

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes D'assainissement.

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT
DU POS sud-est 02 (W. AIN TEMOUCHENT)**

Présenté par :

M^{lle} BRAHIM SABRINE

Promoteur :

Pr. SALAH BOUALEM

Devant le Jury composé de :

Présidente: M^{me} AMMOUR FADHILA

**Examineurs : M^{me} KAHLERRAS MALIKA
M^{me} SALHI CHAHRAZED
M^{me} HADJSADOUK NABILA**

Septembre 2016

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous avons armé de force et de sagesse, ainsi la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur *Professeur SALAH.B*, pour toute l'aide qu'il m'a offerte durant la période de la réalisation de ce travail.

Toute ma gratitude à nos professeurs et enseignants qui ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mes remerciements à *M^r YAHYAOUIS, M^r BOUFEKEN*

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies et amis de la promotion 2016, pour m'avoir encouragé nous montrons beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.

Grands mercis à vous tous

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère et mon père pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Mes sœurs : Badra et feriel.

Ma grand-mère Kheira et grand-père Ahmed.

Toute la famille Brahim et Betahi Belkhir .

Mes amies : Amel nadroumia , Hadjira, Hasnia, Zoulikha.

Mes amies et amis de l'ENSH surtout la promotion 2016.

-BRAHIM Sabrina-

تعرف المدينة الجديدة بعين تموشنت مشكلا عويصا بشأن عملية تفرغ مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار، نتج لأسباب أهمها قدم الشبكة الحالية وسوء التصميم إضافة إلى وجود وصلات فوضوية. وفي ايطار مذكرة نهاية الدراسة، فان الهدف من عملنا هذا هو تصميم شبكة لصرف النفايات السائلة ية مصممة بشكل دقيق لضمان حسن سير النظام خصوصا خلال الأمطار الغزيرة.

Résumé :

La nouvelle ville (POS sud-est 2) d'Ain Témouchent connaît actuellement un problème crucial concernant l'évacuation des eaux usées et pluviales. Ce problème résulte du fait que le réseau actuel est non seulement vétuste mais sous dimensionné. Il a été constaté également des branchements anarchiques.

Dans le cadre du mémoire de fin d'étude, le but de notre travail consiste à dimensionner et concevoir un système d'évacuation des effluents sus cités. Ce système sera constitué d'ouvrages hydrauliques dimensionnés d'une façon adéquate pour garantir le bon fonctionnement du système notamment pendant les fortes pluies.

Abstract:

The new city (POS southeast 2) of Ain Témouchent currently recognizes a critical issue concerning the disposal of wastewater and rainwater. This problem results from the fact that the current network is not only antiquated but undersized. It was also found an anarchic connection. The goal of our work is to size and design a drainage system of effluents mentioned above. This system will consist of hydraulic structures dimensioned adequately to ensure the proper functioning of the system especially during heavy rains.

Sommaire

INTRODUCTION

CHAPITRE 1 : Représentation de la zone d'étude « POS sud-est 2 d'Ain Temouchent »

1-1 Introduction	01
1-2 Situation géographique.....	01
1-2-1 Localisation géographique de la wilaya d'Ain Témouchent	01
1-2-2 Situation géographique de la zone d'étude.....	01
I-3 Données naturelles du site.....	02
1-3-1 Topographie.....	02
1-3-2 Géologie du site.....	02
1-3-3 Hydrogéologie.....	02
1-3-4 Séismicité	03
1-3-5 Situation climatique.....	04
1-3-5-1 Climat.....	04
a) Température.....	04
b) Vent.....	04
c) Précipitation.....	04
d) Evaporation	05
1-4 Situation hydraulique	05
1-4-1 alimentation en eau potable.....	05
1-4-2 Assainissement	06
Conclusion	06

CHAPITRE 2 : Etude hydrologique

2-1 Introduction	07
2-2 Choix de la période de retour.....	07
2-3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations	07
2-3-1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.....	08
2-3-1-1 Analyse des données statistiques.....	08
a) Les caractéristiques de cette série.....	09
2-3-1-2 Vérification de l'homogénéité du série.....	10
2-3-1-2-1 Teste de médiane	11
2-3-2 Choix de la loi d'ajustement	12
2-3-2-1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de <i>Gumbel</i>	12
2-3-2-2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de <i>Galton</i>	15
2-3-3 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 min et de la période de retour de dix ans à la formule de <i>Montanari</i>	17
Conclusion	18

CHAPITRE 3 Calcule de base

3-1 Introduction	19
3-2 Situation démographique.....	19
3-3 Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires.....	19
3-4 Systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.....	20

3-4-1	Système unitaire.....	20
3-4-2	Système séparatif.....	21
3-4-3	Système pseudo séparatif.....	22
3-5	Choix du système d'assainissement.....	23
3-6	Différents schémas d'évacuation rencontrés.....	23
3-6-1	Schéma perpendiculaire.....	23
3-6-2	Schéma par déplacement latéral.....	23
3-6-3	Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	24
3-6-4	Schéma à zone étagé.....	24
3-6-5	Schéma radial.....	24
3-7	Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	25
3-8	Choix du coefficient de ruissellement.....	25
3-8-1	coefficient de ruissellement pondéré.....	25
3-8-2	coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	26
3-8-3	coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	26
3-8-4	coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	27
3-8-5	coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	27
3-9	Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire.....	28
3-9-1	Le coefficient de ruissellement pondéré.....	28
3-9-2	Calcul de densité partielle.....	28
Conclusion		29

CHAPITRE 4 : Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

4-1	Introduction	30
4-2	Nature et origine des eaux usées à évacuer	30
a)	Les eaux usées domestiques	30
b)	Les eaux usées d'origine industrielles.....	30
c)	Les eaux des services publiques.....	31
4-3	Estimation des débits des eaux usées.....	31
4-3-1	Estimation des débits des eaux usées domestiques	31
4-3-2	Evaluation du débit moyen journalière rejeté	31
4-3-3	Evaluation du débit de pointe	31
4-4	Evaluation des débits des eaux pluviales.....	34
4-4-1	La méthode rationnelle.....	34
4-4-1-1	Les hypothèses de la méthode rationnelle	35
4-4-1-2	Critique de la méthode rationnelle	35
4-4-1-3	Validité de la méthode rationnelle	35
Conclusion		38

CHAPITRE 5 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

5-1	Introduction	39
5-2	Condition d'écoulement et dimensionnement.....	39
5-3	Conception du réseau.....	39
5-4	Modes de calcul	40
5-5	Dimensionnement du réseau d'assainissement	44
Conclusion		44

CHAPITRE 6 : Les éléments constrictifs du réseau d'égout

6-1	Introduction	45
6-2	Les ouvrages principaux.....	45

6-2-1	Canalisation.....	45
6-2-2	Matériaux des Canalisations.....	45
	A- Conduite en béton armé.....	45
	B- Conduite en béton non armé.....	46
	C- Conduite en fonte.....	46
	D- Conduite en grés artificiels.....	46
	E- Conduite en amiante ciment.....	46
	F- Conduite en matières plastique.....	46
6-2-3	Choix du type de canalisation.....	46
6-2-4	Les joints des conduites en béton.....	47
6-2-5	Différents actions supportées par la conduite.....	49
	A- Action mécaniques	49
	B- Action statiques	49
	C- Action chimiques	49
6-2-6	Protection des conduites	49
6-2-7	Essais des conduites préfabriqués.....	50
	A- Essais à l'écrasement.....	50
	B- Essais d'étanchéité	50
	C- Essais à la corrosion	50
6-3	Ouvrages annexes	51
6-3-1	Ouvrages normaux	51
	6-3-1-1 Les branchements	51
	6-3-1-2 Les ouvrages de surfaces.....	52
	A- Les ouvrages de recueillie et de transport	52
	B- Les bouches d'égout.....	53
	6-3-1-3 Les regards.....	54
6-3-2	Ouvrages spéciaux	55
	6-3-2-1 Le déversoir d'orage.....	55
	A- Emplacement de déversoir d'orage.....	55
	B- Les types des déversoirs d'orage.....	55
6-4	Application à notre projet.....	56
	6-4-1 Dimensionnement du déversoir d'orage.....	56
	6-4-2 Mode de calcul	57
	Conclusion	59

CHAPITRE 7 : Organisation des chantiers

7-1	Introduction	60
7-2	Emplacement des canalisations	60
7-3	Exécution des travaux.....	60
7-4	Manutention et stockage des conduites.....	61
	7-4-1 Chargement et transport.....	61
	7-4-2 Le chargement.....	61
	7-4-3 le stockage.....	61
7-5	Décapage de la couche de terre végétale.....	61
7-6	Implantation des regards et des axes des tranchés.....	61
7-7	Excavations des tranchés et des fouilles pour les regards.....	61

A) Largeur du tranché.....	62
B) Profondeur du tranché.....	63
7-8 Aménagement du lit de pose.....	63
7-9 La mise en place des conduites.....	63
7-10 Assemblage des conduites.....	63
7-11 Essais sur les joints et les canalisations.....	64
7-12 Réalisation des regards.....	64
7-13 Remblaiement et compactage des tranchées.....	64
7-14 Choix des engins.....	64
A) Pour le décapage de la couche végétale.....	64
B) Pour l'excavation des tranchés.....	65
C) Pour le remblaiement des tranchés.....	65
7-15 Planification des travaux.....	65
7-15-1 Technique de la planification.....	66
7-15-1-1 Méthode basé sur le réseau.....	66
7-16 Devis estimatif.....	69
7-16-1 Détermination des différents volumes.....	69
A) Volume de la couche végétale.....	69
B) Volume des déblais des tranchés.....	69
C) Volume du lit de sable.....	69
D) Volume occupé par la conduite.....	70
E) Volume du remblai.....	70
F) Volume excédentaire.....	70
Conclusion.....	70

CHAPITRE 8 : Protection et sécurité de travail

8-1 Introduction.....	73
8-2 Les causes des accidents	73
8-3 Les actions et les conditions dangereuses.....	74
8-4 Organisation du système national de la prévention des risques professionnels	74
8-4-1 la direction général du travail.....	75
8-4-2 l'inspection générale du travail.....	75
8-4-3 institut nationale de la prévention des risques professionnels	76
8-4-4 l'organisme de prévention des risques professionnels spécifique aux activités du batimants, des travaux publiques et hydrauliques	76
8-4-5 caisse nationale d'assurance social	76
Conclusion	77

CONCLUSION GENERAL

Liste des tableaux

CHAPITRE 1 :

Tableau 1-1 : Les températures moyennes mensuelles d'Ain Témouchent de la période (1970-2007).....	04
Tableau 1-2 : La pluviométrie moyenne mensuelle de la station d'Ain Témouchent période (1974-2014)	05
Tableau 1-3 : L'évaporation moyenne mensuelle et annuelle d'Ain Témouchent période (1950-2010)	05

CHAPITRE 2 :

Tableau 2-1 : Précipitation maximale journalière du station d'Ain Témouchent.....	08
Tableau 2-2 : Les caractéristiques de la série pluviométrique	10
Tableau 2-3 : valeur non classée et comparaison avec le médiane.....	11
Tableau 2-4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	14
Tableau 2-5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	16

CHAPITRE 3 :

Tableau 3-1 : Les avantages et les inconvénients du système unitaire	20
Tableau 3-2 : Les avantages et les inconvénients du système séparatif	21
Tableau 3-3 : Coefficient de ruissèlement en fonction de la surface drainée	26
Tableau 3-4 : Coefficient de ruissèlement en fonction de la densité d'écoulement	27
Tableau 3-5 : Coefficient de ruissèlement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	27
Tableau 3-6 : Coefficient de ruissèlement en fonction de la zone d'influence	27
Tableau 3-7 : Coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin.....	28
Tableau 3-8 : Détermination du nombre d'habitants.....	29

CHAPITRE 4:

Tableau 4-1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire	32
Tableau 4-2 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées pour chaque sous bassin.....	34
Tableau 4-3 : Evaluation des débits d'eau pluvial	37
Tableau 4-4 : Valeur de coefficient en fonction de la distance (p-2)	37
Tableau 4-5 : Différents débits de dimensionnent.....	38

CHAPITRE 5:

Tableau 5-1 : Le coefficient de <i>MANNING-STRICKLER</i> en fonction de la nature des parois.....	41
--	----

CHAPITRE 6:

Tableau 6-1 : Les caractéristiques du tuyau en béton armé.....	49
---	----

CHAPITRE 7:

Tableau 7-1 : Détermination des déblais.....	68
Tableau 7-2 : Coefficient de foisonnement.....	70

Tableau 7-3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....71

LES TABLEAUX DE DIMENSIONNEMENT : Annexe 01

Tableau 5-2 : Calcul hydraulique du collecteur principal 1.

Tableau 5-3 : Calcul hydraulique du collecteur principal 2.

Tableau 5-4 : Calcul hydraulique du collecteur principal 3.

Tableau 5-5 : Calcul hydraulique du collecteur principal 4.

Tableau 5-6 : Calcul hydraulique du collecteur principal 5.

Tableau 5-7 : Calcul hydraulique du collecteur principal 6.

Tableau 5-8 : Calcul hydraulique du l'intercepteur.

Tableau 5-9 : Calcul hydraulique du collecteur secondaire 2.

Tableau 5-10 : Calcul hydraulique du collecteur secondaire 1.

Tableau 5-11 : Calcul hydraulique du collecteur secondaire 3.

Tableau 5-12 : Calcul hydraulique du collecteur secondaire 4.

Tableau 5-13: Calcul hydraulique du collecteur secondaire 5.

Liste des figures

CHAPITRE 1 :

- Figure 1-1 :** Localisation géographique de la wilaya d'Ain Témouchent02
Figure 1-2 : Carte de zonage sismique du territoire national03
Figure 1-3 : Réservoir 5000 m³ qui alimente POS sud-est 2 d'Ain Témouchent06

CHAPITRE 2 :

- Figure 2-1 :** Ajustement à la loi de Gumbel.....15
Figure 2-2 : Ajustement à la loi de Galton17

CHAPITRE 3 :

- Figure 3-1 :** Système unitaire21
Figure 3-2 : Système Séparatif22
Figure 3-3 : Système pseudo séparatif.....22
Figure 3-4 : Schéma perpendiculaire.....23.
Figure 3-5 : Schéma par déplacement latéral23
Figure 3-6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique.....24
Figure 3-7 : Schéma à zone étagé24
Figure 3-8 : Schéma type radial24

CHAPITRE 4 :

- Figure 4-1 :** Principe schématique pour la détermination de coefficient37

CHAPITRE 5 :

- Figure 5-1 :** Organigramme de dimensionnement.....42

CHAPITRE 6 :

- Figure 6-1 :** Différent types de joints48
Figure 6-2 : Branchement de service52
Figure 6-2.a : Point de raccordement avec inclinaison52
Figure 6-3 : Absorption par le coté latéral.....53
Figure 6-4 : Absorption par le haut.....53
Figure 6-5 : Regard simple54
Figure 6-6 : Regard double55
Figure 6-7 : Déversoir frontal.....56

CHAPITRE 7 :

- Figure 7-1 :** Coupe transversale d'un tranché.....62
Figure 7-2 : Le pipelayers.....63
Figure 7-6 : Réseau à nœuds.....68

CHAPITRE 8 :

- Figure 8-1 :** Organisation de système nationale du prévention de risque profesional...75
Figure 8-2 : Quelques équipements de protection individuelle.....76

Liste des annexes

Annexe 01 : les tableaux de dimensionnement.

Annexe 02 : Diagramme de Guantt.

Annexe 03 : les abaques.

Liste des planches

Planche N°1 : trace en plan du réseau d'assainissement POS sud-est 02 W. Ain Témouchent

Planche N°2 : Profil en long du collecteur principal 01 du POS sud-est 02 W. Ain Témouchent.

Planche N°3 : Profil en long du l'intercepteur du POS sud-est 02 W. Ain Témouchent.

Planche N°4 : Les ouvrages annexes du POS sud-est 02 W. Ain Témouchent.

Introduction générale

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre. Elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et d'amélioration du mode de vie.

Des techniques ont été développées pour exploiter, utiliser et évacuer l'eau usée. Des réseaux d'alimentation de distribution et rejet sont mis en œuvre pour utiliser cette source d'une manière rationnelle et rigoureuse, et de la rejeter après usage hors des agglomérations selon des procédés protégeant la santé et l'environnement.

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit des eaux polluées, pluviales, ou usées .il procède également au traitement de ces eaux avant leurs rejets dans le milieu naturel.

Le choix du mode de rejet, du milieu récepteur et des techniques d'évacuation devra être établi d'une façon très rigoureuse dans le but de s'assurer du bon fonctionnement du réseau.

La nouvelle ville POS sud-est 2 d'Ain Témouchent connaît un problème crucial concernant l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales. Ce problème résulte du fait que le réseau actuel est non seulement vétuste mais sous dimensionné. Il a été constaté également des branchements anarchiques.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet qui se base sur le dimensionnement et la conception du système d'évacuation d'eaux usées et pluviales de cette nouvelle ville.

Chapitre -1-
REPRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1. Introduction

La zone concernée par notre étude (POS Sud-Est 2) fait partie de la commune d'Ain Témouchent. Nous avons opté pour le dimensionnement du réseau d'assainissement pour l'évacuation des eaux usées et pluviales.

La première étape de cette étude consiste à la collecte de toutes les données : géologiques, hydrologiques, climatiques et hydrauliques.

La collecte complète des données fiables est donc nécessaire pour mener à bien le projet.

1.2. Situation géographique

1.2.1. Localisation géographique de la wilaya d'Ain Temouchent :

La wilaya d'Ain Temouchent se situe au Nord- Ouest de l'Algérie, entre les wilayas d'Oran, Tlemcen et Sidi Belabbes.

Elle s'étend sur une superficie de 80,61kilomètre carré, et enregistre d'après le recensement de l'année 2008 ,72940 habitants.

D' après l'estimation au 31 décembre 2014, cette population est passée de 79745habitants, avec un taux d'accroissement égale à 1,4%.

Les communes limitrophes sont :

- Au Nord-Ouest la commune de Sidi Benadda.
- Au Nord la commune de Chaabet EL Ham.
- Au Nord- Est la commune la commune de Chaabet El Ham
- A l'Ouest la commune Ain Tolba.
- A l'Est la commune de Chentouf.
- Au Sud -Ouest la commune Ain Kihal.
- Au Sud la commune d'Aghllal et Ain Kihal.
- Au Sud –Est la commune d'Aghllal.

1.2.2. Situation géographique de la zone d'étude

La zone de notre étude en question et plus précisément le *POS SUD EST II* d'une superficie de 110 ha est située dans le Sud Est de la ville d'Ain Temouchent.

Le site POS SUD EST II est limité :

- Au nord par une zone d'activité.
- Au sud par la route vers Sidi Bel Abbes.
- A l'ouest par la route vers Chaabet Laham.
- A l'est par un terrain agricole.



