\sigma_{\log} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log P_{j \max} - \overline{\log P_{j \max}})^2}{n}} = 0.16$$

$$P_{\max, 10 \text{ans}} = 10^{\log_{10} P_{j \max} + U_{10 \text{ans}} * \sigma_{\log}} = 53.06 \text{ mm}$$

$$P_{\max, 10 \text{ans}} = 53.06 \Rightarrow p \text{ (} 43.6 < 53.06 < 63 \text{)}$$

- **Par logiciel Hyfran :**

En suivant la même procédure utilisée pour la loi de GUMBEL , on obtient :

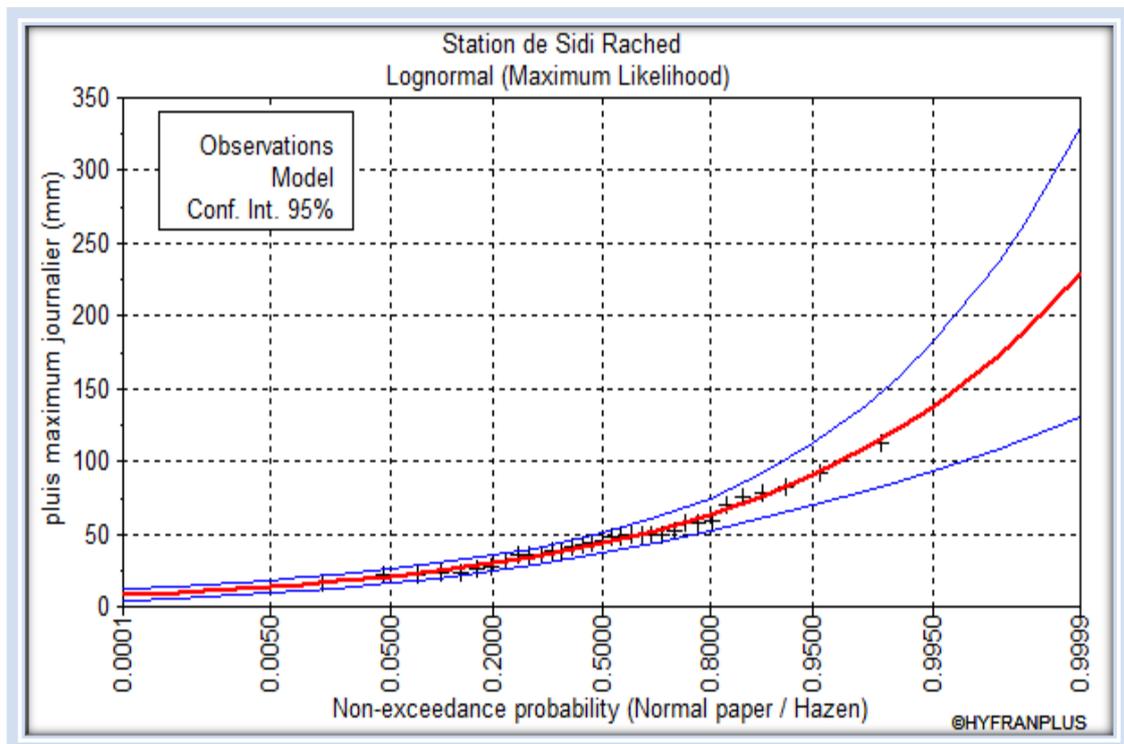


Figure II.2Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.6 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	230	51,0	130 – 303
2000.0	0.9995	190	37,9	115 – 264
1000.0	0.9990	173	32,8	109 – 238
200.0	0.9950	138	22,6	93,6– 182
100.0	0.9900	123	18,7	86,7 – 160
50.0	0.9800	109	15,1	79,5 – 139
20.0	0.9500	90,9	10,9	69,4 – 112
10.0	0.9000	77,3	8,17	61,3– 93,9
2.0	0.8000	63,5	5,77	52,2 – 74,8
3.0	0.6667	52,8	4,30	44,4 – 61,2
2.0	0.5000	43,6	3,39	36,9 – 50,2
1.4286	0.3000	34,5	2,87	28,9 – 40,1
1.2500	0.2000	29,9	2,72	24,6– 35,2

II.5 L'intensité de pluie pour les 2 méthodes :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de Montanari

$$I_{D(10ans)} = \frac{P_{max j (10ans)}}{24} * \left(\frac{D}{24}\right)^{(b-1)}$$

- I_{0,25 (10ans)} : Intensité moyenne de précipitation pour une averse (15 min/10 ans) ;
- P_{max j (10ans)} : précipitation max pour une journée de fréquence donnée ;
- D : Durée de l'averse en heures (D = 0.25h);

Chapitre II : Etude hydrologique

➤ b : Exposant climatique de la région (b=0.35 selon les études régionales de l'ANRH);

II.5.1 Calcul numérique

- 1ère méthode Gumbel

- Manuelle

$$I_{0.25(10\text{ans})} = \frac{73,90}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.35-1)} = 59,83\text{mm/h}$$

- Logiciel HYFRAN

$$I_{0.25(10\text{ans})} = \frac{76,3}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.35-1)} = 61,77\text{mm/h}$$

- 2ème méthode Galton :

- Manuelle

$$I_{0.25(10\text{ans})} = \frac{76,42}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.35-1)} = 61,87\text{mm/h}$$

- Logiciel HYFRAN

$$I_{0.25(10\text{ans})} = \frac{77,3}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.35-1)} = 62,58\text{mm/h}$$

Tableau II.7 Les résultats de test d'adéquation.

Loi	Nombre de degrés de liberté	Khi 2 calculé	Khi 2 théorique
Gumbel	5	4.58	9.24
Galton	5	7.48	9.24

Donc l'ajustement à la loi de Galton est le plus convenable.

II.6 Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. Nous observons qu'après l'analyse des deux lois d'ajustement que la loi de GUMBEL ne s'ajuste pas contrairement à celle de GALTON, c'est pour cela que nous prenons la valeur obtenue par cette dernière loi, et nous déterminerons l'intensité pluviale qui s'avère être le débit spécifique nécessaire au dimensionnement de notre réseau d'assainissement.

$$I_{0.25(10\text{ans})} = 62,58 \text{ mm/h}$$

D'où le débit spécifique est :

$$q_s = \frac{62,58 \cdot 10000}{3600} = 173.33 = 173 \text{ l/s/ha}$$

III. Chapitre : Éléments de base

III.1 Introduction :

Dans l'étude d'un projet d'Assainissement, il est indispensable de prendre en considération la surface d'influence et sa pente, ainsi que les systèmes d'évacuation, leurs schémas et les coefficients caractérisant cette surface, pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables afin que le réseau soit dimensionné de manière à assurer l'écoulement de l'eau dans la conduite sans stagnation jusqu'à l'exutoire.

III.2 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossés, et accessoirement de poste de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs. Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation, soit: [01]

- L'égout combiné ou unitaire.
- L'égout pseudo-séparatif.
- L'égout séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.

III.2.1 Système unitaire :

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement. [01]

III.2.2 Système séparatif :

Ce système comprend deux réseaux :

Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.

Un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à l'aval de l'agglomération.

Chapitre III : Eléments de base

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales qui sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiels. [01]

III.2.3 Système pseudo- séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties : l'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature L'autre provenant des toitures et des cours sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble. [01]

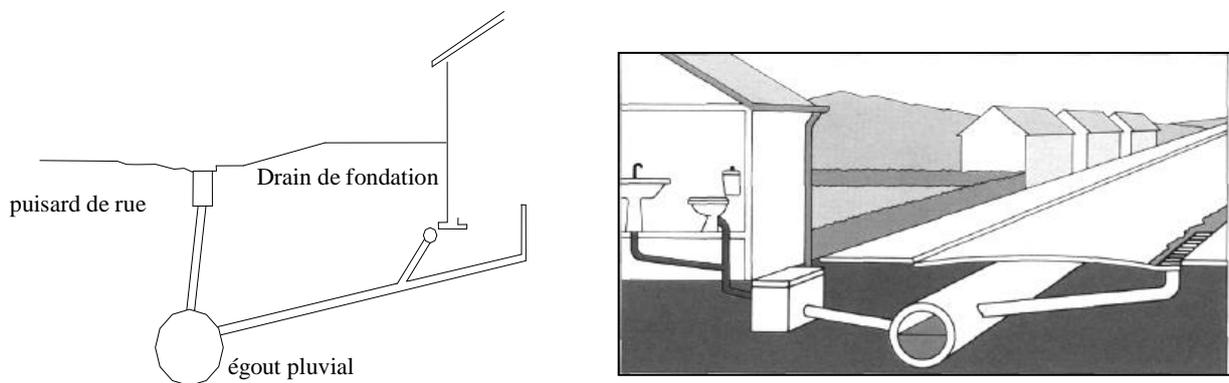


Figure III.1 Le système d'évacuation de type unitaire

Chapitre III : Eléments de base

Tableau III.1 avantages et inconvénients des différents systèmes :

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration ; - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

III.3 Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix d'un système d'évacuation se fait en tenant compte: [03]

- De l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement ;
- Des ouvrages existants, encore utiles pour le projet ;
- Du cours d'eau récepteur ;
- De la comparaison des variantes (système séparatif, unitaire) ;
- De la topographie du terrain naturel.

Remarque : en tenant compte de l'aspect économique et de la simplicité du système ainsi pour ne pas encombrer le sol, nous optons pour le réseau unitaire pour notre étude.

III.4 Schémas d'évacuation :

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel. Pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivants : [04]

III.4.1 Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement prévu. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs on distingue :

Le schéma perpendiculaire simple.

Le schéma perpendiculaire étagé.

III.4.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation le traitement des eaux usées.

III.4.3 Schéma de collecteur par zones étagées :

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs.

III.4.4 Schéma radial :

C'est un schéma adopté pour les terrains plat. Les eaux sont collectées en un point bas, pour être en suite relevées vers :

Un cours d'eau récepteur.

Une station d'épuration.

Un collecteur fonctionnant à surface libre.

III.4.5 Schéma à collecte transversale oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

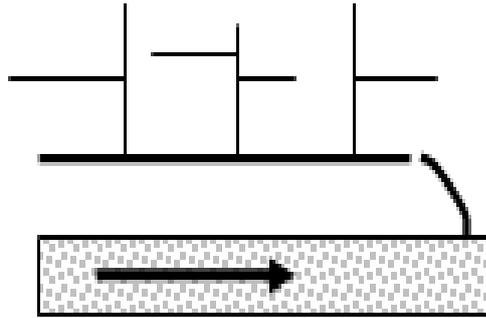


Figure III.2 Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral.

Remarque : En tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la ville et en vu d'éviter de fortes pentes, le schéma le plus adéquat dans notre cas est le schéma à déplacement latéral.

III.5 Choix du découpage des sous bassins :

Le découpage des sous bassins est fait en tenant compte des paramètres suivants :

La topographie du terrain.

Les routes et voiries existantes.

La nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible.

L'imites naturelles : oueds, talweg, collines,...etc.

Le découpage est fait à l'aide du logiciel Autocad afin de calculer les surfaces des sous bassins.

III.6 Principe du tracé du réseau :

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

La topographie du site.

L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Les conditions de rejet.

Chapitre III : Eléments de base

L'emplacement des cours d'eau et talweg.

L'emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit répondre à certains critères comme :

La profondeur des caves avoisinante.

La résistance de la canalisation aux différents efforts et au gel.

III.7 Evaluation du coefficient de ruissellement :

L'action des précipitations commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5 mm de pluie. Dès que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage le ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur le bassin considéré. Ce coefficient à la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soit aussi homogènes que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que : La nature du sol, L'inclinaison du terrain, Le mode d'occupation du sol, la densité de population, La durée de pluie, L'humidité de la surface et L'humidité de l'air. [01]

III.7.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :

Tableau III.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

Chapitre III : Eléments de base

III.7.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :

Tableau III.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.

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

III.7.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau III.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.

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

Chapitre III : Eléments de base

III.7.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tableau III.5 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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

III.8 Calcul de la population de chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exacte du nombre d'habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes a fin de pouvoir estimer ce dernier.

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

Chapitre III : Eléments de base

III.8.1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A}$$

Avec

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin

A : Surface totale de la zone urbanisée.

Application numérique : $C_{rp} = \frac{49,878}{85,80} = 0,58$

$C_{rp} = 0,58$

III.8.2 Calcul de la densité partielle :

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} A}$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha)

Chapitre III : Eléments de base

III.8.3 Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Avec :

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Tableau III.6 Calcul du coefficient de ruissellement et du nombre d'habitant de chaque sous bassin.

N° du sous bassin	Aire A_i (ha)	Coeff. de Ruissellement	$A_i \cdot C_{ri}$	Densité	Nombre d'habitants
				D_i (hab/ha)	
SBV1	11,508	0,58	6,67464	257,681	2961
SBV2	3,8275	0,4	1,531	177,711	676
SBV3	5,595	0,55	3,07725	244,352	1363
SBV4	5,599	0,57	3,19143	253,238	1414
SBV5	11,4981	0,59	6,783879	262,123	3007
SBV6	4,1211	0,59	2,431449	262,123	1076
SBV7	8,219	0,65	5,34235	288,780	2369
SBV8	2,881	0,3	0,8643	133,283	380
SBV9	8,899	0,63	5,60637	279,895	2487
SBV10	5,1165	0,62	3,17223	275,452	1405
SBV11	8,0845	0,61	4,931545	271,009	2187
SBV12	10,453	0,6	6,2718	266,566	2782
total	85,8	0,56	49,878		22109

III.9 Conclusion :

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- Nous avons fixé l'horizon de calcul à 2048, soit une population future de 22109 habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma à déplacement latéral.
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduit à distinguer 12 sous bassins.