Figure 1.1: Localisation géographique de la wilaya d'Ain Témouchent

1.3. Données naturelles du site :

1.3.1 Topographie :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitaire. La pente étant importante qui peut atteindre 5% . Les courbes de niveau prennent le sens en allant vers l'ouest.

1.3.2 Géologie :

La géologie de la région d'Ain Témouchent, est caractérisée par un volcanisme intense à l'ère primaire, où les coulées de basaltes prédominent. Sur ces coulées se superpose un Trias avec des argilites, des gypses, des dolomies noires, des ophites, et des blocs allogènes, puis vient se déposer des marnes de la limite Jurassique- Crétacé (Néocomien), surmontée par des marnes à silex au Sénonien supérieur. Au Tertiaire, plus précisément au Paléogène, se déposent des calcaires marneux de l'Yprésien, surmontée par une formation détritique continentale du Messénien.

Le tout est enveloppé par un Quaternaire lacustre calcaire, et des sables cimentés, notamment les argiles marneuses seront présents, et font partie des formations meubles dans la région.

1.3.3 Hydrogéologie :

Le régime hydraulique dans le site géotechnique est faible presque négligeable, sauf l'écoulement d'un petit ruisseau situé entre les deux collines. Cet écoulement provient des hauts de vallées de la région, c'est un écoulement saisonnier alimenté par les eaux des précipitations hivernales.

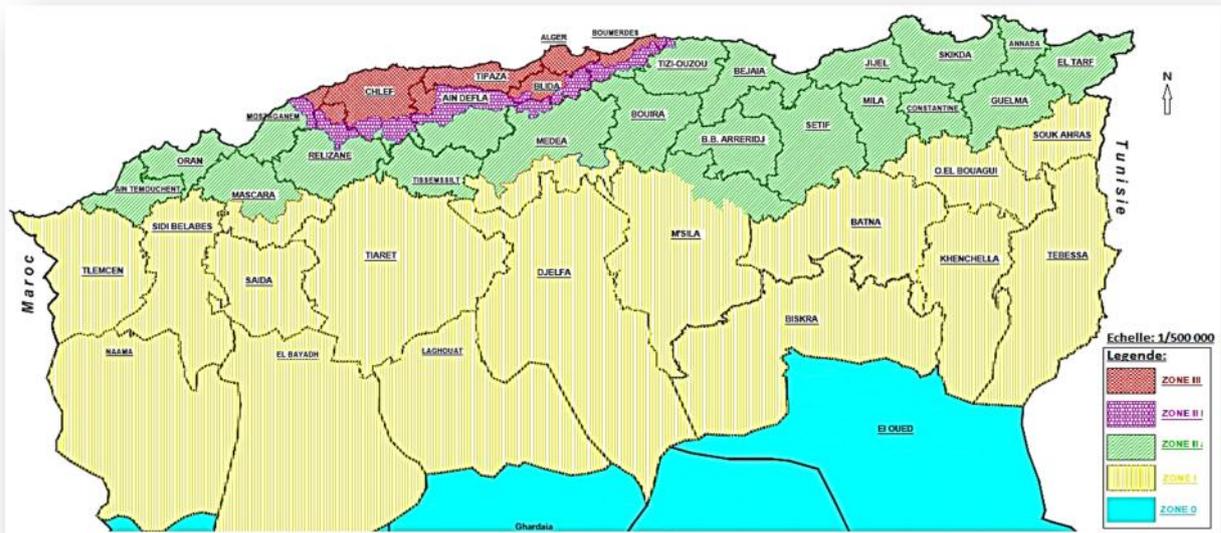
En ce qui concerne la nappe phréatique, il a été indiqué qu'elle est profonde et ne causera aucun risque pour la stabilité de la conception et l'urbanisme dans le site ;

On n'a remarqué la présence d'aucun puits dans le site ou dans les environs du site.

1.3.4 Sismicité :

La ville d'Aïn Temouchent a subi un séisme très important le 22 décembre 1999 d'une magnitude de 5.8 sur l'échelle de Richter : ce qui signifie que la région est en activité sismique très importante. Depuis plusieurs d'autres secousses sismiques ont été signalées, variées dans l'intensité. Certaines sont importantes et dangereuses, d'autres sont faibles mais restent toujours un phénomène naturel à haut risque si on ne prend pas les dispositions nécessaires.

Pour cela Le Règlement Parasismique Algérien 1999 (version 2003) a pris en considération toutes les propriétés tectoniques et sismiques de la région, et estime que la Wilaya de Aïn Temouchent est entièrement située dans la zone IIb .



Source : CGS: Centre Nationale de Recherche Appliquée en Genie Parasismique.

Figure 1.2: Carte de zonage sismique du territoire national.

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

Zone IIa : zone à très fort risque sismique ;

Zone IIb : zone à fort risque sismique ;

Zone I: zone à faible risque sismique ;

Zone 0 : zone à très faible risque sismique.

1.3.5 Situation climatique :

1.3.5.1 Climat :

Le climat se définit comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et son évolution en un lieu donné.

Le climat de la ville d'Aïn Temouchent est de type méditerranéen humide et subhumide. Il est caractérisé par un hiver peu froid et moyennement pluvial avec un été sec et chaud.

a-Température :

De manière générale le climat de la région est de type méditerranéen. Les basses températures sont en hivers et elles atteignent 8°C environ. Les valeurs maximales de la température sont en été avec 28° C et une température moyenne de 17° C.

Le tableau ci-dessous montre les moyennes des températures mensuelles publié par l'Office National de la Météorologie.

Tableau 1.1 : températures moyennes mensuelles (1970-2007) Station d'Aïn Témouchent

- Source ONM-

Température	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
T Max (°C)	25,04	22,4	16,85	15,6	15,12	15,6	16,78	17,45	20,45	21,54	25,52	26,23
Tmin (°C)	19,23	15,68	12,23	8,26	7,86	8,45	9,54	11,23	14,29	14,98	20,33	21,2
T Moy (°C)	22,14	19,04	14,54	11,93	11,49	12,03	13,16	14,34	17,37	18,26	22,93	23,72

b- le vent :

Les vents dominants soufflent de l'Ouest vers l'Est et du Sud-ouest vers Nord-est. Ces vents sont fréquents pendant la saison d'hivers et peuvent atteindre 80km/h. Les vents continentaux chauds et sec (sirocco) venant du sud apparaissent en période d'été.

c- la précipitation :

L'étude des précipitations est essentielle, pour le choix du type de réseau d'assainissement à adopter. Les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (d'octobre à avril). La période humide débute du mois de novembre jusqu'à mois d'avril. La période sèche s'étale du mois de juin au mois de d'août. La précipitation moyenne annuelle est de 386 mm.

Le tableau suivant présente les réparations des pluies moyennes mensuelles et annuelles à la station d'Aïn Témouchent.

Tableau 1.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station d'Ain Temouchent (Période 1974 - 2014) :

Mois	Sep	Oct.	nov.	Déc.	Jan	fév.	Mar	Avr.	Mai	juin	juil.	Aout	Pa
P (mm)	14	37	64	47	56	49	46	39	26	5	1	2	386

- Source DRE-

d- l'évaporation

Tableau. 1.3 : l'évaporation moyenne mensuelle et annuelle période (1950-2010).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Ea
Evaporation (mm)	122.2	84.2	58.4	43.8	46.8	56.6	83.9	104.9	123.4	146.3	161.7	146.1	1178.8

-Source DRE-

Le tableau ci-dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de Juillet avec une valeur de 161.7 mm, le minimum est enregistré au mois de Décembre avec une valeur de 43.8 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de 1178.8mm.

1.4 Situation hydraulique

1.4.1 Alimentation en eau potable

L'alimentation de la ville Ain Témouchent dépendait uniquement des sept(07) sources situées au sud « Ain-kihel, et Aghlal», puis elle a été renforcée à partir du barrage Beni-Bahdel situé dans la wilaya de Tlemcen (dans les années 50).

Après la réalisation du transfert Basse Tafna – Oran la ville d'Ain Témouchent a bénéficié d'un apport supplémentaire, après de longues années de sécheresse

L'alimentation du POS-SUD-EST II se fait à partir d'un réservoir 5000 m³ implanté à côté de l'ITMA (institut technologique moyen de l'agriculture d'Ain Temouchent).

L'adduction est gravitaire se fait à partir d'une conduite en PEHD de diamètre 600 mm sur un linéaire de 1,5 km.

Le réseau de distribution d'eau potable du périmètre d'étude est assuré actuellement par un réseau de type maillé récent à 90% en différents diamètres allant de 40 à 300mm .Ce réseau est composé de 6 mailles principales où la 1^{er} maille est composée de sous- maille.



Source : DRE (26-06-2016)

Figure 1.3 : réservoir 5000m³ qui alimente POS sud est d'Ain Temouchent

1.4.2. Assainissement

L'agglomération de la nouvelle ville POS sud-est II d'Ain Temouchent est assainie par un réseau fonction en système unitaire avec des canalisations en PEHD de diamètre différents allons de D400 jusqu'à D700. Le transit des eaux usées pluviales et usées se fait dans la direction Sud-Ouest. Selon les informations recueillies au niveau de la direction de l'hydraulique de la wilaya, le réseau en question, connaît des problèmes résulte du fait que le réseau actuel est sous dimensionné.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous sommes intéressés à toutes les données de notre zone d'étude du point de vue topographie, géologie, climatologie, ainsi que la situation hydraulique, afin de pouvoir procéder aux différents dimensionnements des collecteurs qui achemineront les eaux vers la station d'épuration projetée pour leur traitement.

Chapitre -2-
ETUDE HYDROLOGIQUE

2.1. Introduction

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme la science qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Ainsi que l'estimation de ses différents flux.

L'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales.

Au niveau du domaine de la conception des réseaux d'assainissement, l'étude hydrologique est une phase inévitable dont le but principale est de déterminer l'intensité moyenne maximale, d'après l'étude des averses qui revêt une importante capitale en Hydrologie, dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales reçue par un bassin versant donné.

2.2. Choix de la période de retour :

La période de retour représente la période que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. En plus, La période de retour du réseau d'évacuation est le résultat d'une étude technico-économiques pouvant assurer une estimation de débit de ruissellement nécessaire pour le fonctionnement optimal du réseau. Pour l'assainissement, la période de retour est généralement de 10 ans.

2.3. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée soit :

$$\bar{i}_t = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (2.1)$$

Avec : \bar{i}_t : Intensité moyenne en [mm/h].

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t.[3]

Pour le 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 ;
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation ;
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

2.3.1 : Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

2.3.1.1 : 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 Ain Témouchent ville dont le code station est : 040205, sur une période de fonctionnement de 1974 à 2013 qui a été fournie par l'ANRH d' Alger et de coordonnées Lambert.

X = 153.5 Km.

Y = 227 Km.

Z = 350 m.

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)	période d'observation	Nombre d'année
Ain Temouchent	040205	153.5	227	350	1974 à 2013	39

Source : ANRH(Alger)

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.

Tableau 2.1: Précipitations journalières maximales : station d'Ain Temouchent

n	Années	Pj max (mm)
1	1974-1975	415
2	1975-1976	394,4
3	1976-1977	436
4	1977-1978	313,7
5	1978-1979	398,1
6	1979-1980	471
7	1980-1981	499,5
8	1981-1982	281
9	1982-1983	309,2
10	1983-1984	309,2
11	1984-1985	548,6
12	1985-1986	425,1
13	1986-1987	352,4
14	1987-1988	362,7
15	1988-1989	345,5
16	1989-1990	370
17	1990-1991	451,7
18	1991-1992	427,1
19	1992-1993	301,8
20	1993-1994	265,9

21	1994-1995	171,8
22	1995-1996	278,3
23	1996-1997	288,8
24	1997-1998	337,3
25	1998-1999	299,3
26	1999-2000	300,4
27	2000-2001	477,7
28	2001-2002	325,6
29	2002-2003	461,6
30	2003-2004	379,8
31	2004-2005	314,3
32	2005-2006	378,5
33	2006-2007	373,4
34	2007-2008	354,1
35	2008-2009	615,4
36	2009-2010	456,9
37	2010-2011	456,7
38	2011-2012	399,6
39	2012-2013	714

a- Les caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 40 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=39} Xi = 14764.49 \text{ mm} \quad (2.2)$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=39} Xi}{N} = 378.57 \text{ mm} . \quad (2.3)$$

Avec : N : le nombre d'années d'observation (N= 39 ans).

- Ecart type σ_x :

Pour N > 30 ans on a :

$$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{N}} \right] \quad (2.4)$$

$$\sigma_x = 84.83 \text{ mm}$$

- Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} = \frac{84.83}{378.58} \quad (2.5)$$

$$C_v = 0,22$$

Tableau 2-2: Les caractéristiques de la série pluviométrique.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=39} X_i$	14764 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=39} X_i}{n}$	378.58 mm
L'écart type « s_x » ; Pour $n > 30$ ans	$s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{39} (X_i - 378.58)^2}{39}}$	84.83 mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{s_x}{\bar{X}}$	0,22
L'exposant climatique :	$b=0.39$	

➤ Exposant climatique :

Il est donné par l'A.N.R.H d'Alger $b= 0,39$

2.3.1.2 Vérification de l'homogénéité de la série

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

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

- ✓ La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- ✓ La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- Classer l'échantillon par ordre croissant ;
- Déterminer la médiane M_e ;

*Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+)

Avec : (-) pour $X_i > M_e$;

(+) pour $X_i < M_e$;

- Calculons les quantités N_s et T_s ,

Avec : N_s : nombre total de séries de + ou de - ;

Ts : taille de la plus grande série de + ou de - ;

$$N_s > \frac{1}{2} \left(n + 1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{n + 1} \right) \quad (2.6)$$

$$T_s < 3.3 (\log n+1) \quad (2.7)$$

Remarque : Si les conditions sont vérifiées, donc l'homogénéité de l'échantillon est vérifiée.

2.3.1.2.1 Test de la médiane :

Après le classement de la série par ordre croissant, on calcule :

- **La médiane :**

Puisque la série est impaire, le médiane est observée en rang (n)/2 c'est –dire en rang 19.5.
Médiane (X_{50%})=361.7mm. donc :

On procède au calcul du test de la médiane sur la série non classée:

Tableau 2.3 valeur non classé et comparaison avec la médiane

Série non classée	comparaison avec la médiane
415	+
394,4	+
436	+
313,7	-
398,1	+
471	+
499,5	+
281	-
309,2	-
309,2	-
548,6	+
425,1	+
352,4	-
362,7	+
345,5	-
370	+
451,7	+
427,1	+
301,8	-
265,9	-
171,8	-
278,3	-
288,8	-
337,3	-
299,3	-
300,4	-
477,7	+
325,6	-
461,6	+
379,8	+

314,3	-
378,5	+
373,4	+
354,1	-
615,4	+
456,9	+
456,7	+
399,6	+
714	+

On trouve :

$$N_s=17 ;$$

$$T_s=8;$$

Il faut que : $N_s > \frac{1}{2} (n+1 - u_{1-r/2} \sqrt{n+1}) ;$

$$T_s < 3.3 (\log n+1)$$

Avec :

$$n=39$$

$$U_{1-r/2}=1.96 \text{ d'après le tableau de Gauss ;}$$

AN :

$$N_s=17 > 1/2 (39+1-1.96 \cdot 40)=13.80$$

$$T_s=8 < 3.3 (\log 40+1)=8.5$$

Alors les deux conditions sont vérifiées donc l'homogénéité est vérifiée.

2.3.2 Choix de la loi d'ajustement :

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

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

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

Les deux lois généralement utilisées pour les valeurs extrêmes sont :

- ✓ la loi doublement exponentielle ou loi de *Gumbel* ;
- ✓ la loi log normale ou loi de *Galton*.

2.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de *Gumbel* est :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{r}}} \quad (2.8)$$

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

, x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

: Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (2.9)$$

$y = \frac{r}{(x - x_0)}$ Variable réduite de *Gumbel*.

L'intervalle de variation de x est ; x]- , + [.

L'équation présent sous la forme : $x = \left(\frac{1}{r}\right) y + x_0$: est l'équation d'une droite qui représente la loi de *Gumbel* sur papier à probabilité *Gumbel*.

a) Procédé d'ajustement :

- Classement des 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 :

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \quad (2.10)$$

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

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

$$y = -\left[Ln(-LnF(x))\right] \quad (2.11)$$

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

- Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de *Gumbel* .la droite de régression ou droite de *Gumbel* est :

$$x = \left(\frac{1}{r}\right)y + x_0 \quad (2.12)$$

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

y : Variable de *Gumbel* pour une probabilité donnée.

Les paramètres $\frac{1}{r}$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

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

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de *Gumbel* :

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

$$\frac{1}{r} = 0,78 \times 23.41 = 18.28 \text{ mm.}$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=40} y_i}{n} = 0.57 \text{ mm}$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{r} \bar{y} \Rightarrow x_0 = 49.89 - 18.28(0,57) = 39.47 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient : $x = 18.28y + 39.47$

D'où : $P_{\text{maxj},p\%} = 18.28 y + 39.47$

Remarque :

À partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL : (Voir graphe N°2-1).