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

IV. Chapitre : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

IV.1 Introduction :

Afin de faire un bon dimensionnement d'un réseau d'assainissement d'une zone d'étude quelconque, il est indispensable d'évaluer les débits d'eaux pluviales et d'eaux usées rejetées dans cette région tout en tenant compte du nombre d'habitants et de l'aire à étudier.

IV.2 Généralités :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux est de savoir d'une part la quantité à évacuer dans le réseau d'évacuation des eaux usées ou celui de drainage des eaux pluviales et d'autre part de la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations ou des industries). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs pour le milieu naturel et qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

IV.3 Nature et origines des eaux usées :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées, on distingue :

IV.3.1 Les eaux usées domestiques :

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

IV.3.2 Les eaux usées du service public :

Elles proviennent essentiellement du lavage des espaces publics (marchées, rues...). Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

IV.3.3 Les eaux usées industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques, des hydrocarbures.

Remarque : notre agglomération ne comporte aucune industrie donc ces eaux usées ne sont pas prises en compte.

IV.3.3.1 Les eaux parasites :

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

On notera aussi qu'une densité moyenne de 100 habitants par hectare, la ration s'établit entre 16 et 47 m³/an/hab.

IV.3.3.2 Les eaux pluviales :

Normalement les eaux pluviales ne sont pas forcément polluées. Elles ne sont considérées comme des eaux usées que si elles sont mélangées avec des effluents urbains au niveau des égouts de type unitaire.

Toutes ces eaux sont collectées et acheminées par un réseau d'égout aussi appelé réseau d'assainissement, soit dans une station de traitement soit sur un site autonome de traitement.

IV.4 Consommation en eau potable :

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

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre des habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

Dans notre cas, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab. (Source A.P.C).

IV.5 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

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

Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée ne représente que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet (K_r).

Dans notre cas, Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

IV.5.1 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_r}{86400}$$

Avec:

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

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

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.

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

IV.5.2 Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte} = K_P . Q_{moyj}$$

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

K_p : Coefficient de pointe

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier.

Le coefficient de pointe est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen au cours de cette même journée, il peut être estimé de plusieurs manières :

De façon moyenne :

$$K_p = 24/14 \approx 1.714 \quad \text{ou} \quad K_p = 24/10 \approx 2.4$$

Relié à la position de la conduite dans le réseau :

$K_p = 3$ en tête du réseau ;

$K_p = 2$ à proximité de l'exutoire.

Calculé à partir du débit moyen Q_{moy} :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \begin{array}{l} \text{si } Q_{moy,j} > 2,8 \text{ l/s} \\ \text{si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s} \end{array}$$
$$K_p = 3$$

Dans notre étude ; l'évaluation du coefficient de pointe est estimée à partir du débit moyen.

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

Tableau IV.1 Evaluation des débits en eau potable des équipements pour chaque sous bassin.

N° SB	infrastructure	Unité	nombre	Dotation (l/j/hab)	Qeq usé (l/s)	Qeq usé total (l/s)
01	école	Elève	150	15	0,021	0,021
02	/	/	/	/	/	/
03	2 écoles	Elève	300	15	0,042	0,053
	gendarmerie	Agent	46	20	0,009	
	cinéma	spectateur	65	5	0,003	
04	/	/	/	/	/	/
05	/	/	/	/	/	/
06	marché	Clients	1000	10	0,093	0,093
07	parc communal	Personne	50	5	0,002	0,078
	jardin	Personne	50	10	0,005	
	Ensemble multifonctionnel	Agents	45	10	0,004	
	CEM	élèves	480	15	0,067	
08	/	/	/	/	/	/
09	APC	Employé	73	10	0,007	0,007
10	école coranique	Fidele	80	10	0,007	0,009
	commerces	Locaux	30	5	0,001	
11	/	/	/	/	/	/
12	stade	Vestiaire	1	5000	0,046	0,306
	CFPA	Elève	500	15	0,069	
	école primaire	Elève	150	15	0,021	
	CEM	Elève	480	15	0,067	
	lycée	Elève	737	15	0,102	

A partir des résultats du débit max d'eau potable de l'an 2008 nous déterminons le débit d'eau usée en multipliant le Qjmax par le facteur du rejet qui est de 0,8 après ça nous déterminons le pourcentage d'eau usée pour chaque localité qui sera estimé le même pourcentage pour l'an 2048 pour la même localité pour pouvoir arriver au même débit global.

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

Tableau IV.2 Estimation des débits des eaux usées domestiques

SB	Pi (hab)	Dotation (l/j/hab)	Krejet	Qmoy.us é (l/s)	Kp	Qp (l/s)	Qtot (l/s)
1	2961	150	0,8	4,113	2,73	11,239	11,260
2	676	150	0,8	0,939	3,00	2,817	2,817
3	1363	150	0,8	1,893	3,00	5,679	5,732
4	1414	150	0,8	1,964	3,00	5,892	5,892
5	3007	150	0,8	4,176	2,72	11,374	11,374
6	1076	150	0,8	1,494	3,00	4,483	4,576
7	2369	150	0,8	3,290	2,88	9,470	9,548
8	380	150	0,8	0,528	3,00	1,583	1,583
9	2487	150	0,8	3,454	2,85	9,828	9,835
10	1405	150	0,8	1,951	3,00	5,854	5,863
11	2187	150	0,8	3,038	2,93	8,913	8,913
12	2782	150	0,8	3,864	2,77	10,710	11

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

IV.6 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal).

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; nous considérons deux méthodes, les plus utilisées pour l'évaluation du débit pluvial :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

IV.6.1 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).

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

$$Q = \alpha.Cr.i.A$$

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).

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

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

❖ Validité De La Méthode Rationnelle

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

IV.6.1 Application de la méthode rationnelle pour le Chef-Lieu de Menaceur :

IV 6.1.1 Temps de concentration :

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

Le temps de concentration T_C est donné par :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3$$

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

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

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

Où :

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long.

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

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

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

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

IV.6.1.2 Coefficient réducteur d'intensité (α) :

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement.

Remarque : dans notre travail nous avons pris α entre 0,8 et 0,9 vu les surfaces des sous bassins sont inférieurs à 10 ha et le cheminement hydraulique le plus long inférieur à 200 m. Ces valeurs sont prises à partir du tableau du rectangle équivalent de la surface du sous bassin.

Tableau IV.3 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

N° du	Ai (ha)	Cri	Coeff correcteur	Intmoy	Q _{plu} (l/s)	Q _{plu} (m ³ /s)
1	11,508	0,58	0,8	173	923,770	0,924
2	3,8275	0,4	0,9	173	238,377	0,238
3	5,595	0,55	0,9	173	479,128	0,479
4	5,599	0,57	0,9	173	496,906	0,497
5	11,4981	0,59	0,8	173	938,889	0,939
6	4,1211	0,59	0,9	173	378,577	0,379
7	8,219	0,65	0,8	173	739,381	0,739
8	2,881	0,3	0,9	173	134,572	0,135
9	8,899	0,63	0,8	173	775,922	0,776
10	5,1165	0,62	0,9	173	493,916	0,494
11	8,0845	0,61	0,8	173	682,526	0,683
12	10,453	0,6	0,8	173	868,017	0,868

Remarque : vue que l'aire d'étude est petite donc la méthode rationnelle est assez suffisante pour l'évaluation du débit pluvial pour une période de retour de 10 ans.

CHAPITRE IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

Tableau IV.4 calcul du débit total de chaque sous bassin.

N° sous bassin	Débit usé m ³ /s	Débit pluvial m ³ /s	Débit total m ³ /s
1	0,0113	0,924	0,935
2	0,0028	0,238	0,241
3	0,0057	0,479	0,485
4	0,0059	0,497	0,503
5	0,0114	0,939	0,950
6	0,0046	0,379	0,384
7	0,0095	0,739	0,749
8	0,0016	0,135	0,137
9	0,0098	0,776	0,786
10	0,0059	0,494	0,500
11	0,0089	0,683	0,692
12	0,0110	0,868	0,879

IV.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures domestique, d'équipements et pluviales tout en partageant notre agglomération en 12 sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé.

V. Chapitre : Dimensionnement du réseau d'assainissement

V.1 Introduction :

Le calcul hydraulique constitue une étape clé puisqu'elle conditionne le bon fonctionnement du réseau, de manière durable. Ses objectifs principaux sont :

D'appliquer les conditions d'auto curage (vitesse minimale et donc pente minimale) permettant d'éviter les obstructions, la formation d'H₂S et leurs conséquences.

D'éviter les mises en charge et les débordements en assurant la protection du milieu contre la pollution selon sa sensibilité.

Ce présent chapitre concerne les calculs des différents diamètres du réseau ainsi que le dimensionnement des différents ouvrages annexes.

V.2 Conception du réseau d'assainissement :

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 de relevage ou d'épuration si elles existent.

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);

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

- Profondeur;
- rôles à jouer.

V.3 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations se trouvant à l'amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de 0,005 mètre par mètre.

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

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

V.4 Les canalisations :

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

V.4.1 Type de canalisations :

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

a) Conduites en béton armé :

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

b) Conduites en chlorure de polyvinyle non plastifié (P.V.C) :

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au dessous de 0 °C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

c) conduite en Polyéthène à haute densité (PEHD) :

Les tubes en polyéthylène HD présentent des surfaces, intérieures et extérieures, propres et lisses et sont exempts de défauts d'importance ou de fréquence tels qu'ils soient susceptibles d'être nuisibles à leur qualité : rayures, bulles, grains, criques et soufflures. L'examen est effectué à l'œil nu, sur des éprouvettes ouvertes selon deux génératrices diamétralement opposées.

Remarque :

Pour notre projet, nous avons utilisé les conduites en PVC pour les petits diamètres ($\Phi < 800\text{mm}$) et cela pour les collecteurs principales dans la ville, et des conduites en Béton armé de profil circulaire lorsque le diamètre est supérieur à $\Phi 800$ et cela pour L'intercepteur. Ce choix n'est pas arbitraire mais vu les avantages qu'elles présentent :

❖ *Pour les conduites en béton armé :*

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

❖ *Pour les conduites en PVC :*

a. Propriétés mécaniques et physiques :

- Résistance à l'abrasion.
- Résistance aux charges extérieures.
- Résistance et réaction au feu.
- Tenue à la pression.
- étanchéité.

b. Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques,
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté,
- Résistance à l' H_2S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés. .

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

c. Qualités économiques :

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

V.4.2 Choix du type des canalisations :

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

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées transportées.
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises. [04]

NB : les types de canalisations choisis dans notre projet est le PVC et le béton armé BA pour les conduites gravitaires et le PEHD pour la conduite de refoulement.

V.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

V.5.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0,6m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 400 mm. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

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

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

V.5.2 Partie gravitaire :

V.5.2.1 Mode de calcul :

Dans la section à étudier, le débit à évacuer s'exprime par la relation :

$$Q = V \cdot S_m$$

Q : Débit en (m^3/s).

S_m : Section mouillée en m^2 .

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

La vitesse se calcule par différentes expressions, on prend l'expression de Manning-Strickler suivante :

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

R : Le rayon hydraulique défini comme le rapport de la section au périmètre mouillé (m).

K_s : Coefficient de rugosité (ou de Strickler) à la dimension $L^{1/3}T^{-1}$.

I : Pente du collecteur en (m/m).

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V.1 coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

types de matériaux	coefficient de rugosité K_s
Conduites métalliques rivées ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites en fonte ou en béton(très vieilles)	70
Conduites en fonte en service ou en béton avec joints serrées	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibro-ciment, en tôle sans soudures	90 à 100
Acier galvanisé	100 à 110
Fonte revêtue intérieurement neuve	110 à 125
Amiante-ciment (Éternit)	100 à 120
Cuivre, laiton, PE, PVC lisse	100 à 150

Source **BOURRIER. R. 2008**

Les matériaux choisis de la conduite, sont le pvc avec $K_c = 100m^{1/3}s^{-1}$. et le béton armé lisse avec $K_s = 70m^{1/3}s^{-1}$.

On va calculer le diamètre avec la relation suivante :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2036 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Avec $Q_t = Q_{usé}$ en (m^3/s)

$Q_{usé}$: Débit d'eau usée.

Sachant que le débit à pleine section est donnée par :

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

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite (m).

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

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

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Le rayon hydraulique pour calculer la vitesse à pleine section est :

$$R = \frac{S}{P} = \frac{\pi D_{nor}^2}{4\pi D} = \frac{D_{nor}}{4}$$

La vitesse à pleine section sera donc :

$$V_{ps} = K_s \cdot \left(\frac{D_{nor}}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot I^{1/2}$$

- Les différents rapports :

Les rapports des débits: $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$; $R_{Q_{min}} = \frac{Q_{usé}}{Q_{ps}}$

Les rapports des vitesses: $R_V = \frac{V}{V_{ps}}$; $R_{V_{min}} = \frac{V_{min}}{V_{ps}}$

Les rapports des hauteurs: $R_H = \frac{H}{D_{nor}}$; $R_{H_{min}} = \frac{H_{min}}{D_{nor}}$

H : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Le dimensionnement de tous les collecteurs a été établi à l'aide des abaques attribués à l'annexe ainsi qu'une vérification par la formule de Manning-Strickler. La détermination des paramètres hydrauliques sont résumés dans le **Tableau V-2 : dimensionnement des conduites gravitaires (annexe)**.

V5.2.2 Conclusion :

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

Nous avons remarqué que les diamètres des tronçons sont compris entre 400 mm et 1500mm.

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

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

V.5.3 Partie refoulement:

V5.3.1 Dimensionnement des postes de relevage projetés PR :

1. Choix de l'emplacement de la station de relevage :

D'après la disponibilité du terrain et des eaux, et les conditions topographiques et géologiques favorables, nous avons une seule variante pour l'emplacement de la station, notre station doit être projetée à côté du bassin filtration existant pour permettre de recevoir tous les eaux usées de cette zone.

2. Données de base :

Le débit de pointe en temps pluvial entrant au puisard du poste de relevage, est Q_{pp} .

Pour une vitesse choisie V (m/s) nous aurons un diamètre normalisé \varnothing (mm); ce diamètre fait conduire l'eau pompée Q_{pp} de poste de relevage vers un point plus haut avec la vitesse choisie.

-Le volume utile du puisard est exprimé par : $V_u = Q_{pp} / (4 * n * f)$,

Avec :

V_u : volume utile de la bache qui est constituée entre les niveaux bas (d'enclenchement) et haut (déclanchement) de la pompe.

Q_{pp} : débit de pointe en temps pluvial à pomper en m^3/h

n : nombre de pompe fonctionnelle (pour notre cas on prend $n=3$)

f : nombre de démarrage ou d'enclenchement par heure (on prend $f = 6$)

Volume utile = surface * ($H_{dec} - H_{en}$)

Avec :

H_{dec} : cote de déclenchement

H_{en} : cote d'enclenchement

$H_u = H_{dec} - H_{en}$,

Pour le reste des valeurs elles sont indiquées comme suivant :

$S = L \times l$

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Avec : S : surface du puisard (m²)

L : longueur du puisard (m)

I : largeur du puisard (m)

NB : les résultats de calcul des postes de relevage et conduites de refoulement sont représentés dans l'annexe (Tableau V-3 : Dimensionnement du poste et conduite de refoulement)

V5.3.2 Dimensionnement des groupes Electropompes :-La cote fil d'eau à l'entrée du poste de relevage est C.E (m) la cote fil d'eau du point d'arrivée est : C.A (m)

Hu : Hauteur utile $H_u = H_{en} - H_{dec}$

Hd : Hauteur entre la cote fil d'eau de la conduite d'entrée au puisard et le niveau supérieur de la bache est : $H_d = 0,35m$

Alors la profondeur totale du niveau d'eau utile par rapport à la cote fil d'eau du point d'arrivée est :

$$Pr (m) = C.A - C.E + 0,35 + H_u$$

Hg : La hauteur géométrique Hg est égale à Pr : **$H_g = Pr$**

Lr : Longueur de relevage Lr est égale au linéaire de la conduite à partir du poste de relevage jusqu'au point d'arrivée plus la hauteur $H_d = 0,35m$ expliquée en haut.

ΔH_t : Les pertes de charge totales sont : ΔH_t (m)

Hmt : La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = H_g + \Delta H_t$

Par mesure de sécurité nous majorons la valeur de Hmt en ajoutant de 1 à 2m

-Alors les caractéristiques du groupe (3 pompes +1) sont :

Qp : Débit pompé ;

Hmt = Hauteur manométrique totale (deux pompes en parallèle)

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

1. Puissance hydraulique :

$$P_{hyd} = \frac{\rho g H_{mt} Q_p}{\eta}$$

Avec :

P_{hyd} : puissance hydraulique (KW)

ρ : Masse volumique de l'eau (1000 kg/m³)

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m)

g : accélération de la pesanteur = 9,81m/s²

Q_p : débit de pointe (m³/s)

η : Rendement de la pompe, 75 %

-Donc une (01) pompe avec une (01) de secours : **3pompe +1secours (3+1)**

2. Puissance électrique du moteur :

$$P.e.m \text{ (KW)} = 1,8 \times P_{hyd} \text{ (KW)}$$

Le résultat de calcul des paramètres hydrauliques pour le poste de relevage et les conduites de refoulement (PEHD, K=0,1mm à longue durée) est représenté dans le (**Tableau V-3 Dimensionnement du poste et conduite de relevage**) dans l'annexe

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

V.6 Les déversoirs d'orage :

Le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit

Dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Ce terme générique de déversoir peut

Être précisé par différents aspects, comme par exemple : [01]

-Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les eaux de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

-Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.

-Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents dans le milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.

-Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports du réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

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

V.6.1 Physiques (géométrie et hydraulique) :

-Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels,etc.

-Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc.

-Ouvrages hydrauliques proches du (bassin, station de pompage...).

V 6.2 Environnementales :

-Protection du milieu naturel contre les pollutions.

-Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).

-Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

-Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

c. Economiques :

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

d. Gestion :

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

V.6.3 Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoirs :

➤ *Détermination selon le nombre de seuils :*

a. Déversoirs à seuil simple :

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil. [01]



Figure V.1 Exemple de déversoir latéral à seuil simple

b. Déversoirs à seuil double :

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoir représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus. [01]



Figure V.2 Exemple de déversoir à seuil double

➤ Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont :

a. Déversoirs à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement. [01]

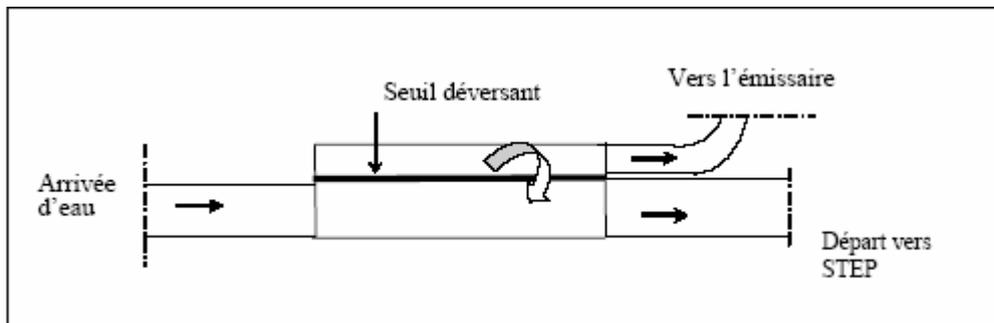


Figure V.3 Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus

b. Déversoirs à seuil frontal :

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

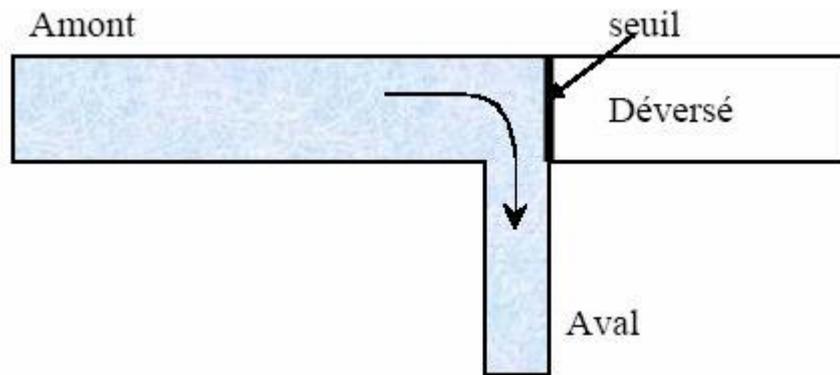


Figure V.4 Exemple de déversoir frontal

c. Déversoirs à seuil dit "intermédiaire" :

Ce sont les déversoirs qui ont des seuils qui ne sont pas purement rectilignes :

Seuil rectiligne avec angle intermédiaire (41%), seuil brisé (4%) ou seuil curviligne (18%).

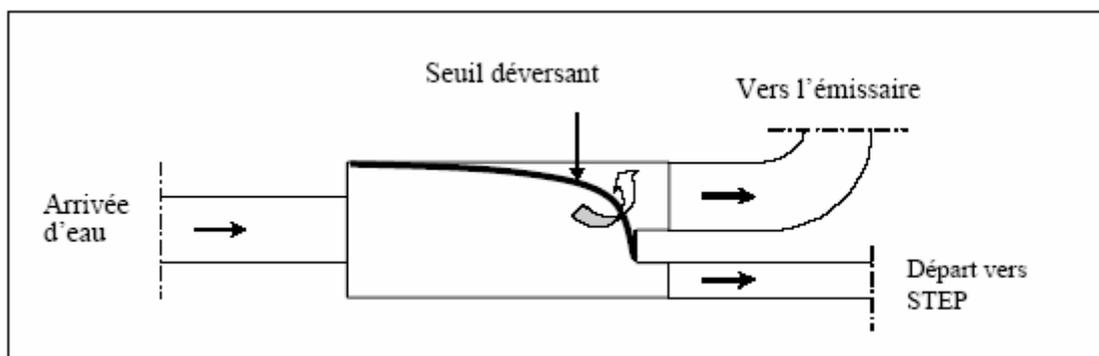


Figure V.5 Exemple de déversoir à seuil curviligne

➤ **Déversoir by pass :**

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

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

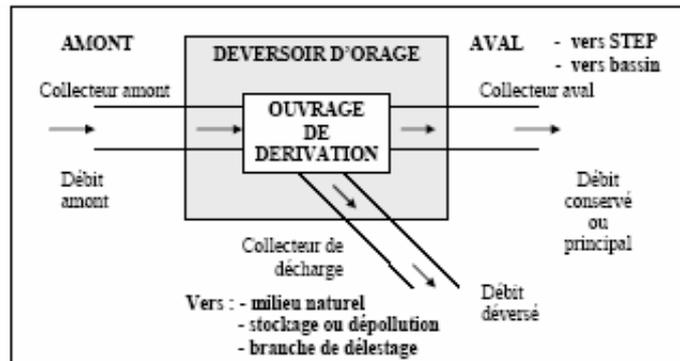


Figure V.6 schéma de principe du déversoir d'orage.

Remarque :

Puisque le système d'évacuation utilisé dans notre zone d'étude est de type unitaire, il serait surdimensionné. Donc il semble judicieux de mettre quelques déversoirs d'orage pour minimiser la charge des canalisations en cas d'averses dont c'est le rôle.

Nous avons compté 03 déversoirs d'orage pour le chef-lieu de Menaceur travaillant comme déversoir by pass dont 02 sont de type frontal et 01 de type latéral à double seuil.

V.6.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage :

a. Mode de calcul :

Pour le calcul des déversoirs d'orage nous adoptons :

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

$$Q_{tot} = Q_p + Q_{eu}$$

-On détermine la valeur de la lame déversée (H_r)

-On détermine la longueur du seuil déversant (L).

- **Le coefficient de retardement :**

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100}$$

Avec : Z : coefficient de retardement

T_c : temps de concentration = 15min

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

- **Le débit critique :**

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

- **Hauteur critique :**

Pour calculer la hauteur critique nous devons passer au calcul de :

$$Rq = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad Rh = \frac{H_{cr}}{De}$$

- **Hauteur transitée :**

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

$$Rq = \frac{Q_{st}}{Q_{sp}} \quad \text{Et} \quad Rh = \frac{H_{st}}{De}$$

$$H_{st} = De \cdot R_h$$

- **Hauteur déversée:**

$$H_d = H_{CR} - H_{ST}$$

- **Débit rejeté vers l'Oued :**

$$Q_{rej} = Q_t - Q_{st}$$

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

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$\text{Déversoir frontal :} \quad Q_{dev} = C * L * [(2g)^{0,5}] * [H^{(3/2)}]$$

$$\text{Déversoir latéral :} \quad Q_{dev} = (2/3) * C * L^{(0,83)} * [(2g)^{0,5}] * [H^{1,67}]$$

Avec :

Q_{dev} : débit déversé vers un milieu récepteur (m³/s) exprimé par :

$$Q_{dev} = Q_t - Q_{pp} \quad \text{avec :}$$

C: coefficient expérimental : C = 0,40

L: longueur de seuil du déversoir (m)

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

g: la pesanteur = 9,81m/s²

Hdev: hauteur de la lame déversante (m) est exprimée par :

Hdev= He-Hs pour DVO frontal

Hdev= (He-Hs)/2 pour DVO latéral

Avec :

He : hauteur de remplissage du collecteur entrant au DVO

Hs : hauteur du seuil et hauteur de remplissage du collecteur sortant du DVO vers la STEP

NB : Les résultats de calcul des différents DVO sont expliqués dans le (Tableau V-4: *Résultats de dimensionnement des déversoirs d'orage*) dans l'annexe.

V.7 Les ouvrages annexes :

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

V7.1 les branchements :

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

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

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

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. [01]

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

V.7.2 Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à la recueillir des eaux pluviales ruisselants sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

V.7.3 Les bouches d'égout :

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

La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m.

La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

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

V.7.4 Regards :

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. [01]

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

La distance entre deux regards est variable :

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

A)-35 à 50 m en terrain accidenté.

B)-50 à 80 m en terrain plat.

Emplacement des regards:

Les regards doivent être installés Sur les canalisations :

-A chaque changement de direction ;

-A chaque jonction de canalisation ;

-Aux points de chute ;

-A chaque changement pente ;

-A chaque changement diamètre .