La variable réduite est égale à :

$$y = -\text{Ln}(-\text{Ln}F(90\%)) = 2,25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\text{maxj}, 10\%} \Rightarrow p [65.3 < 80.7 < 96.0] = 95\% \text{ (voir tableau 2-4)}$$

$$P_{\text{maxj}, 10\%} = 18.28 * 2.25 + 39.47 = 80.6 \text{ mm}$$

c) Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL :

GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 40

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$

Tableau 2..4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

<i>T (ans)</i>	<i>F(x)</i>	<i>P_{p%} (mm)</i>	<i>Ecart-type (mm)</i>	<i>Intervalle de confiance (mm) (95%)</i>
10000	0.9999	210	28.8	153 - 266
2000	0.9995	180	23.9	133- 227
1000	0.9990	167	21.7	124 -210
200	0.9950	137	16.9	104- 170
100	0.9900	124	14.8	95.3 - 153
50	0.9800	111	12.7	86.4 - 136
20	0.9500	94	9.92	74.6 - 113
10	0.9000	80.7	7.85	65.3 - 96.0

Avec :

T : période de retour (ans) ;

F(x) : probabilité au non dépassement ;

P_{p%} : précipitations maximales journalières (mm) pour une probabilité P% ;

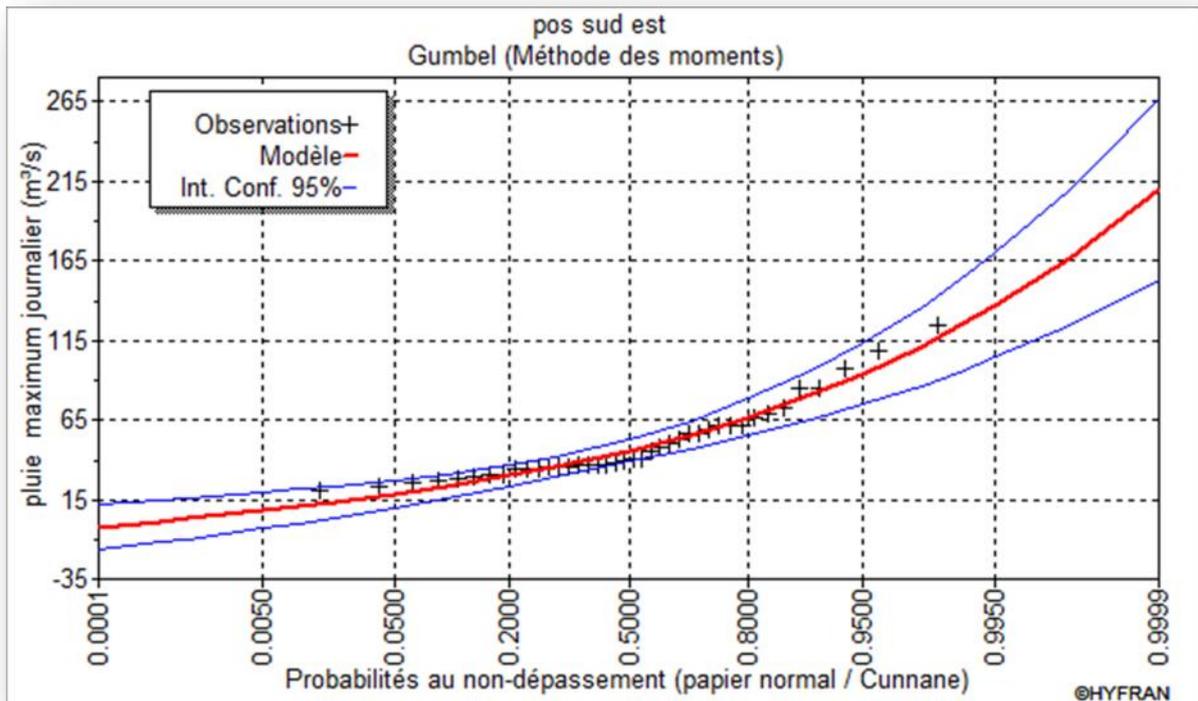


Figure 2.1 : Ajustement a la loi de Gumbel

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale de période de retour de 10 ans et d'après le logiciel Hyfran nous avons obtenu :

T (ans)	$F(x)$	$P_p\%$ (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10	0.9000	80.7	7.85	65.3 - 96.0

2.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale) :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2f}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (2.13)$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\dagger_{\ln x}} \quad (2.14)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \dagger_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier Gausso-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

a) Procédé d'ajustement :

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

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \dagger_{\ln x}} \quad (2.15)$$

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

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 3.82 \text{ mm}$$

$$\dagger_{\ln x_i} = 0.42 \text{ mm}$$

L'équation totale devient : $\ln x = 3.82 + u * 0.42$

$$u=1.28 \quad ; \quad P_{\max j, 10\%} = 78.07 \text{ mm.}$$

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

c) Résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 40

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

Tableau 2.5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10000.0	0.9999	223	43.2	139-308
2000.0	0.9995	186	32.3	122-249
1000.0	0.9995	170	28.1	115-226
200.0	0.9950	137	19.5	98.4-175
100.0	0.9900	123	16.2	90.9-154
50.0	0.9800	109	13.2	83.3-135
20.0	0.9500	91.5	9.62	72.7-110
10.0	0.9000	78.3	7.23	64.1-92.4
5.0	0.8000	64.8	5.14	54.7-74.9

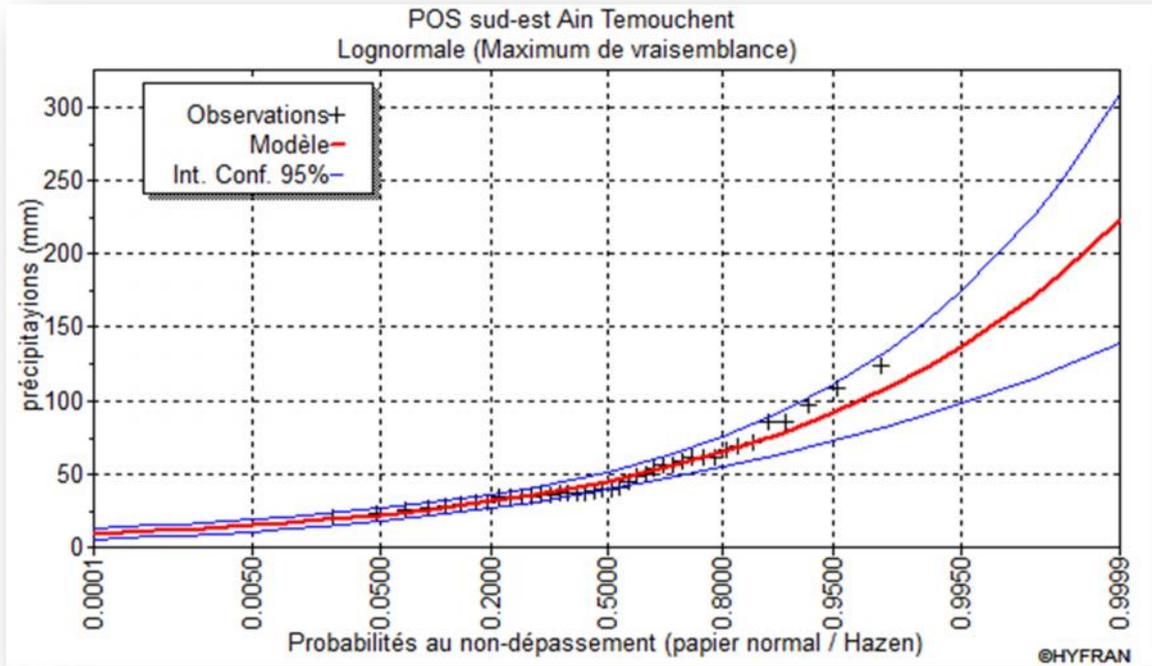


Figure 2.2 Ajustement a la loi de Galton

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale de période de retour de 10 ans et d'après le logiciel Hyfran on a obtenu :

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10	0.9000	78.3	7.23	64.1-92.4

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

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

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

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

$$\bar{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{\max,15mn,10\%}}{15mn} \quad (2.16)$$

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

$$P_{\max,t,10\%} = P_{\max,j,10\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (2.17)$$

$$P_{\max,t,10\%} = 78.3 \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.39} = 12.61 \text{ mm}$$

b : Exposant climatique de la région.

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

$$\bar{i}_{t,10\%} = \frac{P_{\max,t,10\%}}{t} = 50.45 \text{ mm/h} \quad (2.18)$$
$$I = \frac{50.45 * (10000)}{3600} = 140 \text{ l / s / ha}$$

$$I = 140 \text{ l / s / ha}$$

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

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

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de Gumbel et loi de Galton) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement nous allons prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON car elle est la plus adéquate et nous déterminerons la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique qui est d'ordre 140 l/s/h.

Chapitre-3-
CALCUL DE BASE

3.1. Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est tributaire d'une étude préliminaire qui consiste à la détermination des éléments de base afin de procéder à un dimensionnement adéquat d'un réseau d'évacuation choisi. Cette étude vise à estimer :

- Le nombre d'habitants nécessaire à l'évacuation des débits d'eaux usées domestiques et à l'estimation du régime de rejet.
- Le nombre de sous bassins adoptés qui est fonction de la structure de l'agglomération, utile pour l'estimation du débit d'eaux pluviales.
- Le coefficient de ruissellement correspondant à chaque sous bassin qui représente le paramètre fondamental pour l'estimation du débit pluvial.

3.2. Situation démographique :

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

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \quad (3.1)$$

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base.

T : taux d'accroissement égale 1.31% pour notre région.

N : écart d'années entre les deux horizons.

On admettant un taux d'occupation par logement égale à 5.

Habitat projeté : 7 000 logs -----> 35 000 habitants

Le nombre d'habitants pour l'horizon 2040 est de 35 000 habitants.

3.3. Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :

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

Le découpage élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.

Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

3.4 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

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

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

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

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

3.4.1 Système unitaire :

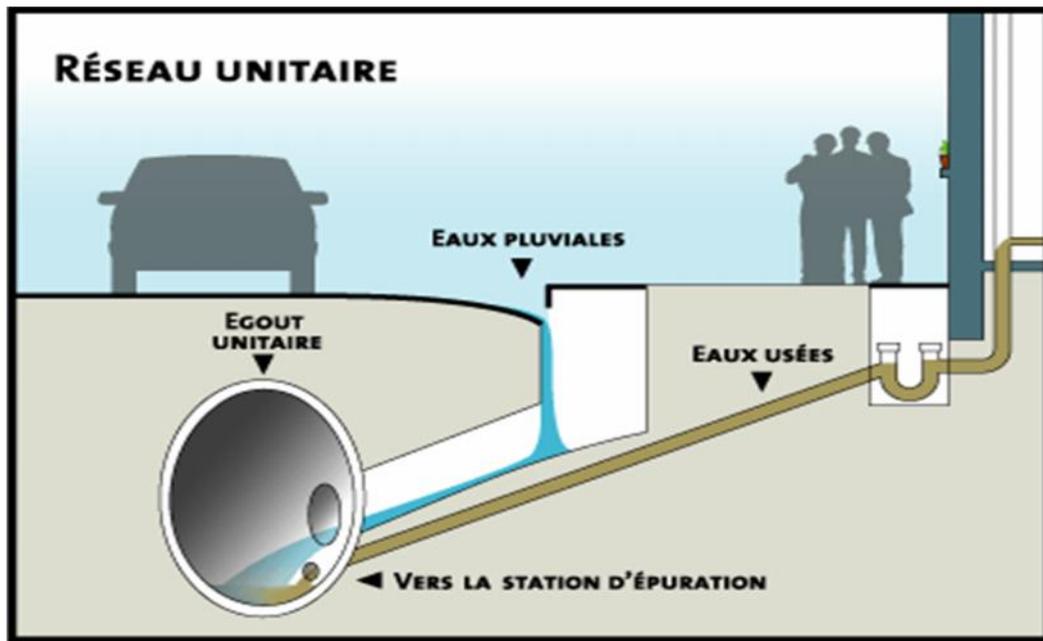
L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau, Ce système nécessite des ouvrages d'égout et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

La simplicité est le majeur avantage de ce système puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble. Dans le cas où la population est relativement dense et si le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé.

✓ Les avantages et les inconvénients du système unitaire :

Tableau 3.1 Les avantages et les inconvénients du système unitaire :

<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
<ul style="list-style-type: none">- conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.- encombrement réduit du sous-sol.- Economique.- pas de risque d'inversion de branchement.	<ul style="list-style-type: none">- débit à la station d'épuration très variable.- lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales.- apport de sable important à la station d'épuration- acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.



Source : cite d'internet www.google.com

Figure 3.1 : Système unitaire

3.4.2. Système séparatif :

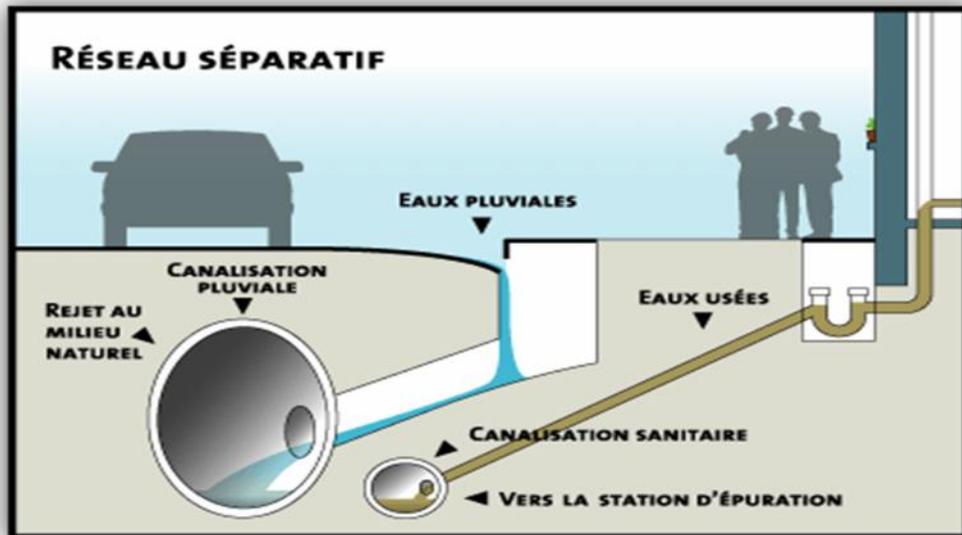
Ce système comprend deux réseaux mis en place :

- ☞ **Réseau Pluvial** : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est à dire les pointes pluviales, il suit la ligne de plus grande pente. il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.
- ☞ **Réseau d'Eaux Usées** : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

✓ Les avantages et les inconvénients du système séparative :

Tableau 3.2 Les avantages et les inconvénients du système séparative :

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - exploitation plus facile de la station d'épuration. 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement.



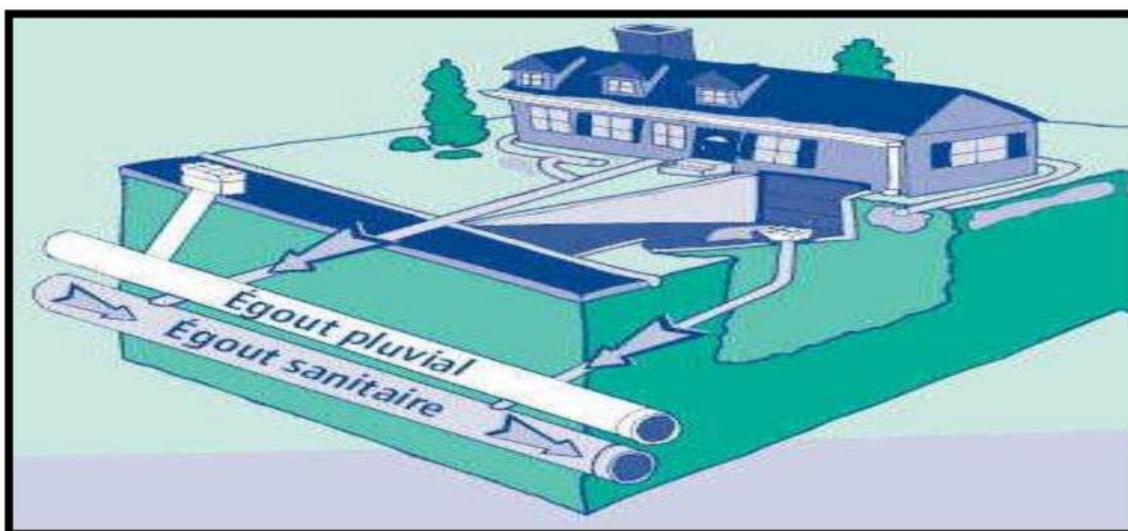
Source : cite d'internet www.google.com

Figure 3.2 : Système séparatif

3.4.3 .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 cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.



Source : cite d'internet www.google.com

Figure 3.3 : système pseudo séparative

Remarque : on a choisit pour notre étude le système unitaire car il est moins encombrant par rapport aux autres systèmes et ne présente pas des faux branchements

3.5. Choix du système d'assainissement :

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

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire ;
- Il faut tenir compte les conditions de rejet ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- La topographie du terrain naturel.
- L'urbanisation de l'agglomération et sont encombrement.
- Cours d'eau récepteur.

3.6. Différents schémas d'évacuation rencontrés :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi. Plusieurs schémas d'évacuations différents sont considérés en pratique :

3.6.1 Schéma perpendiculaire

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

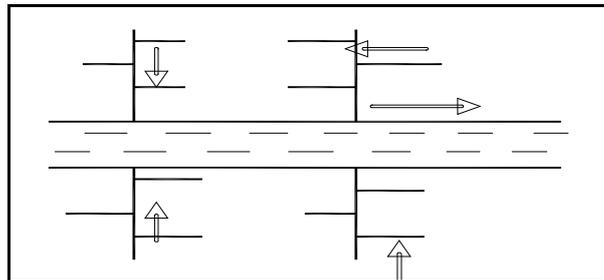


Figure.3.4: Schéma perpendiculaire

3.6.2 Schéma par déplacement latéral :

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

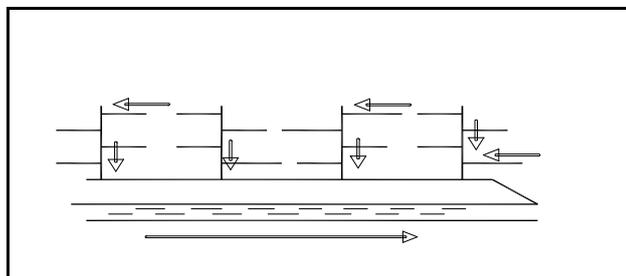


Figure.3.5: Schéma par déplacement latéral

3.6.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

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

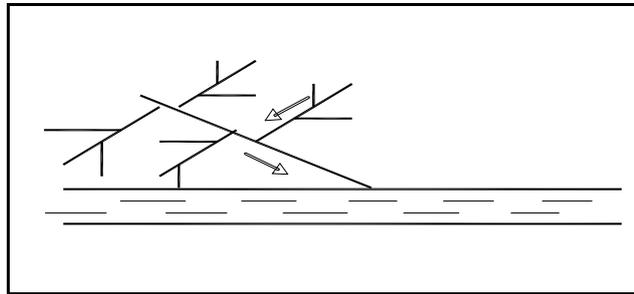


Figure.3.6 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

3.6.4 Schéma à zone étagé :

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

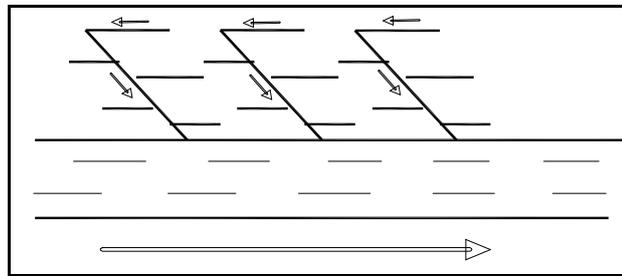


Fig.3.7 : Schéma à zone étagée

3.6.5 Schéma type radial :

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

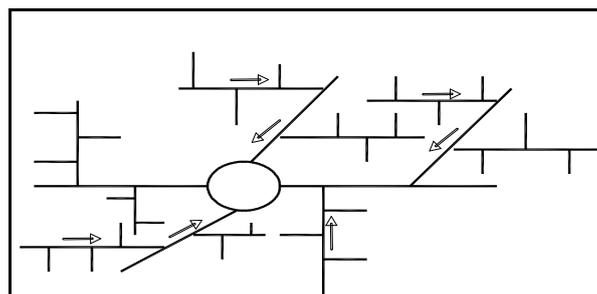


Fig.3.8 : schéma type radial

3.7 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

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

Remarque : on choisit un schéma *par déplacement latéral*

3.8 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

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

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0.05 à 1 , elle dépend de plusieurs facteurs à savoir :

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

3.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré (formules empiriques) :

En se basant sur des formules empiriques, cette méthode permet la détermination du coefficient pondéré de ruissellement en fonction du taux d'imperméabilisation, du temps des précipitations et, de la pente .A titre d'information, on cite quelques formules couramment rencontrées:

☞ 1^{er} formule :

$$C_{rp} = \frac{0.98t}{4.53+t}p + \frac{0.78t}{31.17+t}(1 - p)$$

(3.2)

Avec :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré

t : temps écoulé à partir du début de la précipitation en heure

p : pourcentage de surface imperméabilisée ≤ 1 .