Remarque :

Pour notre agglomération nous utilisons des regards de visite simples avec un espacement qui facilite l'entretien et les opérations de nettoyages et des regards de chute car le terrain est montagneux donc changement de pente (fortes pentes).

V.8 Conclusion :

Ce présent chapitre englobe tous les calculs de dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales ainsi que les ouvrages annexes. Après calcul nous avons procédé à ce qui suit :

Conduites circulant les eaux usées leur diamètres variant de 400mm jusqu'à 1500 mm en PVC ou Béton armé.

01 poste de relevage avec les canalisations en PEHD PN16 de diamètres de 400mm.

03 déversoirs d'orage pour minimiser la charge des conduites principales en cas d'averses.

Plusieurs regards sont projetés.

Ainsi ce chapitre est clôturé et il ne reste que l'organisation de chantier.

VI. Chapitre : Organisation de Chantier

VI.1 Introduction :

Pour assurer le bon déroulement des travaux de la réalisation d'un projet d'assainissement quelconque, il est inévitable de faire une organisation de chantier pour la mise en œuvre de l'étude et arriver aux résultats voulus. Ce chapitre résume cette étape importante qui joue un grand rôle pour une réalisation optimale. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

VI.2 Exécution des travaux :

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

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

Chapitre VI : Organisation de chantier

–Construction des regards en béton armé.

VI.2.1 Manutention et stockage des conduites :

-Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport.

Eviter : [06]

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes.

Les tubes avec emboîture doivent être alternés. Les emboîtures doivent dépasser la pile.

-Déchargement :

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire.

-Stockage : [06]

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane ;
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile ;
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m ;
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques) ;
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation ;
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques ;
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.2.2 Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m) ;

h : hauteur de la couche (h=0.1m) ;

L : longueur totale des tranchées (m) ;

VI.2.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs de 30 cm de part et d'autre.

• **Largeur de la tranchée :**

La largeur d'ouverture de tranchée est donnée par la formule :

$$B = d + (2 \times 0,3)$$

B : largeur de la tranchée en (m) ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

• **profondeur de la tranchée :**

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + d + h$$

H : profondeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 20 cm ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

Chapitre VI : Organisation de chantier

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite en (m) ;

VI.2.4 Aménagement du lit de pose :

Les tubes ne doivent pas être posés à même fond de fouille mais sur un lit de pose, d'une hauteur de 10cm au minimum, constitué de sable propre contenant

moins de 12% de fines (particules inférieures à 80 μ). Le lit de pose doit être soigneusement compacté. [05]

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

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L \cdot B \cdot e$$

V_s = volume du sable en (m³) ;

L : Longueur de la tranchée en (m) ;

B : Largeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur du sable, e = 20 cm ;

VI.2.5 Emplacement des jalons des piquets :

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

VI.2.6 La mise en place des canalisations en tranchée :

-Serpentage :

La rectitude de la conduite ne doit pas être recherchée systématiquement.

-Butées et ancrages :

Les assemblages avec bague ne peuvent s'opposer au recul dû à la pression qui s'exerce sur les bouts d'extrémité et aux changements de direction.

Il est donc indispensable de prévoir des massifs en béton pour répartir sur la paroi de la tranchée la charge de poussée correspondant à la pression d'épreuve. [06]

Chapitre VI : Organisation de chantier

La poussée a pour valeur : $F=K.P.S$

Où :

$K=1$ pour les bouts d'extrémité.

$K=1$ pour les tés à 90° ;

$K=1.414$ pour les coudes à 90° ;

$K=0.766$ pour les coudes à 45° ;

P (en bars)= la pression interne ;

S (cm²)=la section interne du tube ;

S (cm²)=la section de la dérivation pour tés réduits ;

S (cm²)= la différence des sections pour les réductions ;

Les forces de poussée sur les réductions ne seront prises en compte que si la réduction en diamètre est importante.

La butée du terrain (résistance des terres) s'exprime par :

$$B=K1.H.S1$$

Où $K1$ dépend de la nature du sol :

-sable argileux : 3000 ;

-terre à culture : 5000 ;

-sable et gravier : 6000 ;

H (en m)= la profondeur d'enfouissement du tube ;

$S1$ (en m)=la section d'appui ($l*h$)

Il faut réaliser $B_{1.5F}$.

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.2.7 Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints :

La pression d'épreuve du tronçon de conduite est en règle générale, la pression maximale en service majorée de 50 % lorsqu'elle est inférieure à 10 bars et majorée de 5 bars lorsqu'elle égale ou supérieure à 10 bars.

L'épreuve doit être effectuée sur des tronçons d'une longueur maximale de 500 m dans le plus bref délai après la pose en respectant toutefois un délai de 48 heures après le dernier assemblage dans le cas du collage. [05]

VI.2.8 Remblaiement des tranchées :

-matériau d'enrobage :

Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 15 cm au-dessus de sable ou gravie contenant moins de 12% de sable fines et ne contenant pas d'éléments de diamètre supérieur à 30 mm. [05]

-Couverture :

Le remblaiement de la tranchée est effectué avec le produit d'extraction de fouille expurgé des éléments supérieurs à 100mm, des débris végétaux ou animaux, etc..., et choisissant de préférence des matériaux contenant moins de 30% d'éléments supérieurs à 20 mm à l'exception toutefois des tourbes, vases et sols très organiques.

Il est également conseillé d'éliminer les argiles et limons dont la teneur en eau n'est pas voisine de la valeur optimale déterminée à l'essai «proctor modifié ».

Ce remblaiement est réalisé par couches successives, d'épaisseur maximale 30 cm, qui doivent être compactées l'une après l'autre. [05]

Calcul des volumes :

Volume des déblais :

$$Vd = L. B. H.$$

Vd : Volume de déblais de la tranchée en (m³)

L : Longueur de la tranchée en (m)

Chapitre VI : Organisation de chantier

B : Largeur de la tranchée en (m)

H : Profondeur de la tranchée en (m)

Volume des Remblais :

$$V_r = V_d - (V_c + V_s)$$

V_r : volume de remblai de la tranchée

V_c : volume de la conduite = $[\pi D_2/4]*L$

Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³)

V_f : Volume du sol foisonné en (m³)

Tel que $V_f = V_d \cdot K_f$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Tableau VI.1 Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limons argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.3

Pour notre cas on a : $K_f = 1,25$.

VI.2.9 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé.

On peut avoir des regards préfabriqués.

VI.3 Planification des travaux :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en : [07]

- _ Installation des postes de travail ;
- _ Observations instantanées ;
- _ Analyse des tâches ;
- _ Le chronométrage ;
- _ Définition des objectifs et des attributions ;
- _ Simplification des méthodes ;
- _ Stabilisation des postes de travail.

VI.3.1 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir : [07]

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

Méthodes basées sur le réseau :

Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux : [07]

- *Réseau à flèches :*

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

Chapitre VI : Organisation de chantier



L'opération **A** précède l'opération **B**.

- *Réseau à nœuds :*

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches :



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

Construction du réseau :

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

[07]

- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

• Construction des graphes partiels ;

• Regroupement des graphes partiels ;

• Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;

• Construction du réseau.

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.3.1.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases : [07]

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

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

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VI.3.2. Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes : [07]

Collection des informations :

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

Décomposition du projet :

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

Relations entre les tâches :

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

Les paramètres de la méthode C.P.M :

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Chapitre VI : Organisation de chantier

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

$DCPP$: date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

$DFPP$: date de finition au plus tard;

MT : marge totale.

Et :

$DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

*C.P.M : méthode du chemin critique.

Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \leftrightarrow \begin{cases} MT=0 \\ \Sigma TR_{C.C} = DTP \end{cases}$$

VI.3.2.1. Attribution des durées de chaque opération :

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

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

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

$$T = (Q * N) / n$$

Avec :

n : Nombre d'équipes

N : Rendement

Q : Quantité de travail

VI.3.3 Symboles des différentes opérations :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A.** Décapage de la couche de terre ;
- B.** Piquetage ;
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- D.** Aménagement du lit de pose ;
- E.** La mise en place des canalisations en tranchée ;
- F.** Assemblage des tuyaux ;
- G.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints ;
- H.** construction des regards ;
- I.** remblai des tranchées ;
- J.** Travaux de finition.

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.2 : Détermination des délais

opération	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	80	35	115	35	115	0
D	15	115	130	115	130	0
E	40	130	170	130	170	0
F	30	170	200	170	200	0
G	15	200	215	200	215	0
H	25	130	155	190	215	60
I	25	215	240	215	240	0
J	20	240	260	240	260	0

Le chemin critique :

$$\Sigma TR_{C,C} = 260 \text{ jours}$$

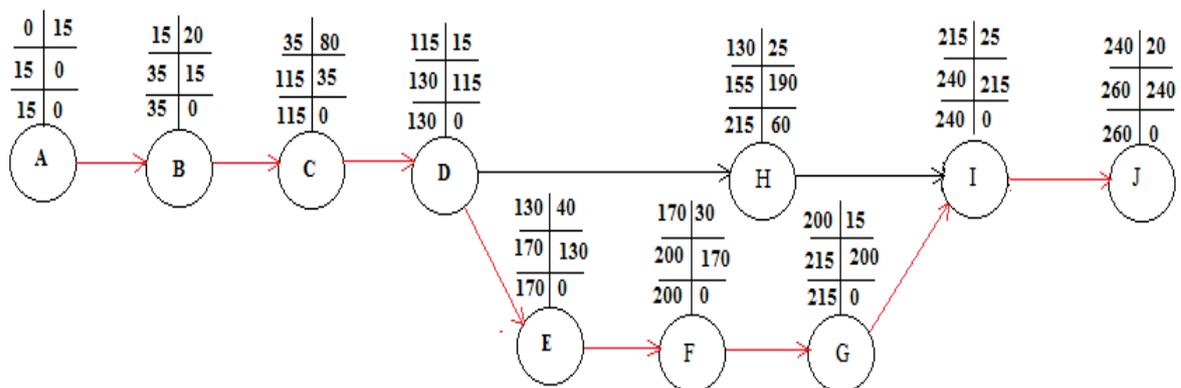


Figure VI.1: Réseaux à nœuds (méthode CPM)

Chemin critique en rouge : A-B-C-D-E-F-G-I-J

VI.4 Choix des engins :

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

VI.4.1 Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

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



Figure VI.2 bulldozer

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

Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras soudé 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. [07]

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

Chapitre VI : Organisation de chantier

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.

Utilisation des niveleuses :

Niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :
[07]

Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.

Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.

Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure VI.3 Niveleuse Automotrice

VI.4.2 Pour l'excavation des tranchées :

Nous utilisons une pelle équipée en rétro ;

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants : [07]

1- Temps de fouille.

2- Temps de transport.

Chapitre VI : Organisation de chantier

3- Temps de déchargement.

4- Temps de remise en position de déblais.

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



Figure VI.4 : Pelle équipée en rétro

VI.4.3 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, actionnés par des vérins et porte un godet. [07]

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

(Bacuse loader)



Figure VI.5 Chargeur

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.4.2 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

Tableau VI.3devis quantitatif et estimatif du projet

n°	désignation	unité	quantité	prix unitaire	montant (DA)
A	travaux de terrassement				
1	décapage de la tranchée	m3	699,99	500,00	349995,72
2	déblais	m3	12809,84	250,00	3202460,84
3	pose de lit de sable	m3	699,99	1000,00	699991,44
4	remblais de la tranchée	m3	8940,93	1000,00	8940932,29
5	évacuation des déblais excédentaire	m3	7071,37	200,00	1414274,38
6	grillage	ml	5356,151	40,00	214246,04
B	canalisation				
	fournitures, transport et pose de canalisation				
	canalisation en pvc				
	Ø 300	ml	0	1562,37	0,00
	Ø 400	ml	1504,059	3898,62	5863754,50
	Ø 500	ml	886,244	6113,01	5417618,43
	canalisation en BA				
	Ø 600	ml	731,373	5564,95	4070054,18
	Ø 800	ml	722,473	7076,72	5112739,13
	Ø 1000	ml	1095,512	11834,43	12964760,08
	Ø 1200	ml	93,05	15466,21	1439130,84
	Ø 1500	ml	323,44	22450,62	7261428,53
C	construction				
	regards en béton armé	unité	223	65000,00	14495000,00
	déversoir d'orage	unité	3	18384186,04	55152558,11
D	poste de relevage tout équipé				
		unité	1	35222673,97	35222673,97
	total HT				161821618,48
	total tva 19 %				192567725,99

Chapitre VI : Organisation de chantier

Conclusion :

Ce chapitre a résumé les différentes procédures à prendre en charge pour la réalisation de notre projet étudié de l'organisation de chantier pour assurer le bon déroulement de la mise en œuvre.

Ainsi, nous sommes arrivés à une estimation approximative du cout du projet d'une somme égale à cent quatre vingt douze millions cinq cents soixante sept milles sept cents vingt cinq dinars et quatre vingt dix neuf centimes.

Conclusion Générale :

L'étude que nous venons de faire répond à une situation alarmante dans la ville de Menaceur celle des rejets évacués directement à l'oued EL Hachem qui pollue le barrage Boukerdene à son tour par les eaux usées, c'est ce qui nous a poussé à lancer une nouvelle variante du réseau directeur d'assainissement

Le système le mieux adapté pour la zone d'étude est de type unitaire ; et le schéma suivi est à déplacement latéral ; les diamètres varient de 400 jusqu'à 600 mm en PVC et de 800 jusqu'à 1500 mm en béton armé.