☞ 2^{ème} formule :

$$C = 0,14 + 0,65 P + 0,05 I \quad (3.3)$$

Avec : P : Pourcentage imperméabilisé.

I : pente moyenne de la surface drainée.

Un ajustement effectué sur les mêmes données a conduit à la relation suivante :

$$C = 0,10 + 0,65 P + 0,015 I \quad (3.4)$$

Cette relation s'applique dans le domaine : $P > 0,08$ et $0,5\% < I < 6\%$, avec une longueur « L » du collecteur principal : $50m < L < 2000m$.

Certains ingénieurs préconisent :

$$C = C^* i^{-0.2} \times t_c^{0.1} \quad (3.5)$$

Avec :

C^* : valeur moyenne du degré d'imperméabilisation : $0,1 < C^* < 0,9$

i : intensité moyenne mm/h.

t_c : temps de concentration de la surface drainée.

3.8.2 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tableau 3.3: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :

Surface	Coefficient de ruissellement
- Toits en métal, tuile, ardoise.	0.90
- Chaussée avec peu de joints	0.89-0.90
- Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75-0.85
- Pavage en blocages	0.40-0.50
- Surface goudronnées	0.25-0.60
- Chemin en gravier	0.25-0.30
- Gare, terrain de sports	0.10-0.30
- Parcs, jardins, gazons	0.05-0.25
- Forêts	0.01-0.20

Source : cours M^R SALAH Boualem

3.8.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

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

Tableau 3.4: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.23
30-80	0.20-0.27
60-150	0.25-0.34
150-200	0.30-0.45
200-300	0.60-0.62
300-400	0.60-0.80
400-600	0.70-0.90

Source : cours M_r SALAH Boualem

3.8.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau 3.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Catégorie d'urbanisation	C _r
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60 – 0,70
Habitations moins denses	0,40 – 0,50
Quartiers résidentiels	0,20 – 0,30
Square – garde – prairie	0,05 – 0,20

Source : cours (2006/2007) M^{me} : DERNOUNI

3.8.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau 3.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0,90
Pavage à larges joints	0,60
Voirie non goudronnées	0,35
Allées en gravier	0,20
Surfaces boisées	0,05

Source : cours (2006/2007) M^{me} : DERNOUNI

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

Tableau 3.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

Numéro de sous bassin	Surface (ha)	Coefficient de ruissellement
1	20	0.90
2	8.2	0.68
3	13.5	0.90
4	9.6	0.70
5	17.4	0.60
6	20	0.72
7	12	0.32
8	9.3	0.20

3.9. Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire :

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

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

3.9.1 Le coefficient de ruissellement pondéré :

Le coefficient de ruissellement pondéré est calculé par la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (3.6)$$

$C_{rp}=0.75$

Avec :

A_i : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

3.9.2 Calcul de la densité partielle

Le calcul de la densité partielle correspondant à chaque surface élémentaire emble plus compréhensif à travers la relation (3.7) suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad (3.7)$$

Avec :

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

C_{ri} : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale à drainer (ha).

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

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (3.8)$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire, sont reportés dans le tableau (3.8) ci après :

Tableau 3.8 : Détermination du nombre d'habitants :

<i>N° sous bassin</i>	<i>Surface (ha)</i>	<i>Ci</i>	<i>population</i>		
			<i>D</i>	<i>A.D</i>	<i>Cumule</i>
1	20	0.9	-	-	-
2	8.2	0.68	377.7	7555	7555
3	13.5	0.9	500	6750	14305
4	9.60	0.7	388.8	3733	18038
5	17.4	0.6	333.3	5800	23838
6	20	0.7	400	8000	31838
7	12	0.32	177.7	2133	33971
8	9.3	0.20	111.1	1033	35000

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir les différents éléments de base qui sont nécessairement utiles pour l'élaboration des prochains chapitres notamment pour le calcul hydraulique des ouvrages formant le système d'évacuation qui sera projeté. Bien que le plan d'urbanisme présente les quelques informations de base, la détermination de la répartition de la population et par conséquent l'estimation du coefficient de ruissellement restent assez délicats à les obtenir.

Chapitre -4-
EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES ET PLUVIALES

4.1. Introduction

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminées loin de l'agglomération afin d'éviter toute contamination par des maladies à transmission hydrique.

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

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

4.2. Nature et origine des eaux usées à évacuer :

Les eaux usées peuvent être définies comme les eaux qui sont dégradées par les activités des hommes, et la nature des métiers polluantes contenus dans l'effluents dépend de l'origine des ces eaux usées.

On distingue principalement :

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

a- Les eaux usées domestiques :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- Les eaux ménagères qui ont pour origine les salles de bain, les cuisines, elles contiennent des solvants, des graisses et des débris organiques.
- Les eaux vannes s'appliquent aux rejets des toilettes, elles sont chargées de divers matières organiques azotées et de germes fécaux.

b- Les eaux usées d'origine industrielle :

Les caractéristiques des eaux industrielles varient en fonction de l'industrie qui les produit. La quantité et la qualité d'eaux évacuées par les industries dépendent de plusieurs paramètres qui sont cités comme suit :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé;
- Taux de recyclage effectivement réalisé ;

Elles peuvent contenir du phosphate et des métaux lourds donc elles doivent recevoir un traitement à l'usine même pour éviter d'endommager et diminuer la durée de vie du réseau car son amortissement dépend de plusieurs paramètres, nous citons que la nature des eaux

industrielles sont comprises dans ce dernier car lorsqu'elles ne sont pas traitées elles attaquent les conduites chimiquement et les détériorent.

c- Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisards munis d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques.

4.3. Estimation des débits des eaux usées :

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

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

4.3.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, en tenant compte la nature de la zone d'étude. Donc nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab.

Nous considérons que les 80% d'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation [1].

4.3.2 Evaluation du débit moyen journalier rejeté :

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i * \text{Dot} * K_r}{86400} \quad (4.1)$$

- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).
- K_r : coefficient de rejet pris égale à 80% de la quantité d'eau potable consommé.
- Dot : dotation journalière pris égale à 150 (l/s/hab).
- N_i : nombre d'habitants du sous bassin.

4.3.3 Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{\text{pte}} = K_p * Q_{\text{moy.j}} \quad (4.2)$$

Avec :

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

K_p : Le coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être estimé de plusieurs manières :

a) *De façon moyenne :*

$$K_p = 24/14 \approx 1.72$$

$$K_p = 24/10 \approx 2.40$$

b) *Relié à la position de la conduite dans le réseau :*

$K_p = 3$ en tête de réseau.

$K_p = 2$ à proximité de l'exutoire.

c) *Calculé à partir du débit moyen Q_{moy} :*

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (4.3)$$

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

Remarque : Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculée à partir du débit moyen journalier, selon la relation (4.3).

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau (4.1) et le tableau (4.2).

Tableau 4.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire (horizon 2040)

<i>N° de SB</i>	<i>Equipements</i>	<i>Unité de mesure</i>	<i>Nombr d'unité</i>	<i>Dotation [l/j.unité]</i>	<i>Q_{cons.eq} [l/j]</i>	<i>Q_{cons.eq} [l/s]</i>	<i>Q_{rej.eq} [l/s]</i>	<i>Q_{total.eq} [l/s]</i>
1	Université	Etudiant	2000	10	20000	0.23	0.184	0.184
2	Institue du tourisme	Etudiant	400	10	4000	0.046	0.037	0.410
	Hôtel	Lit	700	50	35000	0.41	0.328	
	CEM	Elève	400	10	4000	0.046	0.037	
	Centre foncier intercommunal	Fonctionnaire	10	10	100	0.001	0.0008	
	Direction de l'emploi	Fonctionnaire	19	10	190	0.002	0.0016	
	ANEM	Fonctionnaire	26	10	260	0.003	0.0024	
	ADE	Fonctionnaire	37	10	370	0.004	0.0032	
3	Ecole primaire	Elève	300	10	3000	0.034	0.0272	0.273
	Centre de proximité des impôts	Fonctionnaire	20	10	200	0.0023	0.0018	
	Marché	m ²	2861	5	14305	0.166	0.133	
	Polyclinique	Lit	30	100	3000	0.035	0.028	
	Ecole primaire	Elève	400	10	4000	0.046	0.037	
	CEM	Elève	500	10	5000	0.058	0.0464	
4	Lycée	Elève	700	10	7000	0.081	0.0648	0.117

	Ecole primaire	Elève	300	10	3000	0.034	0.0272	
	Musée	m ²	1371	1	1371	0.016	0.0128	
	Equipement culturel structurant	m ²	1315	1	1315	0.015	0.012	
5	Institue islamique	Etudiant	300	10	3000	0.035	0.028	0.804
	Mosquée	Fidel	1000	30	30000	0.347	0.28	
	Antenne APC	Fonctionnaire	15	10	150	0.0017	0.0014	
	2 Ecole primaire	Elève	700	10	7000	0.081	0.065	
	Crèche	Elève	90	10	900	0.01	0.0125	
	CEM	Elève	400	10	4000	0.046	0.0368	
	Direction de l'environnement	Fonctionnaire	36	10	360	0.004	0.0032	
	Marché couvert	m ²	2072	5	10360	0.12	0.096	
	Mosquée	Fidel	1000	30	30000	0.347	0.2776	
	Direction des militants.	Fonctionnaire	35	10	350	0.0041	0.0033	
6	CEM	Elève	410	10	4100	0.047	0.0376	0.275
	Salle spectacle théâtre	Place	700	10	7000	0.081	0.065	
	Ecole primaire	Elève	300	10	3000	0.035	0.028	
	gendarmerie	Fonctionnaire	100	10	1000	0.012	0.009	
	Protection civil	Fonctionnaire	100	50	5000	0.058	0.0464	
	Division Des douanes	Fonctionnaire	50	10	500	0.006	0.0096	
	Hammam	Client	120	20	2400	0.028	0.0224	
	Lycée	Elève	600	10	6000	0.069	0.0552	
Maison de jeune	Fonctionnaire	20	10	200	0.0023	0.0018		
7	Piscine municipal	m ³	255	2	510	0.006	0.0048	0.371
	Gare routière	m ²	5247	1	5247	0.06	0.048	
	parc	m ²	34309	1	34309	0.397	0.318	
8	Théâtre de verdure	Place	900	1	900	0.010	0.008	0.202
	Terrain de sport	m ²	7653	1	7653	0.09	0.072	
	CEM	Elève	400	10	4000	0.046	0.037	
	Maternité	Lit	20	20	400	0.0046	0.0037	
	Crèche	Elève	70	10	700	0.008	0.0064	

Tableau 4.2 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées pour chaque sous bassin.

N° des sous bassins	Surface [ha]	Nombre d'habitants	Dotation [l/j.hab]	Q _{moy.j} [l/s]	K _p	Q _{pte} [l/s]	Q _{total.eq} [l/s]	Q _{eu tot} [l/s]
1	20	-	-	-	-	-	0.184	0.184
2	8.2	7555	150	10.49	2.27	23.81	0.410	24.220
3	13.5	6750	150	9.375	2.32	21.75	0.273	22.023
4	9.6	3733	150	5.18	2.6	13.47	0.117	13.587
5	17.4	5800	150	8.06	2.38	19.18	0.804	19.984
6	20	8000	150	11.11	2.25	25	0.275	25.275
7	12	2133	150	2.96	2.95	8.73	0.371	9.101
8	9.3	1033	150	1.43	3	4.29	0.202	4.492

Avec :

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

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

4.4 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales ou de ruissellement jouent un rôle important pour toute étude d'un réseau d'assainissement. Le dimensionnement de ce dernier s'appuie sur l'estimation de la pluie forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal).

La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

4.4.1 Méthode rationnelle :

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*, elle consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones de ruissellement (lignes d'égales temps d'écoulement)

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits pluviaux à l'aval de surfaces élémentaires S₁, S₂,.....S_n délimités selon la nature de ces surfaces.

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

$$Q = C \cdot i \cdot S \quad (4.4)$$

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

$$Q = \dots \cdot C \cdot i \cdot S \quad (4.5)$$

Avec :

- Q** : débit d'eau de ruissellement [l/s] ;
- S** : surface de l'aire d'influence [ha] ;
- Cr** : coefficient de ruissellement ;
- i** : intensité de précipitation [l/s/ha].
- : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

4.4.1.1 Hypothèses De La Méthode Rationnelle :

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

4.4.1.2 Critique de la méthode rationnelle :

- ☞ Calcul malaisé de temps de concentration.
- ☞ Ne tient pas compte de l'effet de stockage parce que la méthode rationnelle suppose toute la pluie qui tombe va au collecteur alors qu'en réalité une partie de l'eau est stockée sur le bassin (cul de sac, dépressions...).
- ☞ Elle ne lie pas entre le temps de concentration et le débit maximal.
- ☞ Elle ne tient pas compte de la variation spatiale des pluies.

4.4.1.3 Validité De La Méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées remarquables (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 ou le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour des zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

✚ Temps de concentration :

C'est une caractéristique d'un bassin, défini 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 :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (4.6)$$

D'où :

☞ t_1 est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations avec :

$$t_1 = \frac{L}{60V} \quad (4.7)$$

Telle que :

L : parcours amont en égout (m).

V : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

☞ t_2 est le temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement avec :

$$t_2 = (2 \text{ à } 20 \text{ min})$$

☞ t_3 est le temps de ruissellement dans un bassin ne comporte pas de canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin avec :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad (4.8)$$

Telle que :

L : longueur d'écoulement(m).

I : pente considérée (m/m).

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

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

🚧 Coefficient correcteur (minorateur) :

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

- Pour des bassins long (rectangle étroit, largeur = $\frac{1}{2}$ de la longueur) ; ce coefficient sera égale à :

$$= 1 - 0.006 \sqrt{d/2} \quad (4.9)$$

- Pour de bassins ramassés (carré ou cercle) :

$$= 1 - 0.005 \sqrt{d/2} \quad (4.10)$$

d : Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

4.4.2 Calcul des débits pluviaux :

Tableau 4.3 Evaluations des débits d'eaux pluvial

$N^{\circ} SB$	$A(ha)$	C_r	Coefficient d'intensité	$I (l/s/ha)$	$Q_{pluvial}$
1	20	0.90	0.9	140.17	2270.75
2	8.20	0.68	1	140.17	781.59
3	13.5	0.90	0.91	140.17	1549.79
4	9.60	0.70	1	140.17	941.94
5	17.4	0.60	0.88	140.17	1287.77
6	20	0.72	0.86	140.17	1735.87
7	12	0.32	0.91	140.17	489.81
8	9.30	0.20	1	140.17	260.72
cumule	110	-	-	-	9318.24

Remarque : On cas d'une intensité non uniforme, il convient d'appliquer un coefficient qui est un coefficient déterminé expérimentalement.

Supposons un bassin versant assimiler à un rectangle de longueur 'x' et de largeur 'y' drainer par un collecteur 1,2,3.

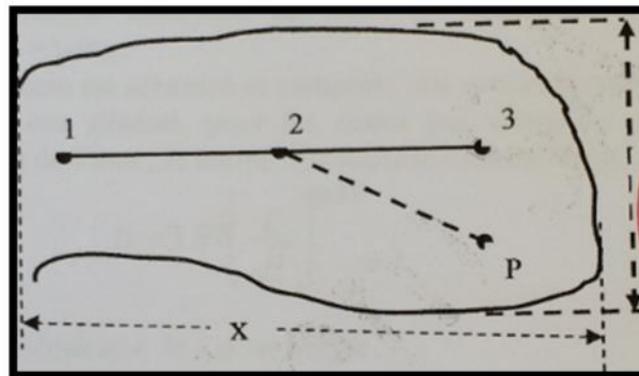


Figure 4.1 principe schématique pour la détermination de coefficient

Le point « p » du bassin se trouve en amont du collecteur (1-2) intéressée par le calcul.

Tableau 4.4 valeur de coefficient en fonction de la distance (p-2)

(p-2)	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$y < x/2$	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.76	0.75	0.73	0.72	0.70	0.69	0.68
$y > x/2$	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Tableau 4.5 Différents débits de dimensionnement

<i>N° de SB</i>	<i>A (ha)</i>	<i>Q_{EU} (l/s)</i>	<i>Q_{EP} (l/s)</i>	<i>Q_{total} (m³/s)</i>
1	20	0.184	2270.75	2.270
2	8.2	24.220	781.59	0.806
3	13.5	22.023	1549.79	1.572
4	9.6	13.587	941.94	0.956
5	17.4	19.984	1287.77	1.308
6	20	25.275	1735.87	1.761
7	12	9.101	489.81	0.499
8	9.3	4.492	260.72	0.265

Conclusion :

Le présente chapitre (évaluation des débits) a pour but la quantification des débits à évacuer pour chaque sous bassin, Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Cette évaluation des débits nous permet de procéder au calcul hydraulique c.-à-d le dimensionnement de notre réseau.

Chapitre -5-
CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

5.1. Introduction

Après avoir estimé la totalité des débits, on procède au dimensionnement des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement et en satisfaisant les conditions d'auto-curage. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charge extérieurs et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

5.2. Condition d'écoulement et dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'entraînement des particules de sable facilement décantables.

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

- ✓ Une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- ✓ Une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures, donc il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s[1].

5.3 Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant ce dernier sur un schéma global.

- les collecteurs sont définis par leur : diamètre, pente, emplacement en plan et leur profondeur.
- les regards de visite et de jonction sont également définis par leur : emplacement, profondeur, et la cote.

5.4. Mode de calcul

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

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

Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :

- a) **Périmètre mouillé (P)** : C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau en (m) ;
- b) **Section mouillée (S)** : C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau en (m^2) ;
- c) **Rayon hydraulique (R_h)** : C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillée en (m) ;
- d) **Vitesse moyenne (V)** : C'est le rapport entre le débit volumique en (m^3/s) et la section mouillée en (m^2).