La différence de cote de terrain (zone montagneuse) et la traversée d'un oued nous oblige à installer un poste de relevage au minimum puisque l'écoulement ne peut pas être seulement gravitaire.

La charge des conduites par la présence de grands débits pluviaux nous incite à planter des déversoirs d'orage dans le système pour minimiser la charge en périodes de crues et pour éviter le surdimensionnement du réseau.

Enfin notre projet est réalisable car il suit les différents critères et normes appliquées en assainissement.

Références bibliographiques

- [01] SALAH.B ,2017, « polycope d'assainissement » ,ENSH, Blida.
- [02] TOUAIBIA.B, 2004, « manuel pratique d'hydrologie », ENSH , Blida.
- [03] François.G Brière, 1997, « distribution et collecte des eaux », édition de l'école supérieure Polytechnique de Montréal.
- [04] Gomella, C.Gurée.H, 1986, « guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) », Eyrolles, Paris perspective, Paris.
- [05] Guide de pose des tubes et raccords en PVC « société de transformatin des plastiques et métaux », Chiali.
- [06] Catalogue technique « tubes PVC et accessoires », Chiali.
- [07] Dr. BENLAOUKLI, 2015, « cours ODC, 5^{ème} », ENSH, Blida.
- [08] Mémoire de fin d'études ABDI Malika Nerimene : rénovation du système d'alimentation en eau potable de la ville de Menaceur (w.Tipaza) (2017).
- ✓ <http://decoupageadministratifalgerie.blogspot.com/2014/10/cartegeographiqueTIPAZA.html>

Annexes :

Tableau de KHI 2

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .
Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
v									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Tables statistiques

ANNEXE VII

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

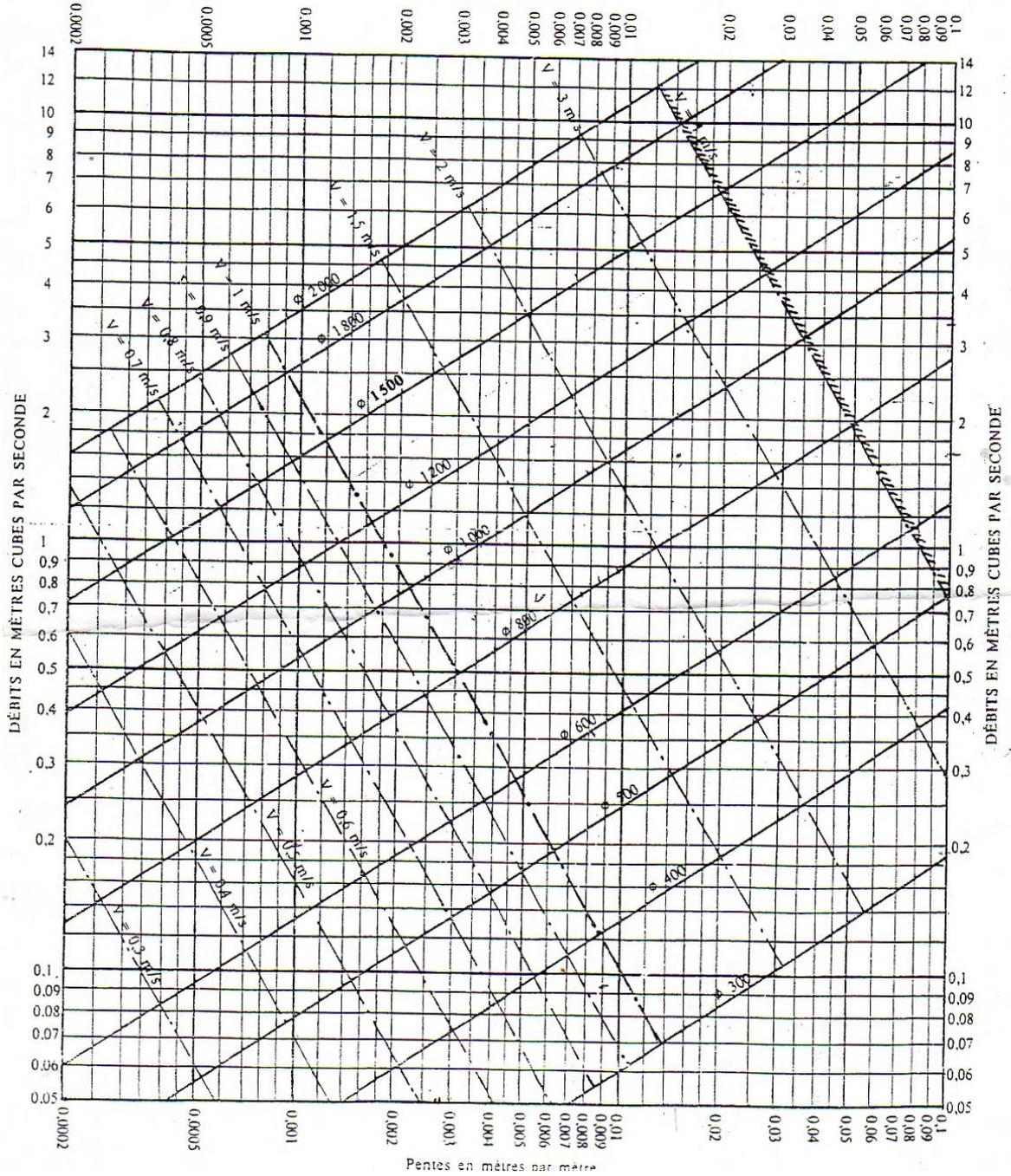
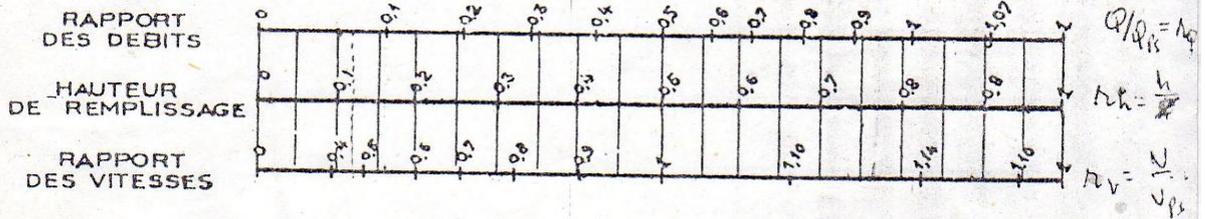


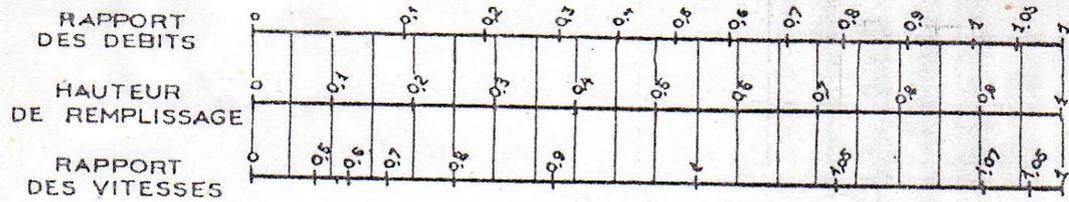
Figure N° 1: Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (D'après la formule de Bazin)

VARIATIONS DES DEBITS 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

Figure N° 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)

Tableaux V-1 : Dimensionnement des tronçons

Intercepteur :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	debit usé	debit pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	autocurage
N1	N2	189,210	1,500	188,921	1,500	46,64	100	0,000	0,015	0,006	0,015	148,067	400	1,696	0,213	0,071	0,584	0,178	0,991	0,323	71,369	V
N2	N3	188,981	1,500	188,653	1,500	11,51	100	0,000	0,030	0,028	0,030	144,247	400	3,637	0,457	0,066	0,574	0,172	2,088	0,690	68,851	V
N3	N4	188,653	2,200	187,544	1,500	9,33	100	0,001	0,045	0,044	0,045	154,901	400	4,511	0,567	0,080	0,602	0,190	2,714	0,866	75,972	V
N4	N5	187,544	1,500	187,123	1,500	46,68	100	0,001	0,060	0,009	0,060	232,098	400	2,046	0,257	0,234	0,820	0,326	1,678	0,438	130,537	V
N5	N6	187,123	1,500	186,951	1,500	33,13	100	0,001	0,074	0,005	0,075	279,887	400	1,552	0,195	0,386	0,929	0,432	1,442	0,365	172,674	V
N6	N7	186,951	1,500	186,561	1,500	34,58	100	0,001	0,089	0,011	0,090	259,113	400	2,288	0,288	0,314	0,888	0,383	2,031	0,515	153,369	V
N7	N8	186,561	1,500	186,115	1,500	25,61	100	0,001	0,104	0,017	0,105	253,056	400	2,843	0,357	0,295	0,875	0,370	2,488	0,633	147,960	V
N8	N9	186,115	1,500	186,009	1,500	29,50	100	0,001	0,119	0,004	0,120	357,672	400	1,291	0,162	0,742	1,090	0,640	1,407	0,362	255,998	V
N9	N10	186,009	1,500	185,957	1,600	19,30	100	0,002	0,134	0,008	0,135	322,667	400	1,912	0,240	0,564	1,034	0,534	1,978	0,494	213,434	V
N10	N11	185,957	1,500	185,760	1,500	20,22	100	0,002	0,149	0,010	0,151	322,548	400	2,127	0,267	0,563	1,034	0,533	2,199	0,549	213,313	V
N11	N12	185,760	1,500	185,840	1,800	21,63	100	0,002	0,164	0,010	0,166	331,599	400	2,173	0,273	0,606	1,051	0,557	2,283	0,572	222,897	V
N12	N13	185,840	1,500	185,890	1,750	30,21	100	0,002	0,179	0,007	0,181	371,341	400	1,753	0,220	0,820	1,120	0,690	1,964	0,507	275,814	V
N13	N14	185,890	1,500	186,200	2,300	29,54	100	0,002	0,193	0,017	0,196	322,103	400	2,775	0,349	0,561	1,033	0,532	2,867	0,715	212,860	V
N14	N15	186,200	1,500	186,160	1,800	13,79	100	0,002	0,208	0,025	0,211	307,473	400	3,383	0,425	0,496	0,998	0,497	3,375	0,844	198,621	V
N15	N16	186,160	1,500	185,960	1,600	20,39	100	0,003	0,223	0,015	0,226	347,590	400	2,613	0,328	0,688	1,073	0,605	2,803	0,715	242,191	V
N16	N17	185,960	1,500	185,880	1,600	17,21	100	0,004	0,318	0,010	0,322	423,131	500	2,557	0,502	0,641	1,060	0,577	2,711	0,685	288,524	V
N17	N18	185,880	1,500	186,000	1,800	20,39	100	0,005	0,398	0,009	0,402	475,067	500	2,349	0,461	0,872	1,135	0,721	2,667	0,695	360,564	V
N18	N19	186,000	1,500	186,090	1,800	16,74	100	0,006	0,478	0,013	0,483	476,399	500	2,800	0,550	0,879	1,136	0,725	3,181	0,830	362,495	V
N19	N20	186,090	1,500	185,630	1,500	28,24	100	0,007	0,557	0,016	0,564	480,670	500	3,191	0,627	0,900	1,139	0,737	3,633	0,954	368,748	V
N20	N21	185,630	1,500	184,740	1,500	30,79	100	0,008	0,637	0,029	0,645	453,880	500	4,251	0,835	0,773	1,102	0,660	4,682	1,208	329,754	V
N21	N22	184,740	1,600	183,640	1,500	21,41	100	0,009	0,717	0,047	0,726	433,599	500	5,403	1,061	0,684	1,072	0,603	5,790	1,479	301,577	V

N22	N23	183,640	1,500	182,810	1,500	30,09	100	0,009	0,756	0,028	0,765	488,188	500	4,152	0,815	0,938	1,139	0,761	4,730	1,262	380,409	V
N23	N24	182,810	1,500	181,810	1,500	22,43	100	0,009	0,795	0,045	0,804	454,593	500	5,279	1,037	0,776	1,103	0,662	5,822	1,506	330,790	V
N24	N25	181,810	1,500	181,270	1,500	29,62	100	0,010	0,833	0,018	0,843	547,306	600	3,812	1,078	0,783	1,106	0,666	4,214	1,092	399,559	V
N25	N26	181,270	1,500	180,740	1,500	26,13	100	0,010	0,872	0,020	0,883	545,691	600	4,021	1,137	0,776	1,103	0,662	4,435	1,149	397,209	V
N26	N27	180,740	2,500	178,880	1,500	19,32	100	0,011	0,911	0,045	0,922	478,673	600	5,956	1,684	0,547	1,027	0,525	6,116	1,534	314,793	V
N27	N28	178,880	2,500	177,130	1,500	16,03	100	0,011	0,950	0,047	0,961	481,685	600	6,107	1,727	0,557	1,031	0,530	6,298	1,581	317,806	V
N28	N29	177,130	2,400	175,830	1,500	15,13	100	0,012	0,989	0,026	1,001	544,246	600	4,590	1,298	0,771	1,101	0,659	5,053	1,312	395,111	V
N29	N30	175,830	1,700	174,240	1,500	29,35	100	0,012	1,027	0,047	1,040	494,987	600	6,143	1,737	0,599	1,048	0,553	6,438	1,625	331,700	V
N30	N31	174,240	1,500	173,270	1,500	19,67	100	0,013	1,066	0,049	1,079	498,116	600	6,269	1,773	0,609	1,051	0,559	6,591	1,667	335,140	V
N31	N32	173,270	1,500	172,300	1,500	21,13	100	0,013	1,105	0,046	1,118	511,647	600	6,049	1,710	0,654	1,064	0,585	6,435	1,644	350,929	V
N32	N33	172,300	1,500	171,560	1,500	17,13	100	0,014	1,144	0,043	1,158	524,291	600	5,867	1,659	0,698	1,075	0,612	6,310	1,628	367,132	V
N33	N34	171,560	1,700	170,770	1,500	13,73	100	0,014	1,183	0,043	1,197	531,373	600	5,853	1,655	0,723	1,083	0,628	6,341	1,643	376,786	V
N34	N35	170,770	1,700	169,900	1,700	30,56	100	0,015	1,221	0,028	1,236	581,040	600	4,764	1,347	0,918	1,139	0,748	5,427	1,448	448,881	V
N35	N36	169,900	1,700	169,090	1,700	30,54	70	0,015	1,260	0,027	1,276	681,022	800	3,899	1,960	0,651	1,063	0,583	4,145	1,060	466,472	V
N36	N37	169,090	1,700	168,410	1,700	29,71	70	0,016	1,299	0,023	1,315	708,097	800	3,622	1,821	0,722	1,083	0,627	3,922	1,017	501,824	V
N37	N38	168,410	1,700	167,890	1,700	28,54	70	0,016	1,338	0,018	1,354	747,265	800	3,231	1,624	0,834	1,125	0,698	3,636	0,951	558,297	V
N38	N39	167,890	1,700	167,340	1,700	21,91	70	0,017	1,377	0,025	1,393	711,288	800	3,793	1,906	0,731	1,086	0,633	4,118	1,070	506,274	V
N39	N40	167,340	2,000	167,130	2,000	22,40	70	0,017	1,415	0,009	1,433	864,514	1000	2,690	2,112	0,678	1,070	0,600	2,878	0,741	599,677	V
N40	N41	167,130	2,000	166,920	2,000	30,21	70	0,018	1,454	0,007	1,472	923,717	1000	2,316	1,819	0,809	1,116	0,683	2,585	0,676	682,771	V
N41	N42	166,920	2,000	166,720	2,000	27,26	70	0,018	1,493	0,007	1,511	923,496	1000	2,379	1,869	0,809	1,116	0,682	2,655	0,694	682,449	V
N42	N43	166,720	2,000	166,130	2,000	30,17	70	0,019	1,575	0,020	1,595	784,025	1000	3,885	3,051	0,523	1,014	0,511	3,938	0,993	511,194	V
N43	N44	166,130	2,000	165,580	2,000	29,64	70	0,020	1,658	0,019	1,678	807,070	1000	3,784	2,972	0,565	1,035	0,534	3,915	0,988	533,994	V
N44	N45	165,580	2,000	165,100	2,000	29,72	70	0,021	1,740	0,016	1,761	843,496	1000	3,531	2,773	0,635	1,059	0,574	3,739	0,953	573,775	V
N45	N46	165,100	1,800	165,370	2,400	30,08	70	0,022	1,822	0,011	1,845	922,788	1000	2,910	2,285	0,807	1,115	0,681	3,246	0,847	681,416	V
N46	N47	165,370	2,000	164,850	2,000	22,51	70	0,023	1,905	0,023	1,928	815,992	1000	4,222	3,316	0,581	1,042	0,543	4,398	1,110	543,229	V
N47	N48	164,850	2,400	163,520	2,000	20,44	70	0,024	1,987	0,046	2,011	730,061	1000	5,926	4,654	0,432	0,957	0,460	5,672	1,441	460,263	V
N48	N49	163,520	2,000	162,890	2,000	22,39	70	0,025	2,014	0,028	2,039	803,007	1000	4,660	3,660	0,557	1,031	0,530	4,806	1,211	529,876	V
N49	N50	162,890	2,000	162,180	2,000	22,54	70	0,025	2,042	0,032	2,067	790,172	1000	4,931	3,873	0,534	1,020	0,517	5,028	1,266	517,158	V

N50	N51	162,180	2,000	161,510	2,000	35,88	70	0,025	2,069	0,019	2,094	875,959	1000	3,796	2,981	0,702	1,077	0,615	4,087	1,057	614,758	V
N51	N52	161,510	2,000	161,000	2,000	29,39	70	0,026	2,096	0,017	2,122	892,475	1000	3,659	2,874	0,738	1,088	0,638	3,983	1,035	637,580	V
N52	N53	161,000	2,000	160,360	2,000	30,49	70	0,026	2,124	0,021	2,150	865,361	1000	4,025	3,161	0,680	1,071	0,601	4,309	1,110	600,772	V
N53	N54	160,360	2,000	159,570	2,000	29,44	70	0,026	2,151	0,027	2,177	830,406	1000	4,550	3,574	0,609	1,051	0,559	4,784	1,214	558,803	V
N54	N55	159,570	2,000	159,220	2,000	31,20	70	0,027	2,178	0,011	2,205	982,540	1000	2,942	2,311	0,954	1,139	0,771	3,353	0,909	771,436	V
N55	N56	159,220	2,000	158,760	2,000	28,68	70	0,027	2,206	0,016	2,233	923,150	1000	3,518	2,763	0,808	1,116	0,682	3,925	1,026	681,943	V
N56	N57	158,760	2,000	158,320	2,000	29,29	70	0,027	2,233	0,015	2,260	938,875	1000	3,405	2,674	0,845	1,129	0,705	3,843	1,009	704,829	V
N57	N58	158,320	2,000	157,900	2,000	20,51	70	0,028	2,260	0,020	2,288	889,928	1000	3,976	3,123	0,733	1,086	0,634	4,320	1,124	633,991	V
N58	N59	157,900	2,000	157,530	2,000	30,66	70	0,028	2,288	0,012	2,316	987,157	1000	3,052	2,397	0,966	1,140	0,780	3,478	0,948	780,078	V
N59	N60	157,530	2,000	157,150	2,000	27,10	70	0,028	2,315	0,014	2,343	964,047	1000	3,290	2,584	0,907	1,139	0,742	3,747	0,999	741,530	V
N60	N61	157,150	2,000	156,760	2,000	30,40	70	0,029	2,342	0,013	2,371	984,610	1000	3,146	2,471	0,959	1,139	0,775	3,585	0,975	775,224	V
N61	N62	156,760	2,000	156,310	2,000	36,13	70	0,029	2,370	0,012	2,40	994,40	1000	3,100	2,435	0,985	1,141	0,795	3,538	0,970	795,313	V
N62	N63	156,310	2,000	155,680	2,000	26,31	70	0,030	2,397	0,024	2,43	883,50	1000	4,298	3,376	0,719	1,082	0,625	4,650	1,209	625,043	V
N63	N64	155,680	2,000	155,140	2,000	25,13	70	0,030	2,424	0,021	2,45	905,44	1000	4,072	3,198	0,767	1,099	0,656	4,477	1,170	656,147	V
N64	N65	155,140	3,000	154,710	3,000	33,33	70	0,030	2,451	0,013	2,48	1000,54	1200	3,563	4,030	0,616	1,053	0,563	3,753	0,956	675,104	V
N65	N66	154,710	3,000	154,340	3,000	30,04	70	0,031	2,479	0,012	2,51	1013,45	1200	3,482	3,938	0,637	1,059	0,575	3,689	0,944	690,010	V
N66	N67	154,340	3,000	154,020	3,000	29,69	70	0,031	2,506	0,011	2,54	1043,42	1200	3,257	3,683	0,689	1,073	0,606	3,494	0,905	727,426	V
N67	N68	154,020	3,000	153,880	3,000	27,97	70	0,031	2,533	0,005	2,56	1209,72	1500	2,575	4,551	0,564	1,034	0,533	2,664	0,674	800,091	V
N68	N69	153,880	3,000	153,780	3,000	12,47	70	0,032	2,561	0,008	2,59	1111,95	1500	3,259	5,760	0,450	0,969	0,471	3,157	0,803	706,216	V
N69	N70	153,780	3,000	153,740	3,200	30,05	70	0,032	2,588	0,008	2,62	1117,21	1500	3,253	5,748	0,456	0,972	0,474	3,163	0,804	711,148	V
N70	N71	153,740	3,000	153,750	3,200	14,98	70	0,032	2,615	0,013	2,65	1028,47	1500	4,099	7,244	0,366	0,918	0,418	3,761	0,962	627,662	V
N71	N72	153,750	3,000	153,600	3,000	19,30	70	0,033	2,643	0,008	2,68	1131,71	1500	3,209	5,671	0,472	0,983	0,483	3,153	0,801	724,750	V
N72	N73	153,600	3,000	153,530	3,000	18,66	70	0,001	0,472	0,004	0,47	677,51	1500	2,230	3,940	0,120	0,663	0,235	1,478	0,410	351,891	V

Conduite principale 1 :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	debit usé	debit pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	autocurage
N74	N75	188,228	1,7	187,035	1,5	22,636	100	0,000	0,0385	4,39%	0,039	147	400	4,51	0,567	0,069	0,580	0,176	2,619	0,86	70	V
N75	N76	187,035	1,5	186,560	1,5	25,270	100	0,001	0,077	1,88%	0,078	223	400	2,95	0,371	0,210	0,791	0,309	2,336	0,63	123	V
N76	N77	186,56	1,5	185,992	1,5	23,757	100	0,001	0,1155	2,39%	0,117	248	400	3,33	0,419	0,279	0,863	0,359	2,875	0,74	144	V
N77	N78	185,99	1,5	185,261	1,7	24,342	100	0,002	0,154	3,82%	0,156	253	400	4,21	0,529	0,294	0,875	0,370	3,685	0,94	148	V
N78	N79	185,26	1,7	184,780	1,5	21,749	100	0,002	0,1925	1,29%	0,195	337	400	2,44	0,308	0,633	1,058	0,573	2,592	0,66	229	V
N79	N80	184,78	2,0	184,125	1,5	15,364	100	0,003	0,231	1,01%	0,234	378	400	2,16	0,272	0,860	1,133	0,714	2,451	0,64	285	V
N80	N81	184,13	1,5	183,680	1,7	30,026	100	0,003	0,2695	2,15%	0,273	348	400	3,15	0,397	0,687	1,073	0,605	3,387	0,87	242	V
N81	N82	183,68	2,5	181,864	1,5	30,737	100	0,004	0,308	2,65%	0,312	351	400	3,51	0,441	0,707	1,078	0,617	3,784	0,98	247	V
N82	N83	181,86	2,6	180,250	1,5	12,376	100	0,004	0,3465	4,15%	0,351	338	400	4,39	0,552	0,636	1,059	0,574	4,650	1,19	230	V
N83	N84	180,25	2,3	178,950	1,5	13,374	100	0,005	0,385	3,74%	0,390	358	400	4,16	0,523	0,744	1,091	0,642	4,543	1,18	257	V
N84	N85	178,95	1,5	178,362	1,5	20,513	100	0,005	0,4235	2,87%	0,429	390	500	4,23	0,831	0,516	1,010	0,507	4,274	1,08	254	V
N85	N86	178,36	2,0	177,561	1,5	26,699	100	0,006	0,462	1,13%	0,468	480	500	2,65	0,521	0,897	1,138	0,736	3,022	0,80	368	V
N86	N87	177,56	2,0	176,310	1,5	22,860	100	0,006	0,5005	3,29%	0,507	405	500	4,53	0,890	0,569	1,037	0,537	4,698	1,18	268	V
N87	N88	176,31	1,8	175,500	1,5	12,733	100	0,007	0,539	4,01%	0,546	401	500	5,00	0,982	0,555	1,031	0,529	5,156	1,30	264	V
N88	N89	175,50	1,5	175,120	1,5	11,357	100	0,007	0,5775	3,35%	0,585	426	600	5,16	1,460	0,400	0,938	0,441	4,842	1,23	265	V
N89	N90	175,12	2,0	174,975	2,0	33,502	70	0,008	0,616	0,43%	0,624	731	800	1,57	0,792	0,788	1,108	0,669	1,744	0,45	535	V
N90	N91	174,97	2,0	174,632	2,0	10,096	70	0,008	0,6545	3,40%	0,662	509	800	4,41	2,218	0,299	0,878	0,373	3,872	0,99	298	V
N91	N92	174,63	2,0	174,153	2,0	11,357	70	0,008	0,693	4,22%	0,701	499	800	4,92	2,471	0,284	0,867	0,362	4,261	1,09	290	V
N92	N93	174,15	2,0	173,849	2,0	46,585	70	0,009	0,7315	0,65%	0,740	722	800	1,93	0,972	0,762	1,097	0,653	2,122	0,55	522	V
N93	N94	173,84	2,0	173,262	2,0	28,419	70	0,009	0,77	2,07%	0,779	593	800	3,44	1,729	0,451	0,969	0,471	3,334	0,85	377	V
N94	N95	173,26	2,0	172,863	2,0	15,129	70	0,010	0,8085	2,64%	0,818	577	800	3,88	1,954	0,419	0,949	0,452	3,689	0,94	362	V
N95	N96	172,86	2,0	172,625	2,0	51,690	70	0,010	0,847	0,46%	0,857	815	1000	1,88	1,480	0,579	1,041	0,542	1,962	0,50	542	V
N96	N97	172,62	2,0	172,316	2,0	30,378	70	0,011	0,8855	1,02%	0,896	714	1000	2,80	2,200	0,407	0,942	0,445	2,639	0,67	445	V