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

$$Q = V \cdot S \quad (5.1)$$

Q : Débit en (m^3/s) ;

S : Section mouillée en (m^2) ;

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

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

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

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{I} \quad (5.2)$$

Avec :

I : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donnée en (m/m) ;

R_h : Rayon hydraulique en (m) ;

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois, dont les valeurs sont présentées sur le tableau suivant :

Tableau 5.1 Le coefficient de MANNING-STRICKLER (K_s) en fonction de la nature des parois :

Nature des parois	$K_s(m^{1/3}/s)$
Fossé à parois en herbe	30
Fossé à paroi en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

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

Et on tire l'expression de débit : $Q = K_s S R^{2/3} \sqrt{I_i}$ (5.3)

A partir des équations (5.1) et (5.2) le diamètre sera calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (5.4)$$

Le débit à pleine section est donné par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{f * (D_{nor})^2}{4} \quad (5.5)$$

Avec :

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

➤ Rapport des hauteurs :

$$R_h = -11,423 Rq^6 + 40,641 Rq^5 - 55,497 Rq^4 + 37,115 Rq^3 - 12,857 Rq^2 + 2,8373 Rq + 0,0359. \quad (5.6)$$

➤ Rapport des vitesses :

$$R_v = -25,63 Rq^6 + 93,647 Rq^5 - 134,25 Rq^4 + 95,24 Rq^3 - 35,151 Rq^2 + 7,0395 Rq + 0,2263. \quad (5.7)$$

Par la suite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$\diamond R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v V_{ps} \quad (5.8)$$

$$\diamond R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h \cdot D_{nor} \quad (5.9)$$

$$\diamond R_{v \min} = V_{\min} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{\min} = R_{v \min} V_{ps} \quad (5.10)$$

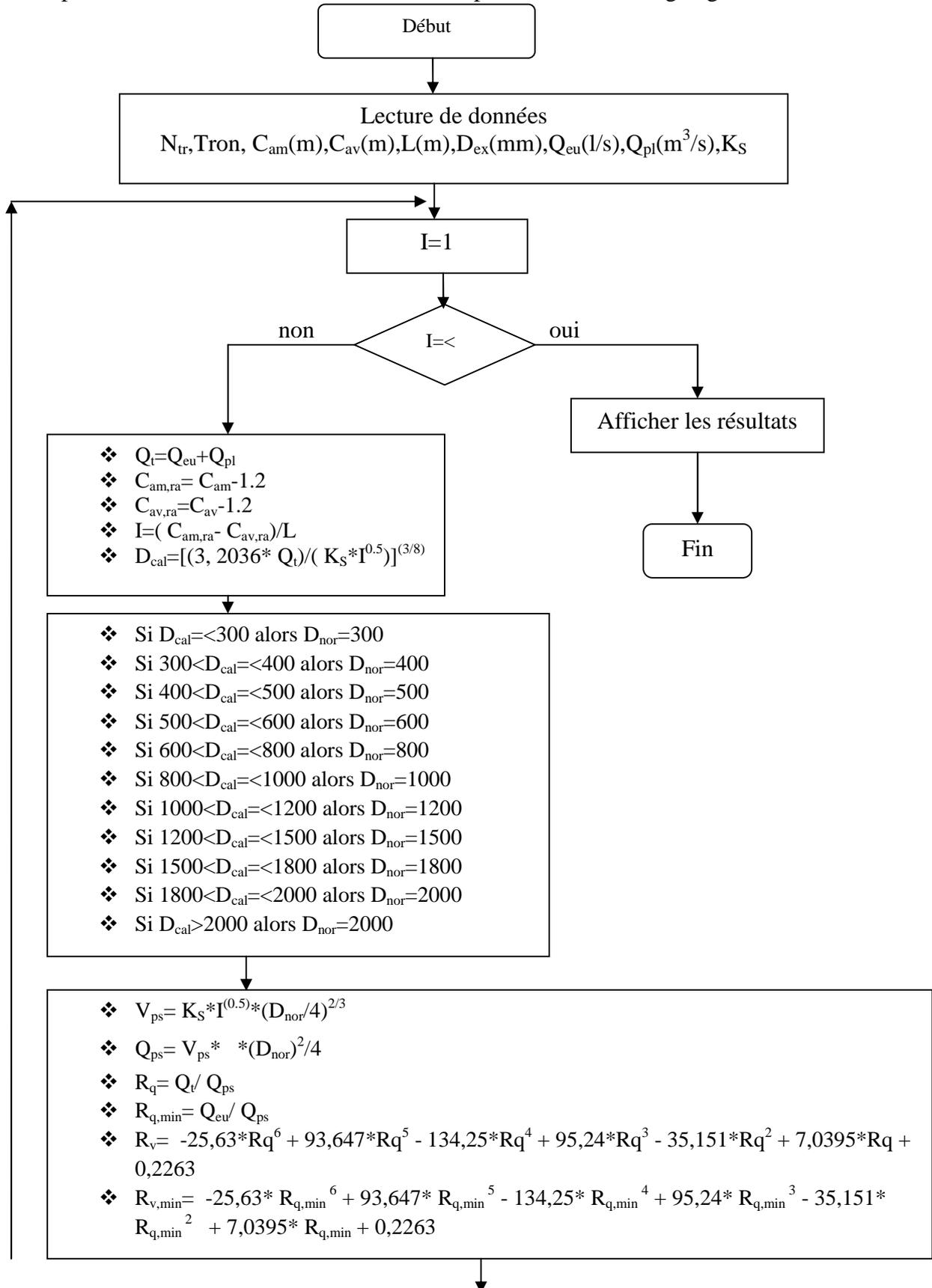
$$\diamond R = H / D \quad \Rightarrow \quad H_{\min} = R_{h \min} D_{nor} \quad (5.11)$$

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

➤ Condition 1 : Vitesse d'écoulement ($V \geq 1.00m / s$)

➤ Condition 2: $V_{\min} > 0.60 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{ps} / 10)$
 $V_{\min} > 0.30 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{ps} / 100)$

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



5.5. Dimensionnement du réseau d'assainissement

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans : les tableaux de dimensionnement (5.2), (5.3), (5.4), (5.5), (5.6), (5.7), (5.8), (5.9) (5.10), (5.11) (5.12) (5.13).

Avec :

L : la longueur de la conduite entre deux regards(m).

I : la pente (m/m).

Q : le débit de dimensionnement (m^3/s).

Q_{ps} : le débit à pleine section (m^3/s) ;

V_{ps} : la vitesse à pleine section (m/s) ;

D_{cal} : le diamètre calculé (m) ;

D_{nor} : le diamètre normalisé (mm) ;

R_q : le rapport des débits ;

R_h : le rapport des hauteurs ;

R_v : le rapport des vitesses ;

H : la hauteur de remplissage (mm) ;

V : la vitesse d'écoulement (m/s) ;

V_{min} : la vitesse à temps sec.

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.

Les diamètres des collecteurs varient entre D400mm et D2000m

Etant donné que dans la plupart des cas la condition d'auto curage est satisfaite ($V > 0.6m/s$), ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons $V < 5m/s$,

Chapitre -6-
LES ELEMENTS CONSTRUCTIFS DU RESEAU D'EGOUT

6.1. Introduction

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

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie.
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification ;(odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage.... etc).

6.2. Les ouvrages principaux

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

6.2.1. Canalisations

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

6.2.2. Matériau des canalisations

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif 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 2 m.

B) Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2.5 m. ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

C) Conduites en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

D) Conduites en grés artificiels

Les grés servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

E) Conduites en amiante ciment

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

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. les joints sont exclusivement du type préformé.

F) Conduites en matières plastique

On distingue ; les conduites en matières thermodurcissables et les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- ✓ Résistance aux chocs
- ✓ Résistance au gel.
- ✓ Résistance à la corrosion chimique.
- ✓ Adaptation à la déformation.

Facilité de pose et de transport.

6.2.3. Choix du type de canalisation

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

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

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

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

6.2.4. Les joints des conduites en béton

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur)

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

A) Joint de type ROCLA :

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

B) Joint à demi-emboitement

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables, il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

C) Joint à collet

C'est un joint à emboitement rigide avec coulage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

D) Joint plastique

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.

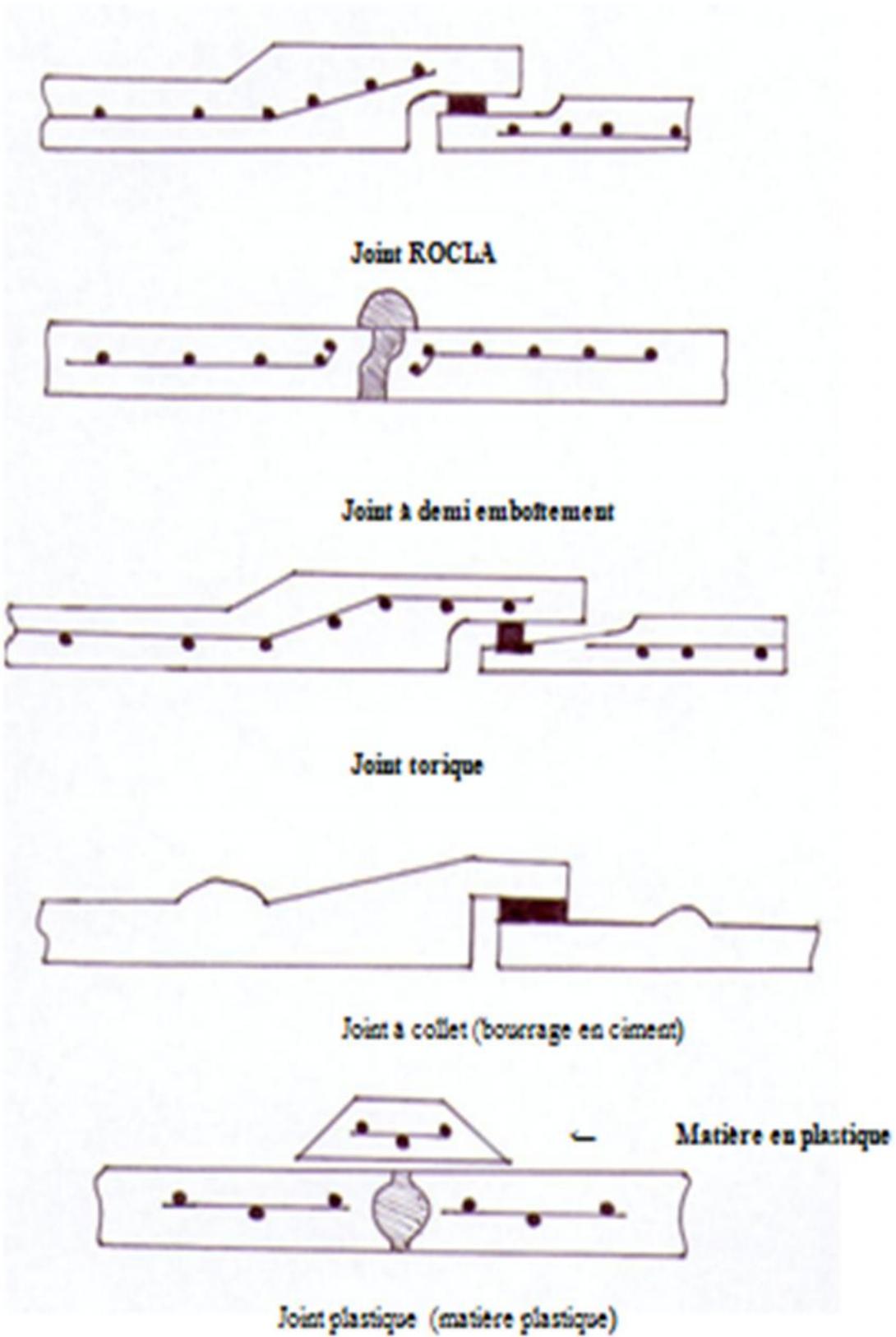


Figure 6.1 Différent type de joints :

6.2.5. Différentes actions supportées par la conduite

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

A) Actions mécaniques

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

B) Actions statiques

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai et le mouvement de l'eau dans les canalisations et celle des charges dues au trafiques routier.

Tableau 6.1 Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Diamètre minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119-146
1600	130-158
1800	133-177
2000	141-194

C) Actions chimiques

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'hydrogène sulfurique(H₂S) corrosif et néfaste aux conduites.

6.2.6 Protection des conduites

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

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré H₂S.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.

- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

6.2.7 Essais des conduites préfabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations, il est obligatoire de faire quelques essais telle que :

A) Essais à l'écrasement

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

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

B) Essai d'étanchéité

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

- A l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé :
 - 1- L'essai à l'eau effectué pendant 30 min pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
 - 2- L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
 - 3- L'essai à l'air : sous pression de un bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0.5 bar durant 3 minutes, pour les conduites circulaires.

C) Essai à la corrosion

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La destruction du béton commence par la baisse de PH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être alternées.

6.3. 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.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux ;

6.3.1. Ouvrages normaux

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

6.3.1.1 Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10) reliant le réseau vertical d'eaux usées et pluviale des immeubles à cette dernière.

Le raccordement du coté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en générale à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite [1].

Un branchement comprend trois parties essentielles :

- ✓ Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- ✓ Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45 à 60 degré par rapport à l'axe général du réseau public.
- ✓ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

La figure 6.2 montre la position pratique des différents branchements de service.

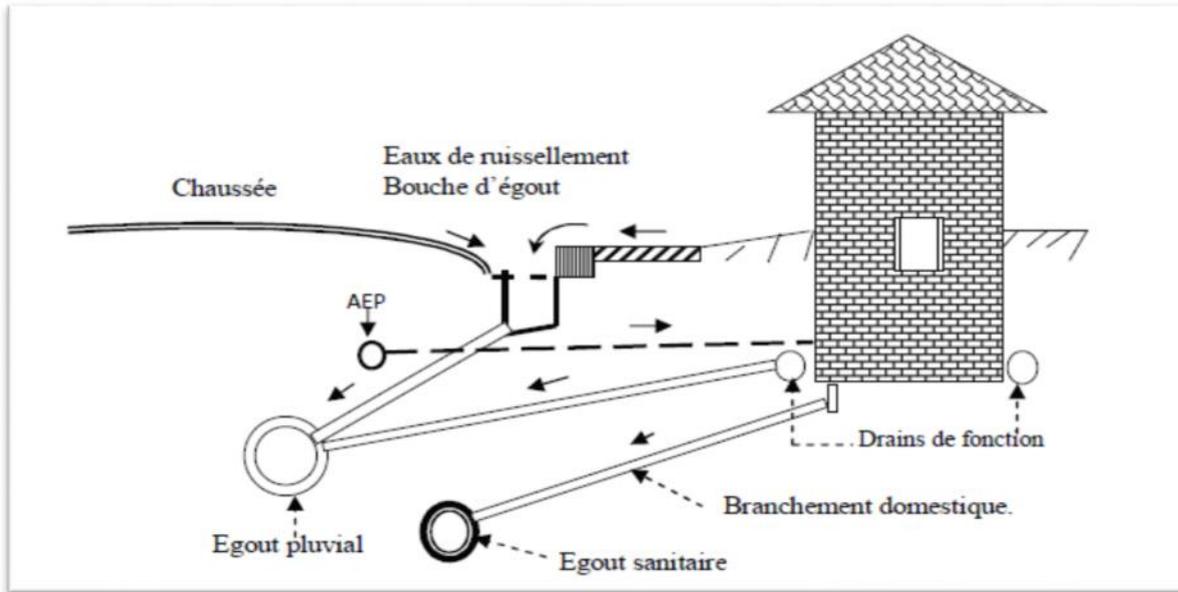


Figure 6.2 Branchement de service

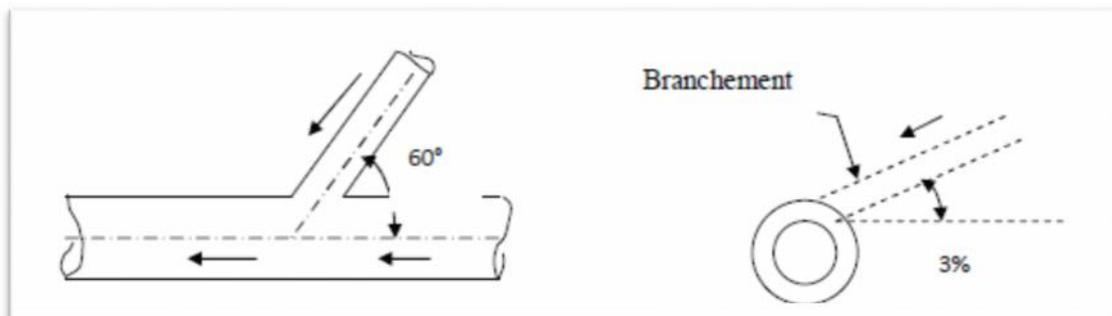


Figure 6.2.a Point de raccordement avec inclinaison

6.3.1.2 Ouvrages des surfaces

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

- ✓ Les ouvrages de recueille et de transport.
- ✓ Les ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur les cours du réseau principal.

A) Les ouvrages de recueille et de transport

A.1) les fossés

Les fossés sont destinés à la recueille des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique. Cités à titre indicatif, ces ouvrages ne sont pas projetés au niveau de notre agglomération

A.2) les caniveaux

Naturellement ces ouvrages représentent les bordures des routes sous lesquelles sont placés les collecteurs du réseau.

Ils sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égouts.

B) Les bouches d'égout

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de l'eau de lavage des chaussées). Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans les trottoirs (absorption du côté latéral) soit dans la chaussée (absorption par le haut).

La distance entre les 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.[1]

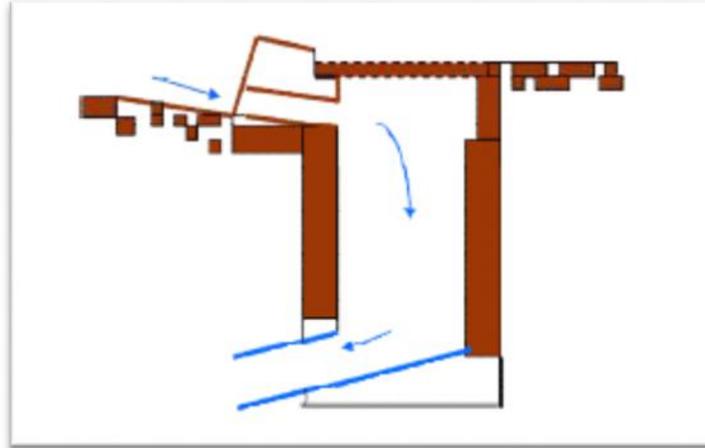


Figure 6.3 Absorption par le côté latéral

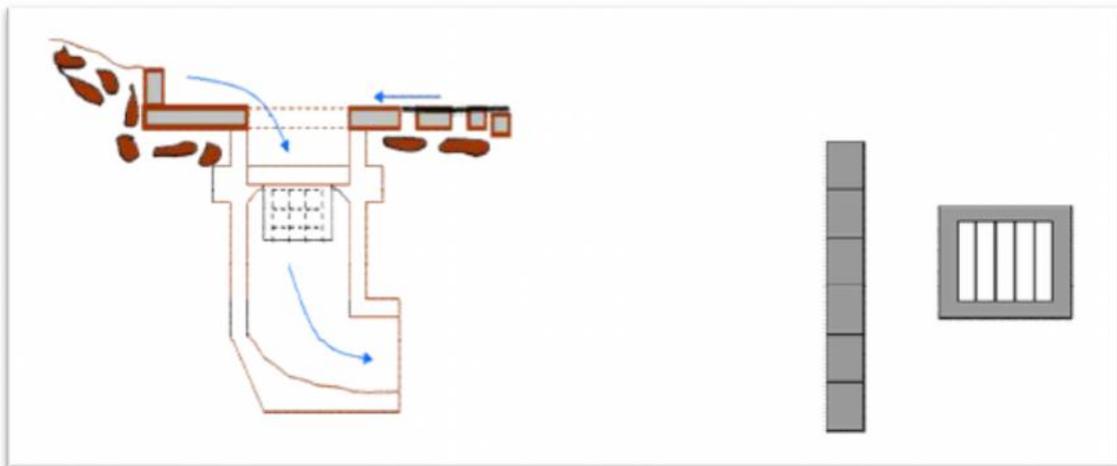


Figure 6.4 Absorption par le haut

Remarque : Pour notre projet, nous plaçons les bouches d'égout à absorption par le haut placées tous les 50 m pour les faibles pentes et tous les 30 m pour les fortes pentes.