N97	N98	172,31	2,5	170,014	1,9	28,724	70	0,011	0,924	5,93%	0,935	521	1000	6,76	5,311	0,176	0,744	0,283	5,032	1,40	283	V
N98	N99	172,15	2,0	171,799	2,0	20,262	70	0,012	0,9625	1,73%	0,974	667	1000	3,65	2,872	0,339	0,903	0,401	3,301	0,85	401	V
N99	N100	171,79	2,5	169,795	2,0	30,140	70	0,013	1,001	4,99%	1,014	555	1000	6,20	4,874	0,208	0,788	0,307	4,891	1,32	307	V
N100	N101	171,45	2,0	171,086	2,0	30,014	70	0,013	1,0395	1,24%	1,053	731	1000	3,09	2,429	0,433	0,958	0,461	2,963	0,76	461	V
N101	N102	171,08	2,0	170,865	2,0	33,060	70	0,014	1,078	0,67%	1,092	832	1000	2,27	1,784	0,612	1,052	0,560	2,390	0,62	560	V
N102	N103	170,86	2,0	170,429	2,0	27,650	70	0,015	1,1165	1,58%	1,131	718	1000	3,48	2,740	0,413	0,945	0,449	3,297	0,85	449	V
N103	N104	170,42	2,0	170,115	2,0	24,304	70	0,015	1,155	1,29%	1,170	755	1000	3,15	2,480	0,472	0,983	0,483	3,103	0,80	483	V
N104	N105	170,11	2,0	169,866	2,0	30,012	70	0,016	1,1935	0,83%	1,209	830	1000	2,53	1,987	0,609	1,051	0,558	2,660	0,69	558	V
N105	N106	169,86	2,0	169,274	2,0	29,768	70	0,017	1,232	1,99%	1,249	713	1000	3,91	3,077	0,406	0,941	0,444	3,686	0,96	444	V
N106	N107	169,27	2,0	168,932	2,0	30,048	70	0,017	1,2705	1,14%	1,288	801	1000	2,96	2,328	0,553	1,030	0,528	3,051	0,79	528	V
N107	DVO1	168,93	2,0	168,627	2,0	11,500	70	0,018	1,3084	2,65%	1,326	691	1000	4,52	3,553	0,373	0,922	0,423	4,171	1,09	423	V
DVO1	N108	168,62	1,5	168,456	1,5	11,290	100	0,018	0,0004	1,51%	0,019	135	400	2,65	0,333	0,056	0,548	0,158	1,453		63	
N108	N109	168,45	1,5	168,245	1,5	23,731	100	0,018	0,0383	0,89%	0,056	227	400	2,03	0,255	0,221	0,805	0,317	1,635	1,19	127	V
N109	N110	168,24	1,5	167,864	1,5	22,452	100	0,019	0,0762	1,70%	0,095	244	400	2,80	0,353	0,269	0,854	0,351	2,398	1,51	140	V
N110	N111	167,86	1,5	167,289	1,5	18,128	100	0,019	0,1141	3,17%	0,133	247	400	3,83	0,482	0,276	0,861	0,356	3,302	1,89	143	V
N111	N112	167,28	1,5	166,900	1,5	26,195	100	0,019	0,152	1,49%	0,171	313	400	2,62	0,330	0,520	1,012	0,510	2,657	1,46	204	V
N112	N113	166,90	1,5	166,569	1,5	15,210	100	0,021	0,1899	2,18%	0,210	315	400	3,17	0,399	0,527	1,016	0,513	3,229	1,70	205	V
N113	N114	166,56	1,5	166,365	1,5	28,507	100	0,022	0,2278	0,72%	0,249	413	500	2,11	0,415	0,600	1,049	0,554	2,218	1,14	277	V
N114	N115	166,36	1,7	166,213	1,7	29,904	100	0,023	0,2657	0,51%	0,288	465	600	2,01	0,569	0,507	1,004	0,502	2,021	0,99	301	V
N115	N116	166,21	1,7	166,178	1,9	29,936	100	0,024	0,3036	0,79%	0,327	449	600	2,50	0,707	0,463	0,977	0,478	2,443	1,16	287	V
N116	N117	166,17	1,7	165,897	1,7	19,561	100	0,025	0,3415	1,44%	0,366	419	600	3,38	0,957	0,383	0,927	0,430	3,138	1,42	258	V
N117	N118	165,89	1,7	165,152	1,7	22,924	100	0,003	0,3794	3,25%	0,382	365	600	5,08	1,439	0,266	0,852	0,349	4,335	1,05	209	V

Suite conduite principale 1(Tronçons sous-bassin05)

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	debit usé	debit pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Autocurage
N167	N168	170,401	1,5	169,322	1,5	30,683	100	0,00026	0,02130	3,52%	0,022	122	400	4,040	0,508	0,042	0,504	0,139	2,037	0,75	55	V
N168	N169	169,322	1,5	168,911	1,5	29,952	100	0,00052	0,04260	1,37%	0,043	189	400	2,524	0,317	0,136	0,686	0,250	1,731	0,51	100	V
N169	N170	168,911	1,5	168,778	1,5	30,621	100	0,00078	0,06390	0,43%	0,065	273	400	1,420	0,178	0,363	0,916	0,416	1,301	0,33	167	V
N170	N171	168,778	1,5	167,825	1,5	29,235	100	0,00104	0,08520	3,26%	0,086	209	400	3,890	0,489	0,176	0,745	0,283	2,897	0,80	113	V
N171	N172	167,825	1,5	167,690	1,5	29,036	100	0,00130	0,10650	0,46%	0,108	327	400	1,469	0,185	0,584	1,043	0,545	1,532	0,39	218	V
N172	N173	167,690	1,5	167,610	1,6	28,442	100	0,00156	0,12780	0,63%	0,129	330	400	1,714	0,215	0,601	1,049	0,554	1,797	0,46	222	V
N173	N174	167,610	1,5	167,562	1,6	16,743	100	0,00182	0,14910	0,88%	0,151	329	400	2,026	0,255	0,593	1,046	0,550	2,119	0,54	220	V
N174	N175	167,562	1,5	167,370	1,5	26,270	100	0,00208	0,17040	0,73%	0,172	358	400	1,842	0,231	0,745	1,091	0,642	2,009	0,52	257	V
N175	N176	167,370	1,5	167,128	1,5	23,626	100	0,00234	0,19170	1,02%	0,194	351	400	2,180	0,274	0,708	1,078	0,618	2,352	0,61	247	V
N176	N177	167,128	1,5	166,995	1,5	21,876	100	0,00260	0,21300	0,61%	0,216	403	500	1,949	0,383	0,563	1,034	0,533	2,016	0,51	267	V
N177	N112	166,995	1,5	166,900	1,5	21,626	100	0,00286	0,23430	0,44%	0,237	444	500	1,657	0,325	0,729	1,085	0,632	1,798	0,47	316	V

Conduite principale 2 :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	debit usé	debit pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	Autocurage
N185	N186	168,914	1,5	168,710	1,5	28,570	100	0,00028	0,02270	0,71%	0,023	169	400	1,821	0,229	0,100	0,635	0,214	1,156	0,36	86	V
N186	N187	168,710	1,5	168,213	1,5	13,598	100	0,00055	0,04540	3,65%	0,046	161	400	4,119	0,518	0,089	0,617	0,201	2,541	0,80	80	V
N187	N188	168,213	1,5	167,905	1,5	31,065	100	0,00083	0,06810	0,99%	0,069	240	400	2,145	0,270	0,256	0,842	0,342	1,807	0,47	137	V
N188	N189	167,905	1,5	167,466	1,5	22,278	100	0,00110	0,09080	1,97%	0,092	235	400	3,024	0,380	0,242	0,828	0,332	2,505	0,65	133	V
N189	N190	167,466	1,5	166,620	1,5	22,566	100	0,00138	0,11350	3,75%	0,115	226	400	4,171	0,524	0,219	0,802	0,315	3,347	0,89	126	V
N190	N191	166,620	2,0	165,600	1,5	12,038	100	0,00166	0,13620	4,32%	0,138	236	400	4,478	0,563	0,245	0,832	0,334	3,724	0,97	134	V
N191	N192	165,600	1,5	165,537	1,7	20,563	100	0,00193	0,15890	1,28%	0,161	314	400	2,437	0,306	0,525	1,015	0,513	2,473	0,62	205	V
N192	N193	165,537	1,5	165,767	1,9	19,223	100	0,00221	0,18160	0,88%	0,184	354	400	2,026	0,255	0,722	1,083	0,627	2,194	0,57	251	V
N193	N194	165,410	1,5	165,562	1,9	10,706	100	0,00248	0,20430	2,32%	0,207	309	500	3,805	0,747	0,277	0,861	0,357	3,276	0,84	178	V
N194	PR01	165,562	0,0	165,511	0,0	10,210		0,00248	0,20430	0,50%	0,207											
N205	N204	186,651	1,5	186,198	1,5	16,397	100	0,00276	0,22700	2,76%	0,230	311	400	3,581	0,450	0,511	1,007	0,505	3,605	0,91	202	V
N204	N203	186,198	3,3	183,483	1,5	19,168	100	0,00304	0,24970	4,77%	0,253	291	400	4,707	0,592	0,427	0,954	0,457	4,491	1,14	183	V
N203	N202	183,483	3,2	181,095	1,5	15,560	100	0,00331	0,27240	4,42%	0,276	305	400	4,530	0,569	0,484	0,991	0,490	4,488	1,13	196	V
N202	N201	181,095	4,3	177,404	1,5	18,629	100	0,00359	0,29510	4,78%	0,299	309	400	4,712	0,592	0,504	1,003	0,501	4,726	1,19	201	V
N201	N200	177,404	1,5	175,971	1,5	31,422	100	0,00386	0,31780	4,56%	0,322		400	4,601	0,578	0,556	1,031	0,529	4,744			V

												321								1,19	212	
N200	N199	175,971	2,0	174,485	1,5	22,837	100	0,00414	0,34050	4,32%	0,345	333	400	4,477	0,563	0,613	1,052	0,561	4,711	1,19	224	V
N199	N198	174,485	2,0	172,755	1,5	25,953	100	0,00442	0,36320	4,74%	0,368	335	400	4,690	0,589	0,624	1,056	0,567	4,952	1,26	227	V
N198	N197	172,755	2,0	170,799	1,5	30,100	100	0,00469	0,38590	4,84%	0,391	341	400	4,738	0,595	0,656	1,064	0,586	5,043	1,29	234	V
N197	N196	170,799	1,8	169,492	1,5	22,552	100	0,00497	0,40860	4,47%	0,414	354	400	4,553	0,572	0,723	1,083	0,628	4,931	1,28	251	V
N196	N195	169,492	2,5	167,845	1,5	15,019	100	0,00524	0,43130	4,31%	0,437	364	400	4,472	0,562	0,777	1,103	0,662	4,933	1,28	265	V
N195	N194	167,845	1,5	167,767	1,5	21,896	100	0,00552	0,45400	0,36%	0,460	592	500	1,492	0,293	1,568	-	22,443	-	0,55	11 221	V
PR01	N206	165,511	0,0	184,707	1,5	239,533	100	0,00580	0,47670	-7,39%	0,482	rel	400	rel	rel	rel	rel	rel	rel	rel	rel	
N206	N207	184,707	2,5	182,662	1,5	21,144	100	0,00607	0,49940	4,94%	0,505	375	400	4,790	0,602	0,840	1,127	0,702	5,398	1,41	281	V
N207	N208	182,662	2,0	181,230	1,5	22,115	100	0,00635	0,52210	4,21%	0,528	393	400	4,423	0,556	0,951	1,139	0,769	5,039	1,36	308	V
N208	N209	181,230	2,3	179,602	1,5	17,541	100	0,00662	0,54480	4,72%	0,551	390	400	4,681	0,588	0,937	1,139	0,760	5,333	1,43	304	V
N209	N210	179,602	1,5	179,257	1,5	21,286	100	0,00690	0,56750	1,62%	0,574	484	500	3,183	0,625	0,919	1,139	0,749	3,626	0,97	374	V
N210	N211	179,257	1,5	178,675	1,5	28,306	100	0,00718	0,59020	2,06%	0,597	470	500	3,585	0,704	0,849	1,130	0,707	4,050	1,06	353	V
N211	N212	178,675	1,5	177,923	1,6	29,267	100	0,00745	0,61290	2,88%	0,620	448	500	4,240	0,833	0,745	1,091	0,642	4,626	1,20	321	V
N212	N213	177,923	1,5	177,223	1,5	21,708	100	0,00773	0,63560	3,22%	0,643	444	500	4,489	0,881	0,730	1,085	0,632	4,873	1,26	316	V
N213	N214	177,223	1,5	176,038	1,5	24,892	100	0,00800	0,65830	4,76%	0,666	418	500	5,455	1,071	0,622	1,055	0,566	5,756	1,46	283	V
N214	N215	176,038	2,2	174,732	1,5	13,480	100	0,00828	0,68100	4,50%	0,689	428	500	5,301	1,041	0,662	1,066	0,590	5,650	1,45	295	V
N215	N216	174,732	1,5	173,123	1,5	36,375	100	0,00856	0,70370	4,42%	0,712	435	500	5,258	1,032	0,690	1,073	0,607	5,643	1,45	303	V
N217	N218	173,123	2,5	171,265	1,5	25,546	100	0,00879	0,72270	3,36%	0,731		500	4,582	0,900	0,813	1,118	0,685	5,121			V

												463								1,34	343	
N218	N219	171,265	1,5	170,629	1,5	24,213	100	0,00901	0,74170	2,63%	0,751	489	500	4,052	0,796	0,944	1,139	0,764	4,616	1,24	382	V
N219	N220	170,629	2,2	169,496	1,5	11,141	100	0,00924	0,76070	3,89%	0,770	459	500	4,929	0,968	0,796	1,111	0,674	5,475	1,43	337	V
N220	N221	169,496	2,5	167,592	1,5	33,253	100	0,00947	0,77970	2,72%	0,789	495	500	4,122	0,809	0,975	1,140	0,787	4,700	1,28	393	V
N221	N222	167,592	3,0	164,694	1,5	28,900	100	0,00970	0,79870	4,84%	0,808	449	500	5,499	1,080	0,749	1,092	0,644	6,006	1,56	322	V
N222	N223	164,694	2,5	162,278	1,5	32,973	100	0,00993	0,81770	4,29%	0,828	463	500	5,181	1,017	0,814	1,118	0,685	5,792	1,51	343	V
N223	N132	162,278	2,6	160,218	1,5	21,562	100	0,01016	0,83670	4,45%	0,847	464	500	5,275	1,036	0,818	1,119	0,688	5,905	1,54	344	V

Suite conduite principale 1 :

Ram	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	debit usé	debit pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	Vmin (m/s)	H(mm)	autocurage
N117	N118	165,897	1,7	165,152	1,7	22,924	100	0,003	0,3794	3,25%	0,382	365	600	5,089	1,439	0,266	0,852	0,349	4,335	1,05	209	V
N118	N119	165,152	1,7	165,031	1,7	31,742	100	0,00337	0,4074	0,38%	0,411	560	600	1,743	0,493	0,833	1,125	0,698	1,961	0,46	419	V
N119	N120	165,031	1,7	164,814	1,7	9,560	100	0,00373	0,4354	2,27%	0,439	411	600	4,253	1,203	0,365	0,917	0,418	3,902	0,93	251	V
N120	N121	164,814	1,5	164,799	1,7	21,307	100	0,0041	0,4634	1,01%	0,467	490	600	2,836	0,802	0,583	1,042	0,544	2,956	0,69	326	V
N121	N122	164,799	1,5	164,625	1,5	9,220	100	0,00446	0,4914	1,89%	0,496	446	600	3,878	1,097	0,452	0,970	0,472	3,762	0,89	283	V
N122	N123	164,625	1,8	164,136	1,5	5,125	100	0,00483	0,5194	3,69%	0,524	401	600	5,422	1,533	0,342	0,904	0,403	4,903	1,19	242	V
N123	N124	164,136	1,5	163,880	1,5	18,123	100	0,00519	0,5474	1,41%	0,553	490	600	3,355	0,949	0,582	1,042	0,544	3,497	0,83	326	V
N124	N125	163,880	1,5	163,439	1,5	27,636	100	0,00556	0,5754	1,60%	0,581	488	600	3,566	1,008	0,576	1,040	0,540	3,708	0,88	324	V
N125	N126	163,439	1,5	163,004	1,5	21,534	100	0,00592	0,6034	2,02%	0,609	475	600	4,012	1,134	0,537	1,022	0,519	4,099	0,98	311	V
N126	N127	163,004	1,5	162,980	1,7	30,506	100	0,00629	0,6314	0,73%	0,638	584	600	2,419	0,684	0,932	1,139	0,757	2,756	0,69	454	V
N127	N128	162,980	1,5	162,520	1,5	30,028	100	0,00665	0,6594	1,53%	0,666	518	600	3,494	0,988	0,674	1,069	0,597	3,735	0,91	358	V
N128	N129	162,520	1,5	161,769	1,5	29,343	100	0,00702	0,6874	2,56%	0,694	477	600	4,516	1,277	0,544	1,025	0,523	4,629	1,11	314	V
N129	N130	161,769	1,5	161,351	1,5	30,171	100	0,00738	0,7154	1,39%	0,723	544	600	3,323	0,940	0,769	1,100	0,657	3,656	0,90	394	V

N130	N131	161,351	1,5	160,841	1,5	18,635	100	0,00775	0,7434	2,74%	0,751	486	600	4,670	1,320	0,569	1,037	0,536	4,841	1,17	322	V
N131	N132	160,841	1,5	160,218	1,5	13,179	100	0,00811	0,7714	4,73%	0,780	444	600	6,138	1,736	0,449	0,968	0,470	5,942	1,46	282	V
N132	DVO2	160,218	2,0	160,000	2,0	20,000	70	0,01864	1,6361	1,09%	1,655	887	1000	2,900	2,278	0,726	1,084	0,630	3,145	0,80	630	V
DVO2	N133	160,000	0,0	159,863	1,5	19,911		0,01824	0	8,22%												
N133	N134	159,863	1,5	159,461	1,5	28,810	70	0,0186	0,028	1,40%	0,047	222	400	1,781	0,224	0,208	0,788	0,307	1,405	1,08	123	V
N134	N135	159,461	1,5	159,136	1,5	28,332	70	0,01897	0,056	1,15%	0,075	275	400	1,615	0,203	0,369	0,920	0,421	1,486	1,01	168	V
N135	N136	159,136	1,5	158,918	1,5	30,544	70	0,01933	0,084	0,71%	0,103	339	400	1,274	0,160	0,645	1,062	0,580	1,353	0,85	232	V
N136	N137	158,918	1,5	158,514	1,5	30,670	70	0,0197	0,112	1,32%	0,132	331	400	1,731	0,218	0,605	1,050	0,557	1,818	1,07	223	V
N137	N138	158,514	1,5	158,244	1,5	30,494	70	0,02006	0,14	0,89%	0,160	384	400	1,419	0,178	0,898	1,138	0,736	1,615	0,93	294	V
N138	N139	158,244	1,5	157,992	1,5	31,607	70	0,02043	0,168	0,80%	0,188	416	500	1,563	0,307	0,614	1,053	0,562	1,645	0,90	281	V
N139	N140	157,992	1,5	157,867	1,5	29,513	70	0,02079	0,196	0,42%	0,217	494	500	1,139	0,224	0,969	1,140	0,783	1,298	0,71	391	V
N140	N141	157,867	1,5	157,359	1,5	20,138	70	0,02116	0,224	2,52%	0,245	370	500	2,779	0,546	0,449	0,968	0,470	2,691	1,36	235	V
N141	N142	157,359	1,5	157,076	1,5	26,285	70	0,02152	0,252	1,08%	0,274	453	500	1,816	0,357	0,767	1,099	0,656	1,996	1,02	328	V
N142	N143	157,076	1,5	156,999	1,7	22,828	70	0,02189	0,28	1,21%	0,302	459	500	1,928	0,379	0,798	1,112	0,675	2,143	1,07	338	V
N143	N144	156,999	1,5	156,900	1,7	29,947	70	0,02246	0,3257	1,00%	0,348	503	600	1,975	0,558	0,624	1,056	0,567	2,085	0,98	340	V
N144	N145	156,900	1,7	156,769	1,7	30,922	70	0,02304	0,3714	0,42%	0,394	619	800	1,558	0,783	0,504	1,003	0,501	1,562	0,69	401	V
N145	N146	156,769	1,7	156,400	1,7	29,575	70	0,02362	0,4171	1,25%	0,441	527	800	2,674	1,344	0,328	0,896	0,393	2,396	0,97	314	V
N146	N147	156,400	1,7	156,213	1,7	27,638	70	0,0242	0,4628	0,68%	0,487	613	800	1,969	0,990	0,492	0,995	0,494	1,960	0,81	396	V
N147	N148	156,213	1,7	156,115	1,7	30,103	70	0,02478	0,5085	0,33%	0,533	728	800	1,366	0,687	0,777	1,103	0,662	1,507	0,65	530	V
N148	N149	156,115	1,7	155,979	1,7	29,837	70	0,02536	0,5542	0,46%	0,580	705	800	1,616	0,812	0,713	1,080	0,622	1,746	0,73	497	V
N149	N150	155,979	1,7	155,738	1,7	29,735	70	0,02594	0,5999	0,81%	0,626	651	800	2,157	1,084	0,577	1,040	0,541	2,243	0,88	433	V
N150	N151	155,738	2,0	155,938	2,5	30,189	70	0,02652	0,6456	0,99%	0,672	644	800	2,385	1,199	0,561	1,033	0,532	2,464	0,94	425	V
N151	N152	155,938	2,0	155,862	2,2	29,217	70	0,0271	0,6913	0,94%	0,718	666	800	2,327	1,170	0,614	1,053	0,562	2,450	0,94	449	V
N152	N153	155,862	2,0	155,800	2,2	18,724	70	0,02768	0,737	1,40%	0,765	634	800	2,832	1,423	0,537	1,022	0,519	2,893	1,06	415	V
N153	N154	155,800	2,0	154,726	2,0	27,634	70	0,02825	0,7827	3,89%	0,811	535	800	4,719	2,372	0,342	0,904	0,403	4,268	1,47	322	V
N154	N155	155,786	2,0	155,712	2,0	27,606	70	0,02883	0,8284	0,27%	0,857	902	1000	1,438	1,130	0,759	1,096	0,651	1,576	0,60	651	V
N155	DVO3	155,712	2,0	155,635	2,0	9,075	70	0,02941	0,8741	0,85%	0,904	741	1000	2,559	2,010	0,450	0,968	0,471	2,478	0,86	471	V
DVO3	N156	155,635	2,0	155,569	1,5	10,130	100	0,02941	-	-												
N156	N157	155,569	1,5	155,403	1,5	49,326	100	0,02999	0,0452	0,34%	0,075	303	400	1,250	0,157	0,479	0,987	0,487	1,234	0,96	195	V
N157	N158	155,403	1,8	155,283	1,8	29,938	100	0,03057	0,0909	0,40%	0,121	352	400	1,364	0,171	0,709	1,079	0,619	1,471	1,02	247	V
N158	N159	155,283	1,5	155,002	1,5	28,428	100	0,03115	0,1366	0,99%	0,168	335	400	2,142	0,269	0,623	1,056	0,567	2,261	1,41	227	V
N159	N160	155,002	1,5	154,950	1,5	22,615	100	0,03173	0,1823	0,23%	0,214	482	500	1,199	0,235	0,909	1,139	0,743	1,366	0,82	371	V

N160	N161	154,950	1,5	154,780	1,5	28,014	70	0,03231	0,228	0,61%	0,260	495	500	1,363	0,268	0,973	1,140	0,785	1,554	0,90	392	V
N161	N162	154,780	1,5	154,652	1,5	32,855	70	0,03289	0,2737	0,39%	0,307	572	600	1,233	0,349	0,879	1,136	0,725	1,402	0,77	435	V
N162	N163	154,652	2,0	154,592	2,0	27,114	70	0,03347	0,3194	0,22%	0,353	670	800	1,126	0,566	0,623	1,056	0,567	1,189	0,63	454	V
N163	N164	154,592	2,0	154,212	2,0	30,351	70	0,03404	0,3651	1,25%	0,399	507	800	2,679	1,346	0,296	0,876	0,371	2,347	1,12	297	V
N164	N165	154,212	2,0	153,943	2,0	30,200	70	0,03462	0,4108	0,89%	0,445	563	800	2,259	1,136	0,392	0,933	0,436	2,108	1,01	349	V
N165	N166	153,943	2,0	153,796	2,0	21,688	70	0,0352	0,4565	0,68%	0,492	615	800	1,971	0,991	0,496	0,998	0,497	1,967	0,93	397	V
N166	N167	153,796	2,0	153,620	2,0	45,000	70	0,03578	0,5022	0,39%	0,538	705	800	1,497	0,753	0,715	1,081	0,623	1,618	0,78	498	V
N167	N73	153,620	2,0	153,530	2,0	23,000	70	0,03636	0,5479	0,39%	0,584	727	800	3,793	1,906	0,331	0,898	0,395	3,405	1,42	316	V

Tableau V-2 : Poste de relevage 1 SB05

	Qpp	DN	V	Vu	S	L	l	hu	Hg	Lr	ΔHt	Hmt	P.hyd	P.e.m
Localité	(m3/h)	(mm)	(m/s)	(m3)	(m2)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(K.W)	(K.W)
SB05	1656.108	400	3,75	23	24	6	4	0,958	20,504	239,533	5,38	28	167,786	302,014

Tableau V-3 : les Déversoirs d'Orage

N° DVO	Type	Qtot (m3/s)	De (mm)	I m/m	Qps (m3/s)	z	Qcr (m3/s)	Rqcr	Rh	Hcr (m)	Qeu (m3/s)	Rqst	Rh	Hsor (m)	Hdev (m)	Qdev (m3/s)	L (m)	Ln (m)	Hseuil (m)
1	<i>frontal</i>	1,326	1000	0,0133	3,59	0,85	1,13	0,314	0,350	0,35	0,0176	0,005	0,010	0,01	0,340	1,308	3,72	4	0,012
2	<i>latéral 2seuils</i>	1,655	1000	0,0109	3,25	0,85	1,41	0,432	0,45	0,45	0,0186	0,006	0,013	0,013	0,437	1,636	13,56	7*2	0,016
3	<i>frontal</i>	0,904	800	0,0216	2,53	0,85	0,77	0,304	0,34	0,27	0,0294	0,012	0,025	0,02	0,252	0,875	3,90	4	0,024