6.3.1.3 Ouvrages d'accès au réseau (les regards)

Les regards, quelque soit leur type, permettent l'accès aux collecteurs visitables et assurent la ventilation interne pour l'évacuation des gaz. Dans le domaine de la gestion, ils sont très utiles pour le déboufrage, le nettoyage des collecteurs et éventuellement la réhabilitation.

La fonction doit respecter la forme du collecteur. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages.

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonction.
- Au changement de direction.
- Au changement de pente de collecteurs
- Aux points de chute.
- Pour les canalisations plus petites et non praticables [1].

Dans la majorité des réseaux projetés en pratique, on rencontre :

- Des regards simples utilisés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents. Ils sont utilisés pour notre réseau tous les 30 à 50 m au niveau de tous les quartiers. (Figure 6.5)
- Les regards latéraux : Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Les regards doubles, toboggan, et de chute en cas des fortes pentes.

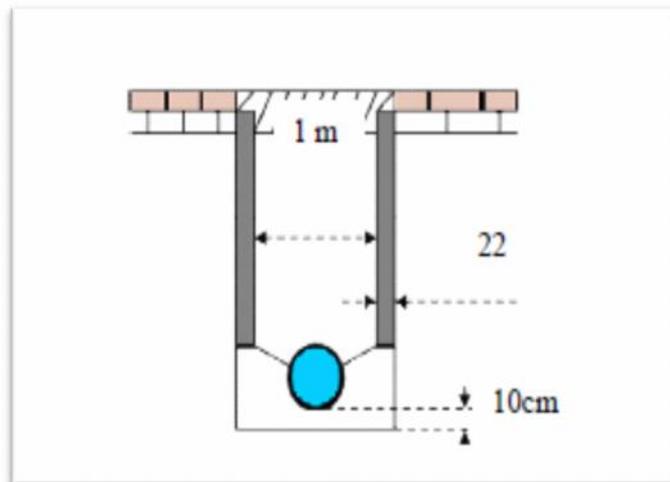


Figure 6.5 Regard simple

A titre d'information, dans les certaines agglomérations exigeant un système séparatif et plus précisément dans les quartiers où le tracé est commun pour les deux canalisations véhiculant les eaux des différentes natures (eau pluviale dans une canalisation, eaux usées domestiques et industrielles dans une autre).

Il serait plus avantageux de prévoir un regard commun aux deux canalisations (Figure 6.6)

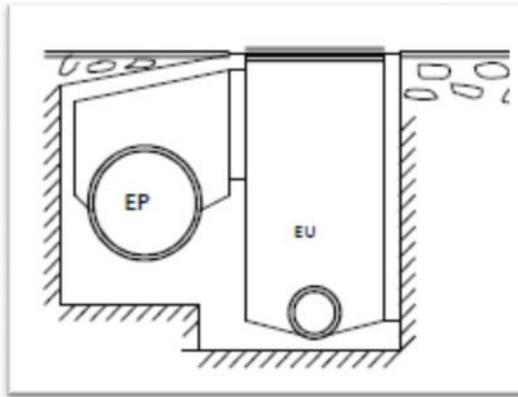


Figure 6.6 Regard double

6.3.2. Ouvrages spéciaux

6.3.2.1 Le déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel, lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires, dans le but de limiter les apports au réseau aval, et en particulier les stations d'épuration, en cas de pluie.[4]et [5].

A) Emplacement des déversoirs d'orage

Les déversoirs d'orage sont placés :

- Avant la STEP pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

Avant leurs projections il faut avoir :

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

B) Les types des déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoir on site :

B.1) Déversoir à conduite aval étranglée :

Pour que le calcul de tel ouvrage soit possible, il faut que l'écoulement amont soit fluvial, ou que la présence du seuil élevé conduise à ressaut dans la conduite d'amenée. Les seuils élevés empêchent en général la pénétration des eaux de l'émissaire dans le réseau d'assainissement dans de nombreux cas.

B.2) Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre :

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval est à écoulement libre.

Les déversoirs à crête basse utilisés encore récemment étaient de ce type, notons toutefois que leur longueur était généralement calculée à l'aide de la seule charge amont et que le régime d'écoulement était rarement vérifié.

B.3) Déversoirs « trou dans le mur » :

Ce sont les plus anciens ouvrages, aujourd'hui abandonné pour deux raisons :

- Capacité d'évacuation très faible.
- Une mise en charge du réseau pour que le déversement ait lieu.

Ce système a été amélioré grâce à une avancée de l'orifice du rejet vers l'intérieur du regard.

B.4) Déversoir à une ouverture de fond :

Dans ce type d'ouvrage, les débits d'eaux usées de temps sec et le débit critique transitent à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont.

6.4 Application à notre projet

6.4.1 Dimensionnement du déversoir d'orage

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

Le sens principal de l'écoulement et l'endroit de rejet demande un déversoir de type frontal.

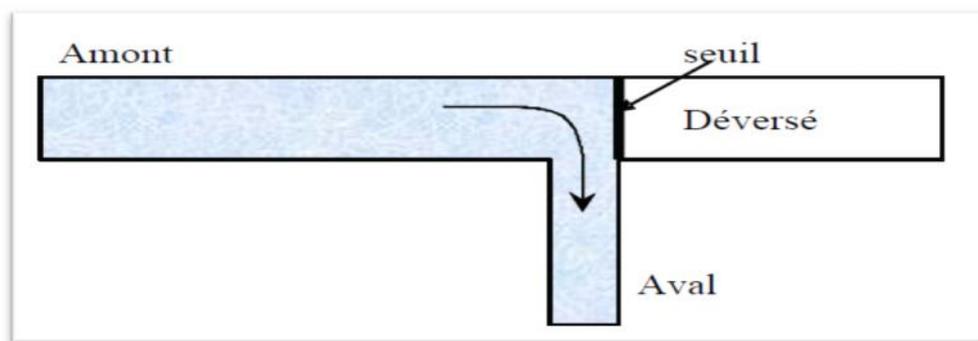


Figure 6.7 Déversoir frontal

6.4.2 Mode de calcul

Pour le calcul des déversoirs d'orage. On doit adopter

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

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

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

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

- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_{dev} = Q_T - Q_{ST}$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (H_{dev})
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre du collecteur d'entrée $D_e = 2000$ mm.
- Débit total à l'entrée $Q_t = 8.631$ m³/s.
- Débit plein section du collecteur d'entrée $Q_{PS} = 10$ m³/s.
- La hauteur d'eau à l'entrée $H_e = 1323$ mm.

a) Détermination de débit de la STEP

$$Q_{STEP} = Q_{US} \cdot d = 0.029 \cdot 2$$

$$Q_{STEP} = 0.184 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Détermination du débit déversé

Le débit critique qu'est égale au débit total que multiplié par le coefficient de retardement ce dernier est en fonction du temps de concentration du bassin.

Pour le calcul du temps de concentration on suivi le chemin le plus long et pour cela on a choisie le collecteur principal numéro 2 plus l'intercepteur. On utilise la formule suivante pour le calcule :

$$t_c = \frac{L}{60 \cdot v}$$

Avec :

L : la longueur entre deux regards (m).

V : la vitesse d'écoulement (m/s).

On a trouvé que le temps de concentration est égale à 16mn : $t_c = 17$ mn.

Donc le coefficient de retardement Z est égale : $Z = 0.83$

$$Q_{cr} = Q_t \cdot (1 - t_c/100)$$

$$Q_{cr} = 8.631 \cdot 0.83$$

$$Q_{cr} = 7.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce qui donne un débit déversé :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step}$$

$$Q_{dev} = 6.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Détermination de la hauteur d'eau correspondant aux débits à l'mont du déversoir

On a :

$$Q_{ps} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} = 7.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc d'après l'abaque :

$$R_{Qcr} = Q_{cr}/Q_{ps} = 0.71 \rightarrow R_{hcr} = 0.62$$

Donc :

$$R_{hcr} = h_{tcr}/D \rightarrow h_{tcr} = R_{hcr} * D = 0.62 * 2 = 1.24 \text{ m}$$

d) Détermination de la hauteur demandé par la STEP

$$R_{q(step)} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = 0.0184 \quad \text{abaque} \quad R_h = \frac{h_{step}}{D} = 0.028$$

$$h_{step} = R_h * D = 0.028 * 2000 = 56 \text{ mm}$$

e) Détermination de la hauteur diversé

$$h_{dev} = h_{tcr} - h_{step} = 1.24 - 0.056 = 1.184 \text{ m}$$

f) Détermination de la longueur du déversoir

- La longueur du seuil déversant : on applique la formule de BAZIN

$$Q_{dev} = \mu \cdot L \cdot H_d \sqrt{2gH_d}$$

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,45$)

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

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

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

Donc :

$$L = \frac{Q_d}{0,45 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}}$$

$$L = \frac{6.7}{0,46 \cdot (1,14)^{3/2} \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 2.70 \text{ m}$$

On prend la longueur du déversoir de 3 m.

Conclusion :

Ce chapitre nous a indiqué les différents ouvrages que demande notre réseau d'assainissement.

Pour une exploitation rationnelle, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

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

- un déversoir d'orage de type frontal.
- Les regards.
- les bouches d'égout.

Chapitre - 7-
ORGANISATION DE CHANTIERS

7.1 Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possible les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par la partie théorique et ensuite la partie pratique.

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

7.2 Emplacement des canalisations

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

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

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

7.3 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.
- ◆ Remblais des tranchées.

7.4 Manutention et stockage des conduites

7.4.1 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 :

- ◆ Les manutentions brutales, les ballants.
- ◆ Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes.les tubes avec emboîture doivent être alternés.

7.4.2 Le déchargement

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

7.4.3 Le stockage

- ◆ l'aire de stockage devra doit être propre, nivelée et plane.
- ◆ La hauteur de gerbage ne doit pas dépasser 1.50mètre.
- ◆ Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécanique).
- ◆ Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- ◆ Eviter le contact avec l'huile les solvants et autre substances chimiques.
- ◆ Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

7.5 Décapage de la couche de terre végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. L'opération se fait par un dozer sur une couche de 10cm.

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B \cdot h \cdot L \text{ [m}^3\text{]} \quad (7.1)$$

Avec :

B : Largeur de la couche végétale (m) ;

h : Hauteur de la couche(m) ;

L : Longueur totale de la tranchée ou du canal (m).

7.6 Implantation des regards et des axes des tranchées

Suivant les tracés du plan de masse, des jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard c'est-à-dire à chaque changement de direction ou de pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin des instruments suivants : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires ...etc.

7.7 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards

Le mode d'exécution en fouille, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains.

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profondes. Il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable au moins 30 cm, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre .

Pou l'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées de notre réseau, on optera pour la pelle rétro dont les aptitudes sont :

- Creuser au dessous de la surface d'appui.
- Creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical.
- Creuser à une profondeur importante.
- Creuser dans la direction de la machine.

a) Largeur de la tranchée

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

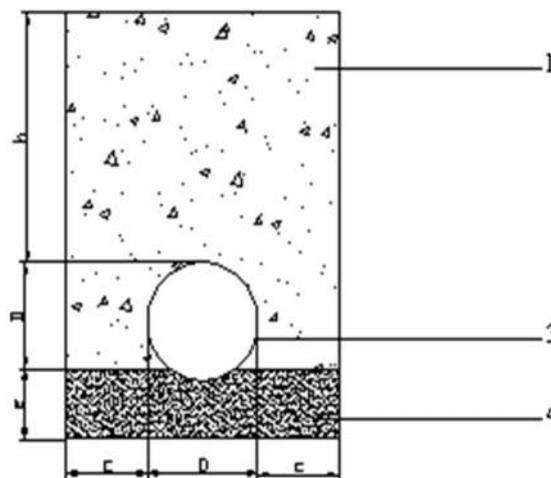
$$b = D + 2.c \text{ [m]} \quad (7.2)$$

Avec :

b : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c=0.5m).



- 1-Remblai.
- 3-Conduite.
- 4-Lit de sable (épaisseur 15 cm) .

Figure 7.1 Coupe transversale d'une tranchée

b) Profondeur de la tranchée

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + D + h \text{ [m]} \quad (7.3)$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée en (m) ;
- e : épaisseur de lit de sable en (m), e=15 cm ;
- D : diamètre de la conduite en (m) ;
- h : hauteur du remblai au dessus de la conduite en (m) ;

7.8 Aménagement du lit de pose

Les conduites seront posées sur un lit de sable d'épaisseur égale ou moins à 15cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0.1 mm.

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

7.9 La mise en place des conduites

Avant la mise en place des conduites en fouille on procède à un triage des conduites de façon à éliminer celles qui ont subi des fissurations, des chocs importants. On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux. La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. L'opération se fait par des engins appropriés « pipelayers »

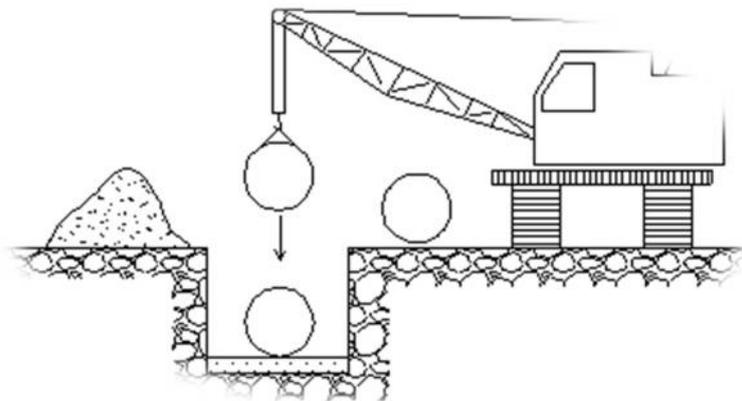


Figure 7.2 le pipelayers

7.10 Assemblage des conduites

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

7.11 Essais sur les joints et les canalisations

C'est une épreuve d'étanchéité auxquelles sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée (sur le chantier).

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

7.12 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.

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

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

7.13 Remblaiement et compactage des tranchées

Après la pose des canalisations, on procède au remblaiement des tranchées afin de reconstituer le terrain naturel. Les remblais sont effectués par couches de 20cm soigneusement compactées. [1]

Le remblaiement des tranchées et leur compactage se fait par le chargeur et le rouleau lisse.

7.14 Choix des engins

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

a) Pour le décapage de la couche de la terre végétale

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

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

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

- ◆ Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- ◆ Creusement ou curage des fossés en incluant 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.

b) Pour l'excavation des tranchées

Pour cette opération on utilise la pelle équipée en rétro. Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle comprend les temps suivants :

- ◆ Temps de déblais.
- ◆ Temps de chargement.
- ◆ Temps de transport.
- ◆ Temps de déchargement.
- ◆ Temps de mise en position de travail.

c) Pour le remblaiement des tranchées

Le remblaiement des tranchées et leur compactage se fait par le chargeur et le rouleau lisse.

❖ Les chargeurs

Ce sont des tracteur sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés tenant un grand godet, l'articulation (mouvement) et le déplacement du godet s'effectuent grâce aux vérins hydrauliques dans la position bras abaissées, on effectue le chargement en faisant avancer l'engin dans la position bras levés on assure le transport, l'action de déchargement se fait en actionnant les vérins du godet et de ce la pour le faire pivoter autour d'un axe horizontal.

❖ Le rouleau lisse

Il comprend :

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

7.15 Planification des travaux

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste :

- ◆ L'installation des postes de travail.
- ◆ L'observation instantanée.
- ◆ L'analyse des tâches.
- ◆ Le chronométrage.
- ◆ La définition des objectifs et des attributions.
- ◆ La simplification des méthodes.
- ◆ La stabilisation des postes de travail.

7.15.1 Technique de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ;
- Méthode basée sur le graphique.

7.15.1.1 Méthode basée sur le réseau

✚ Définition du réseau

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

1- Réseau à flèches (Méthode PERT)

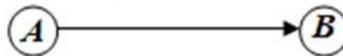
Dans un réseau à flèche, l'opération est représentée par une flèche, et la relation est assurée par un nœud.



L'opération A précède l'opération B.

2- Réseau à nœuds (Méthode de potentiels)

Dans un réseau à nœud, l'opération est mentionnée dans un cercle appelé nœud et la relation entre deux opérations est assurée par une flèche.



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 opérations suivantes :

- 1- Collection des informations (triées de l'étude).
- 2- Décomposition du projet (éclater le projet en opérations).
- 3- Prévoir la relation entre les opérations.
- 4- Attribution des durées.
- 5- Construction des réseaux.

✚ La méthode de calcul basée sur le réseau

La méthode de calcul utilisée dans notre projet est la méthode C.P.M (Méthode du chemin critique).

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage.

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

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- Tr : temps de réalisation de l'opération.
- DCP : date de commencement de l'opération au plus tôt.
- DCPP : date de commencement de l'opération au plus tard.
- DFP : date de finition de l'opération au plus tôt.
- DFPP : date de finition de l'opération au plus tard.
- MT : la marge totale.

Les lois de calcul :

- $DFP_i = DCP_i + Tr_i$.
- $DFP_i = DCP_j$.
- $DTP \text{ (durée total du projet)} = DFP_j$.
- $DCPP_i = DFPP_i - Tr$

Le chemin critique (C.C) :

Le chemin critique est identifié par les taches critiques c'est-à-dire **MT= 0**. Il est le chemin le plus long dans le réseau.

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

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = D.T.P \end{cases}$$

Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

Comme il a été mentionné, la méthode du CPM est une méthode de planification. Elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et d'augmenter le rendement de travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont les suivantes :

- A**- Piquetage
- B**- Décapage de la couche de végétation.
- C**- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D**- Aménagement du lit de pose.
- E**- Construction des regards.
- F**- La mise en place des canalisations en tranchée.
- G**- Construction des ouvrages annexes.
- H**- Assemblage des tuyaux.
- I**- Faire les essais d'étanchéités pour les conduites et les joints.
- J**- Remblai des tranchées.
- K**- Travaux de finition.

Tableau 7.1 Détermination des délais

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

- Le chemin critique est **A-B-C-E-H-I-J-K**.
- La durée totale du projet est de **210 jours**.

Le calcul du réseau à nœud est représenté dans la figure suivante
 Le calcul du réseau à nœud est représenté dans la figure suivante

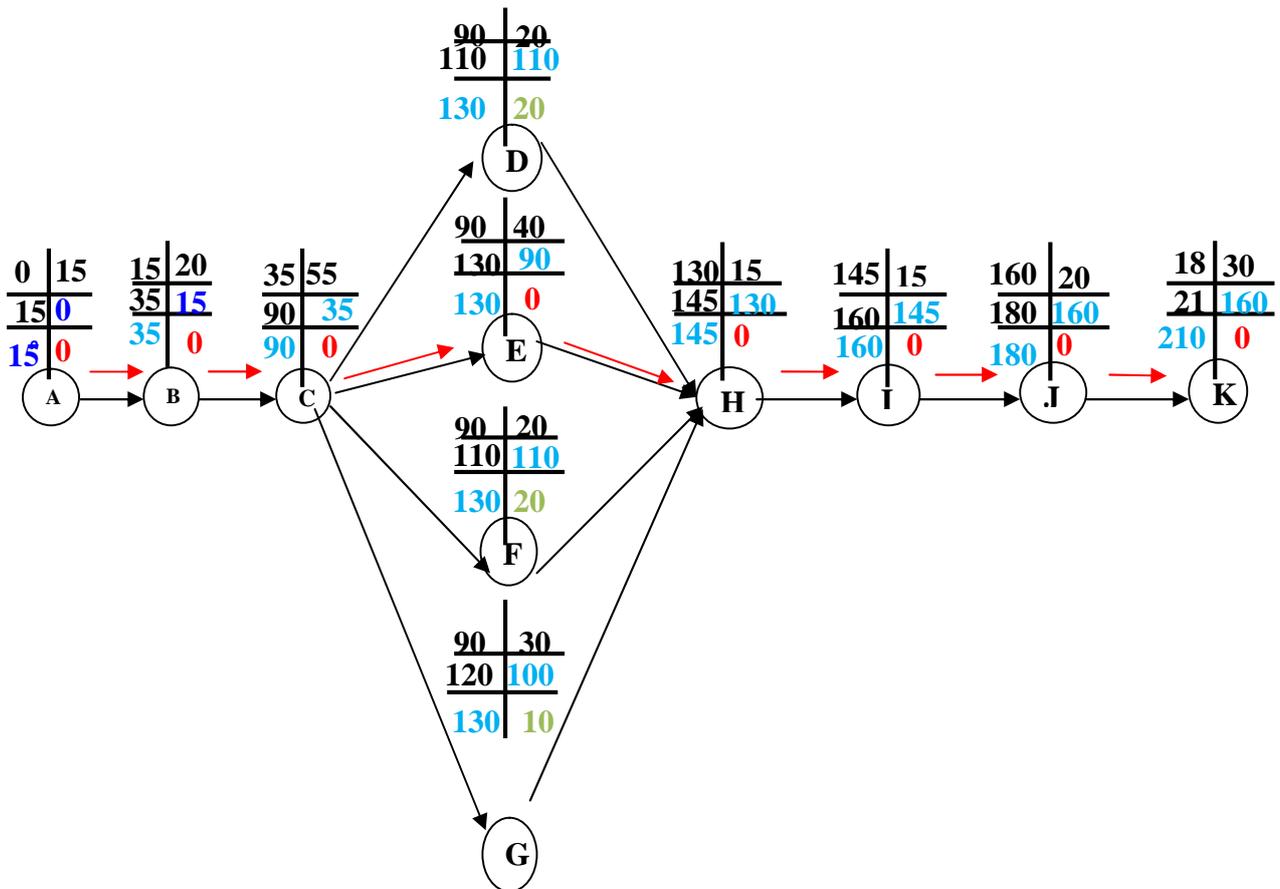


Figure 7.3 Réseau à nœuds

Avec :

—————→ : **Chemin critique**

Remarque : diagramme de guantt est représenté dans : planning le diagramme de guantt.

7-16 Devis estimatif

Le calcul du devis estimatif et quantitatif consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant. Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- ◆ Travaux de décapage de la terre végétale.
- ◆ L'exécution des tranchées.
- ◆ Fourniture et pose de lit de sable.
- ◆ Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé.
- ◆ Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- ◆ Travaux de remblaiement de la tranchée.
- ◆ Transport des sols excédentaires.

7.16.1 Détermination des différents volumes

a) Volume de la couche de terre végétale

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \quad (7.4)$$

Avec:

V_{cv}: Volume de la couche de terre végétale en (m³).

H_v: Profondeur de la couche de terre végétale (on prend H_v= 0.1m).

L: Longueur totale de la tranchée en (m).

B: Largeur de la couche végétale en (m).

b) Volume des déblais des tranchées

$$V_{deb} = B \cdot L \cdot H \quad (7.5)$$

Avec:

V_{deb}: Volume des déblais des tranchées en (m³).

L: Longueur totale de la tranchée en (m).

B: Largeur de la couche du tronçon en (m).

H: Profondeur de la tranchée en (m).

c) Volume du lit de sable

$$V_{ls} = e \cdot L \cdot B \quad (7.6)$$

V_{ls}: Volume du lit du sable en (m³).

e: Epaisseur de la couche de sable en (m).

L: Longueur totale de la tranchée en (m).

B: Largeur de la couche du tronçon en (m).

d) Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{con}} = L \cdot f \cdot D^2 / 4 \quad (7.7)$$

Avec :

V_{con} : Volume occupé par les conduites en (m³).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

e) Volume du remblai

$$V_r = V_{\text{deb}} - [V_{\text{con}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}}] \quad (7.8)$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

f) Volume excédentaire

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remb}} \quad (7.9)$$

Tel que :

$$V_f = V_{\text{deb}} \cdot K_f \quad (7.10)$$

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

Tableau 7.2 Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
Sable, matériaux fins	1.08 – 1.17
Limon argileux	1.14 – 1.28
Argile	1.25 – 1.30

Source : Direction des ressources en eau

Les calculs sont dans le tableau suivant:

Tableau 7.3 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

Source : Direction des ressources en eau.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M ³	1017	150	152550
2	Déblai	M ³	19572	300	5871600
3	Pose du lit de sable	M ³	1326	1000	1326000
4	Remblai de la tranchée	M ³	14551	350	5092850
5	Evacuation des déblais excédentaires	M ³	8957	160	1433120
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en béton				
	400	MI	1048	2000	2096000
	500	MI	863	2100	1812300
	600	MI	629	2300	144700
	800	MI	387	2500	967500
	1000	MI	262	2800	733600
	1200	MI	174	3100	539400
	1500	MI	907	3500	3174500
	1800	MI	120	4000	480000
	2000	MI	201	4200	844200
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	156	16000	2496000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	16000	16000
	THT				27180320
	TVA 17%				6420654.4
	TTC				31800974

Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. Pour notre projet le cout total est de 31800974 DA et le temps total de réalisation de ce dernier est de 210 jours (7mois).L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

8-1 Introduction :

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers. L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Il n'y a nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requiert une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociale, culturelle, économique et physique).

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers. Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

8-2 Les Causes Des Accidents :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

- Facteur matériel
- facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail. Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- les outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- lieu de travail, conditions climatiques ;
- les conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc....

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

8-3 Les Actions et Conditions Dangereuses :

➤ les actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.
 - Graisser un engin en marche.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
 - ne pas porter un masque et une paire de gants lors de la construction des canalisations.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
 - Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.
- Adopter une position peu sûre.
 - transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
 - cadence de travail trop rapide.

➤ Les causes dangereuses

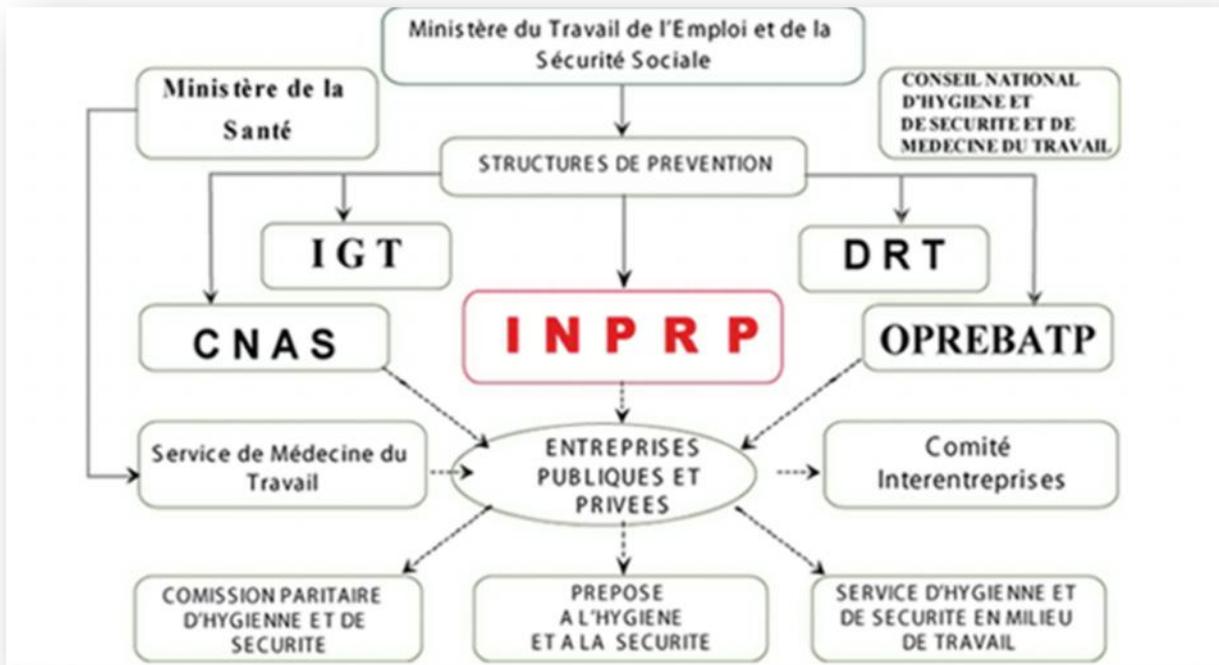
- Outillage, engin, équipement en mauvais état.
 - échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
 - installation
- Eclairage défectueux.
 - éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier).
- Conditions climatiques défavorables.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Protection individuelle inexistante

8-4 Organisation du Système National de Prévention des Risques Professionnels

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

Figure 8-1 Organisation de système national de prévention de risque provisionnel

Référence : cite d'internet www.mtess.gov.dz



8-4-1 -La direction générale du travail (DGT) assure le rôle d'autorité centrale pour les agents de l'inspection du travail. En outre, elle a pour mission l'élaboration des textes législatifs et réglementaires et le développement des actions relatives à son champ de compétences (relations du travail, accompagnement et suivi de la négociation collective, conditions de travail, protection de la santé et la sécurité en milieu de travail).

8-4-2 - L'inspection générale du travail (IGT) est une institution placée sous la tutelle du Ministère du Travail, de l'Emploi et de la Sécurité Sociale. Elle est chargée :

- D'assurer le contrôle de l'application des dispositions législatives et réglementaires relatives aux relations individuelles et collectives de travail, aux conditions de travail, d'hygiène et de sécurité de travailleurs ;
- De fournir des informations et des conseils aux travailleurs et aux employeurs sur leurs droits et obligations et sur les moyens les plus appropriés d'appliquer les dispositions légales, réglementaires et conventionnelles et les sentences arbitrales ;
- D'assister les travailleurs et les employeurs dans l'élaboration des conventions ou accords collectifs de travail ;
- De porter à la connaissance des travailleurs et des employeurs la législation et la réglementation du travail ;
- D'informer les collectivités locales sur les conditions de travail dans les entreprises relevant de sa compétence territoriale.

8-4-3 -l'Institut National de la Prévention des Risques Professionnels, (INPRP) a pour objet d'entreprendre toutes activités concernant la promotion et l'amélioration des conditions d'hygiène et de sécurité en milieu de travail et de mettre en œuvre des programmes de recherches, de développement et de formation dans le domaine de la prévention des risques professionnels.

Organisme d'utilité publique à caractère industriel et commercial doté de la personnalité morale et de l'autonomie financière.

8-4-4 -L'organisme de prévention des risques professionnels, spécifique aux activités du bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique (**OPREBATPH**), doté d'un statut juridique et de ressources lui permettant une meilleure prise en charge de ses missions de prévention et de conseils, dans un secteur d'activité en plein essor et dont les risques professionnels sont potentiellement très importants[6].

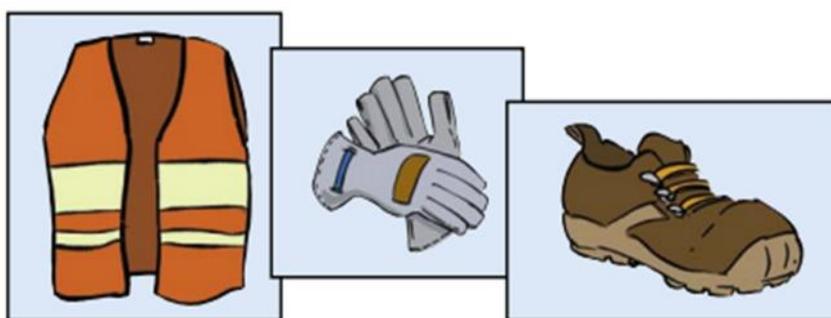
8-4-5 -caisse nationale d'assurance sociale (CNAS) : Est pour but de faire les statistiques ainsi la promotion et prévention des accidents de travail et maladies professionnels [5].

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtsiers ;

- Protection des membres inférieurs ;
- Protection des yeux ;
- Protection du tronc ;
- Protection de la tête ;
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source .cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;



Chausure-Gants-botte de sécurité

Figure 8-2 Quelques équipements de protection individuelle

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques. A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale

A la fin de ce travail , Nous pouvons conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la qualité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération. De tous ces critères résultent, le choix du système d'évacuation ainsi que le schéma correspondant.

Notre étude est de projeter un réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales (réseau d'assainissement de type unitaire) pour l'agglomération de la nouvelle ville POS sud-est 2 d'Ain Témouchent, dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes qui menacent la pollution du milieu naturel.

La reconnaissance du site d'après les données de base, nous a permis de déterminer les débits d'eaux usées et pluviales par la méthode rationnelle pour une période de retour de 10 ans.

D'après l'étude topographique nous avons opté pour une variante qui compte 6 collecteurs principaux et intercepteur. Ainsi que le réseau est équipé d'ouvrages principaux : les bouches d'égouts pour la collecte des eaux de ruissellement placés tous les 50 m, les regards pour l'aération placés tous les 30 à 50m et un déversoir d'orage de type frontal placé a la sortie de l'agglomération au niveau de l'intercepteur.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SALAH.B. Polycopié d'Assainissement des agglomérations ENSH
- [2] NONCLERCQ.P Le calcul statique des collecteurs urbains (3 eme partie)
- [3] TOUAIBIA.B Manuel pratique d'hydrologie
- [4] CTGREF (1976) Les décharges pluviales des réseaux unitaires ; groupement de Grenoble ;genie rural Grenoble.
- [5] BOURRIER.R (1991) Les réseaux d'assainissement urbaine, édition OTH, Paris.
- [6] BENAOUA.M Conception du réseau d'assainissement de la cite sidi Boumaaza et polyclinique W. Tipaza (2011-2012) école national supérieur d'hydraulique.
- [7] BEDDIAR.A Conception et diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Baghai W.Khenchla. (2011-2012) école national supérieur d'hydraulique.

SITES INTERNET :

- [8] <http://www.cnas.org.dz>
- [9]<http://www.mtess.gov.dz>

ANNEXE -01-
LES TABLEAUX
DE

DIMENSIONNEMENT

Tableau 5.2 Calcule hydraulique du collecteur principal I

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
R1-R2	273.84	272.9	271.84	270.94	30.03	0.03	0.307	0.38	400	1.9	0.42	0.791	1.094	0.63	2.08	252.33	0.043	0.47	0.137	1.32
R2-R3	272.9	271.86	270.94	270.04	29.97	0.03	0.307	0.38	400	1.9	0.42	0.731	1.094	0.63	2.08	252.33	0.043	0.47	0.137	1.32
R3-R4	271.86	272	270.04	269.89	30	0.005	0.307	0.53	600	1.2	0.64	0.480	0.985	0.49	1.18	293.88	0.036	0.436	0.122	0.65
R4-R5	272	269.44	268.89	267.39	30	0.05	0.307	0.35	400	2.4	0.55	0.558	1.034	0.54	2.48	215.14	0.033	0.425	0.117	1.52
R5-R6	269.44	268.11	267.39	265.89	30	0.05	0.307	0.35	400	2.4	0.55	0.558	1.034	0.54	2.48	215.14	0.033	0.425	0.117	1.53
R6-R7	268.11	267.68	265.89	265.29	11.92	0.05	0.307	0.35	400	2.4	0.55	0.548	1.028	0.53	2.47	212.80	0.033	0.424	0.117	1.54
R7-R8	267.68	267	265.29	264.77	18.08	0.029	1.15	0.63	700	2.7	1.5	0.767	1.099	0.65	2.97	455.64	0.005	0.262	0.05	1.50
R8-R9	267	266.08	264.77	263.78	30	0.033	1.15	0.61	700	2.8	1.5	0.767	1.099	0.65	3.08	455.64	0.005	0.262	0.05	1.50
R9-R10	266.08	265.6	263.78	263.12	21.94	0.03	1.15	0.62	700	2.8	1.5	0.767	1.099	0.65	3.08	455.64	0.006	0.264	0.051	1.44
R10-R11	265.6	265.09	263.12	262.80	8.06	0.04	1.2	0.60	700	3.2	1.7	0.706	1.089	0.62	3.48	432.19	0.006	0.264	0.051	1.43
R11-R12	265.09	263.33	262.6	261.10	30	0.05	1.2	0.58	600	3.4	1.9	0.632	1.068	0.58	3.63	347.11	0.006	0.264	0.051	1.44
R12-R13	263.33	261.75	261.10	259.60	30.02	0.05	1.2	0.58	600	3.4	1.9	0.632	1.068	0.58	3.63	347.11	0.006	0.264	0.051	1.44
R13-R14	261.75	260.35	259.60	258.10	29.98	0.05	1.2	0.58	600	3.4	1.9	0.632	1.068	0.58	3.63	347.11	0.006	0.264	0.051	1.44

R14-R15	260.35	258.84	258.10	256.60	30	0.05	1.2	0.58	600	3.4	1.9	0.632	1.068	0.58	3.63	347.11	0.001	0.237	0.04	1.29
R15-R16	258.84	257.58	256.60	255.10	30	0.05	1.25	0.58	600	3.5	1.9	0.632	1.068	0.58	3.74	347.11	0.002	0.237	0.04	1.29
R16-R17	257.58	256.12	255.10	253.75	30	0.045	1.25	0.6	700	3.4	1.8	0.706	1.089	0.62	3.70	432.07	0.001	0.236	0.04	1.36
R17-R18	256.12	254.59	253.75	252.31	30	0.048	1.25	0.59	600	3.4	1.9	0.658	1.077	0.59	3.66	355.42	0.001	0.236	0.04	1.34
R18-R19	254.59	253.25	252.31	250.87	30	0.048	1.25	0.59	600	3.4	1.9	0.658	1.077	0.59	3.66	355.42	0.001	0.236	0.04	1.34
R19-R20	253.25	252.02	250.87	249.49	30	0.046	1.25	0.59	600	3.4	1.8	0.694	1.087	0.61	3.69	366.85	0.001	0.236	0.04	1.34
R20-R21	252.02	250.39	249.49	248.08	30	0.047	1.4	0.59	600	3.6	1.9	0.658	1.077	0.59	3.88	355.42	0.001	0.236	0.04	1.35
R21-R22	250.39	248.72	248.08	246.58	30	0.05	1.4	0.61	700	3.7	1.9	0.737	1.095	0.63	4.05	443.83	0.001	0.236	0.04	1.35
R22-R23	248.72	247.36	246.58	245.08	30	0.05	1.4	0.61	700	3.7	1.9	0.737	1.095	0.63	4.05	443.83	0.001	0.236	0.04	1.35
R23-R24	247.36	246.27	245.08	243.88	30	0.04	1.26	0.64	700	3.32	1.72	0.810	1.10	0.68	3.67	476.36	0.001	0.235	0.04	1.35
R24-R25	246.27	245.53	243.88	243.05	20.83	0.04	1.62	0.61	700	3.5	1.72	0.730	1.09	0.63	3.83	442.19	0.001	0.235	0.04	1.22
R25-R26	245.53	245.22	243.05	242.72	9.17	0.035	1.62	0.69	700	3.25	3.2	0.510	1	0.51	3.26	354.59	0.001	0.235	0.04	1.22
R26-R27	245.22	244.17	242.72	241.67	30	0.035	1.62	0.69	700	3.25	3.2	0.510	1	0.51	3.26	354.59	0.001	0.235	0.04	1.22
R27-R28	244.17	243.23	241.67	240.62	30	0.035	1.62	0.69	700	3.25	3.2	0.510	1	0.51	3.26	354.59	0.001	0.235	0.04	1.19
R28-R29	243.23	242.28	240.62	239.72	30	0.03	1.62	0.71	800	3.15	2.75	0.950	1.05	0.56	3.31	444.36	0.001	0.235	0.04	1.19
R29-R30	242.28	241.54	239.72	238.93	26.56	0.03	2.42	0.82	900	3.5	2.82	0.860	1.11	0.71	3.88	712.65	0.001	0.236	0.04	0.94
R30-R31	241.54	241.50	238.93	238.84	3.44	0.026	2.42	0.85	1000	3.3	2.8	0.860	1.11	0.72	3.66	717.51	0.001	0.232	0.038	0.92
R31-R32	241.50	241.23	238.84	238.60	30	0.008	2.52	1.07	1200	2.2	4.5	0.560	1.03	0.54	2.28	646.68	0.001	0.232	0.038	1.05

R32-R33	241.23	240.72	238.60	238.06	30	0.018	2.52	0.92	1000	2.9	3.8	0.660	1.08	0.60	3.13	595.11	0.001	0.234	0.04	1.05
R33-R34	240.72	240.60	238.06	237.85	11.47	0.018	3.26	1.01	1200	3.2	3.6	0.910	1.12	0.75	3.57	903.71	0.001	0.234	0.039	0.6
R34-R35	240.60	240.55	237.85	237.69	18.53	0.009	3.26	1.15	1200	2.5	4.5	0.720	1.09	0.63	2.73	752.76	0.001	0.234	0.039	0.61
R35-R36	240.55	240.63	237.69	237.63	30	0.002	3.26	1.53	1800	1.4	3.8	0.860	1.11	0.71	1.55	1424.89	0.001	0.234	0.039	0.6
R36-R37	240.63	240.64	237.63	237.57	30	0.002	3.26	1.53	1800	1.4	3.8	0.860	1.11	0.71	1.55	1424.89	0.001	0.234	0.039	0.6
R37-R38	240.64	240.55	237.57	237.51	30	0.002	3.26	1.53	1800	1.4	3.8	0.858	1.109	0.712	1.55	1424.89	0.001	0.23	0.037	0.61
R38-R39	240.55	240.20	237.51	237.42	30	0.003	4.031	1.54	1800	1.65	4.5	0.896	1.114	0.744	1.839	1488.41	0.001	0.231	0.038	1.24
R39-R40	240.20	237.50	237.42	234.32	107.43	0.021	4.031	1.07	1200	3.7	4.5	0.896	1.114	0.744	4.123	893.046	0.001	0.231	0.038	1.42

Tableau 5.3 Calcule hydraulique du collecteur principal 2

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D ^{cal} (mm)	D ^{NOR} (mm)	V ^{PS} (m/s)	Q ^{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rq _{min}	V _{min}	Rh _{min}	V _{min} (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
R41-R42	268.95	267.95	267.25	265.89	30	0.0453	0.45	0.41	500	2.82	0.55	0.818	1.105	0.683	3.116	341.69	0.0052	0.262	0.05	1.05
R42-R43	267.95	266.43	265.89	264.53	30	0.0453	0.45	0.41	500	2.82	0.55	0.818	1.105	0.683	3.116	341.69	0.0052	0.262	0.05	1.05
R43-R44	266.43	264.90	264.53	263.17	30	0.0453	0.45	0.41	500	2.82	0.55	0.818	1.105	0.683	3.116	341.69	0.0052	0.262	0.05	1.05
R44-R45	264.90	263.52	263.17	261.81	30	0.0453	0.45	0.41	500	2.82	0.55	0.818	1.105	0.683	3.116	341.69	0.0052	0.262	0.05	1.05
R45-R46	263.52	262.99	261.81	261.23	30	0.0195	0.45	0.48	500	1.79	0.57	0.789	1.102	0.665	1.972	332.34	0.008	0.281	0.058	0.73
R46-R47	262.99	262.37	261.23	260.64	30	0.0195	0.45	0.47	500	1.79	0.57	0.789	1.102	0.665	1.972	332.34	0.008	0.28	0.058	0.74

R47-R48	262.37	261.76	260.64	260.06	30	0.0195	0.45	0.48	500	1.79	0.57	0.789	1.102	0.665	1.972	332.34	0.008	0.281	0.058	0.73
R48-R49	261.76	261.50	260.06	259.54	22.71	0.023	0.45	0.46	500	1.98	0.60	0.75	1.097	0.641	2.171	320.68	0.0074	0.277	0.056	0.78
R49-R50	261.50	261.26	259.54	259.37	7.29	0.023	0.45	0.46	500	1.98	0.60	0.75	1.097	0.641	2.171	320.68	0.0073	0.276	0.056	0.79
R50-R51	261.26	260.89	259.37	258.68	30	0.023	0.45	0.46	500	1.98	0.60	0.75	1.097	0.641	2.171	320.68	0.0073	0.276	0.056	0.79
R51-R52	260.89	260.88	258.68	258.59	3.89	0.023	0.45	0.46	500	1.98	0.60	0.75	1.097	0.641	2.171	320.68	0.0073	0.276	0.056	0.79
R52-R53	260.88	260.30	258.59	257.99	26.11	0.023	1.03	0.62	700	2.51	1.32	0.78	1.101	0.659	2.762	461.33	0.003	0.247	0.044	0.88
R53-R54	260.30	260.23	257.99	257.87	5.03	0.023	1.03	0.62	700	2.51	1.32	0.78	1.101	0.659	2.762	461.33	0.003	0.247	0.044	0.89
R54-R55	260.23	259.27	257.87	257.30	24.97	0.023	1.03	0.63	700	2.51	1.32	0.78	1.101	0.659	2.762	461.33	0.003	0.247	0.044	0.88
R55-R56	259.27	258.94	257.30	257.28	8.12	0.002	1.03	0.96	1000	1.25	1.36	0.757	1.098	0.646	1.372	645.53	0.004	0.251	0.046	0.73
R56-R57	258.94	259.17	257.28	257.24	21.88	0.002	1.03	1.01	1200	1.25	1.36	0.757	1.098	0.646	1.372	774.64	0.0025	0.244	0.043	0.35
R57-R58	259.17	258.79	257.24	256.58	30	0.022	1.03	0.63	700	2.5	1.31	0.786	1.101	0.663	2.753	463.88	0.003	0.248	0.045	0.86
R58-R59	258.79	258	256.58	255.92	30	0.022	1.03	0.63	700	2.5	1.31	0.786	1.101	0.663	2.753	463.88	0.003	0.248	0.045	0.86
R59-R60	258	257.22	255.92	255.26	30	0.022	1.48	0.73	800	2.61	2.39	0.619	1.063	0.572	2.775	457.55	0.002	0.241	0.042	0.92
R60-R61	257.22	256.54	255.26	254.60	30	0.022	1.48	0.73	800	2.61	2.39	0.619	1.063	0.572	2.775	475.55	0.002	0.241	0.042	0.92
R61-R62	256.54	255.37	254.60	253.10	30	0.05	1.60	0.64	700	3.65	1.82	0.879	1.11	0.730	4.06	510.81	0.002	0.24	0.042	1.26
R62-R63	255.37	253.56	253.10	251.60	30	0.05	1.60	0.64	700	3.65	1.82	0.88	1.11	0.730	4.06	510.81	0.002	0.24	0.042	1.26
R63-R64	253.56	251.24	251.60	249.53	30	0.069	1.60	0.60	700	3.90	1.82	0.88	1.11	0.730	4.33	510.81	0.0017	0.24	0.041	1.47

R64-R65	251.24	249.33	249.53	247.46	30	0.069	1.60	0.60	700	3.90	1.82	0.88	1.11	0.730	4.34	510.81	0.0017	0.24	0.041	1.47
R65-R66	249.33	248.08	247.46	246.53	30	0.031	1.90	0.75	800	3.32	2.8	0.68	1.08	0.60	3.59	482.51	0.0018	0.24	0.041	1.08
R66-R67	248.08	247.55	246.53	245.60	30	0.031	1.90	0.75	800	3.32	2.80	0.68	1.08	0.060	3.59	482.51	0.0018	0.24	0.041	1.08
R67-R68	247.55	247.36	245.60	245.31	5.18	0.056	1.90	0.67	700	3.91	1.82	1.04	1.11	0.90	4.3	632.14	0.0019	0.24	0.041	1.33
R68-R69	247.36	245.64	245.31	243.92	24.82	0.056	1.90	0.67	700	3.91	1.82	1.04	1.11	0.90	4.3	632.14	0.0019	0.24	0.041	1.33
R69-R70	245.64	243.46	243.92	242.12	30	0.06	1.90	0.66	700	3.91	1.82	1.04	1.11	0.90	4.3	632.14	0.0019	0.24	0.041	1.38
R70-R71	243.46	242	242.12	240.32	30	0.06	1.90	0.66	700	3.31	1.82	1.04	1.11	0.90	4.3	632.14	0.0019	0.24	0.041	1.38
R71-R72	242	241.02	240.32	239.54	30	0.026	1.90	0.77	800	3.1	2.8	0.68	1.08	0.60	3.36	482.51	0.002	0.24	0.041	0.99
R72-R74	241.02	240.50	239.54	238.76	30	0.026	1.90	0.77	800	3.1	2.8	0.68	1.08	0.60	3.36	482.51	0.002	0.24	0.041	0.99
R74-R75	240.50	239.93	238.76	237.98	28.58	0.026	1.90	0.77	800	3.1	2.8	0.68	1.08	0.60	3.36	482.51	0.002	0.239	0.041	1.02
R75-R76	239.93	239.85	237.98	237.97	6.25	0.002	1.90	1.03	1200	1.47	2	0.95	1.12	0.8	1.65	1195.5	0.0015	0.237	0.04	0.67
R76-R77	239.85	240.03	237.97	237.92	23.75	0.002	1.90	1.24	1500	1.47	2	0.95	1.12	0.8	1.65	1195.5	0.0013	0.235	0.04	0.72
R77-R78	240.03	240.20	237.92	237.89	14.98	0.002	1.90	1.25	1500	1.47	2	0.95	1.12	0.8	1.65	1195.5	0.0013	0.236	0.04	0.71
R78-R79	240.20	239.56	237.89	237.45	15.02	0.029	2.85	0.76	800	3.61	2.8	0.68	1.08	0.60	3.9	482.51	0.0019	0.239	0.041	1.05
R79-R80	239.56	238.68	237.45	236.58	30	0.029	2.85	0.89	900	3.61	2.8	1.03	1.12	0.890	4.03	796.74	0.0014	0.236	0.04	1.11
R80-R81	238.68	238.06	236.58	235.89	30	0.023	2.88	0.92	1000	3.2	3.9	0.74	1.09	0.630	3.5	634.93	0.0012	0.234	0.0392	1.06
R81-R82	238.06	237.46	235.89	235.20	30	0.023	2.88	0.92	1000	3.20	3.9	0.74	1.09	0.630	3.5	634.93	0.0012	0.234	0.0392	1.06
R82-R83	237.46	232.46	235.20	230.33	141.05	0.024	2.88	0.86	900	3.5	4.1	0.70	1.09	0.620	3.81	554.04	0.0013	0.235	0.0394	1.21

Tableau 5.4 Calcule hydraulique du collecteur principal 3

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D ^{cal} (mm)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
R84-R85	260.95	260.85	258.95	258.80	30	0.005	0.25	0.49	500	1	0.28	0.89	1.11	0.74	1.11	370.80	0.079	0.604	0.196	0.60
R85-R86	260.85	260.83	258.80	258.65	30	0.005	0.25	0.49	500	1	0.28	0.89	1.11	0.74	1.11	370.80	0.079	0.322	0.196	0.72
R86-R88	260.83	260.83	258.65	258.51	30	0.005	0.55	0.67	700	1.5	0.64	0.86	1.11	0.71	1.66	499.53	0.034	0.270	0.120	0.60
R88R89	260.83	260.96	258.51	258.35	30	0.005	0.55	0.65	700	1.5	0.64	0.86	1.11	0.71	1.66	499.53	0.034	0.270	0.120	0.60
R89-R90	260.96	261.03	258.35	258.20	30	0.005	0.55	0.66	700	1.5	0.64	0.86	1.11	0.71	1.66	499.53	0.034	0.270	0.120	0.60
R90-R91	261.03	260.94	258.20	258.14	30	0.002	0.60	0.79	800	0.93	0.75	0.73	1.09	0.63	1.02	505.70	0.029	0.264	0.109	0.65
R91-R92	260.94	261.15	258.14	258.09	23.74	0.002	0.60	0.80	900	0.93	0.75	0.80	1.10	0.67	1.03	537.07	0.029	0.264	0.109	0.65
R92-R93	261.15	261.28	258.09	258.08	6.26	0.002	0.806	0.85	900	0.98	1.2	0.50	1.00	0.50	0.93	452.39	0.018	0.250	0.084	0.64
R93-R94	261.28	261.35	258.08	258.07	3.91	0.002	0.806	0.91	1000	0.98	1.2	0.67	1.08	0.60	1.06	599.54	0.018	0.250	0.084	0.64

Tableau 5.5 Calcule hydraulique du collecteur principal 4

Tronçons	Côtes TN (m)	Côtes du radier (m)	L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D ^{cal} (mm)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Rqmin	Vmin	Rhmin	Vmin (m/s)
----------	--------------	---------------------	-------	---------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-------------------------------------	----	----	----	---------	--------	-------	------	-------	------------

	Am	Aval	Am	Aval																
R96-R97	246.14	245.17	244.14	243.09	30	0.035	0.25	0.31	400	1.8	0.26	0.77	1.1	0.65	1.98	260.97	0.0108	0.298	0.065	0.9
R97-R98	245.17	243.70	243.09	241.69	30	0.047	0.25	0.30	400	2.2	0.27	0.74	1.1	0.64	2.41	254.48	0.0094	0.289	0.061	1.01
R98-R99	243.70	241.83	241.69	239.94	29.10	0.06	0.25	0.31	400	2.41	0.325	0.77	1.1	0.65	2.65	260.97	0.0082	0.282	0.058	1.12
R99-R100	241.83	239.29	239.94	237.47	30.90	0.08	0.48	0.37	400	3.2	0.66	0.73	1.09	0.63	3.50	251.53	0.0071	0.275	0.056	1.26
R100-R101	239.29	236.71	237.47	235.07	30	0.08	0.48	0.37	400	3.2	0.66	0.73	1.09	0.63	3.50	251.53	0.0071	0.275	0.056	1.26
R101-R102	236.71	235.21	235.07	233.42	30	0.055	0.52	0.41	500	2.8	0.58	0.90	1.11	0.74	3.12	372.45	0.0048	0.259	0.049	1.14
R102-R103	235.21	233.85	233.42	231.89	27.83	0.055	0.52	0.41	500	2.8	0.58	0.90	1.11	0.74	3.12	372.45	0.0048	0.259	0.049	1.14
R103-R104	233.85	233.75	231.89	231.79	2.17	0.045	0.52	0.43	500	2.72	0.58	0.90	1.11	0.74	3.03	372.45	0.0052	0.262	0.05	1.05
R104-R105	233.75	232.41	231.79	230.44	30	0.045	0.52	0.43	500	2.72	0.58	0.90	1.11	0.74	3.03	372.45	0.0053	0.262	0.05	1.04
R105-R106	232.41	231.09	230.44	229.99	30	0.045	0.52	0.53	600	2.72	0.58	0.90	1.11	0.74	3.03	446.94	0.0056	0.265	0.051	0.69
R106-R107	231.09	230.73	229.99	228.71	30	0.0129	0.95	0.54	600	2.94	1	0.95	1.12	0.80	3.03	478.19	0.0033	0.249	0.045	1.09
R107-R108	230.73	230.49	228.71	228.48	17.84	0.013	0.95	0.68	700	2.94	1	0.95	1.12	0.80	3.03	557.89	0.004	0.254	0.047	0.68
R108-R109	230.49	227.94	228.48	225.84	79.35	0.04	0.956	0.57	600	2.98	1	0.96	1.12	0.80	3.34	482	0.0038	0.252	0.046	0.97

Tableau 5.6 Calcule hydraulique du collecteur principal 5

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Rqmin	Vmin	Rhmin	Vmin (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
R111-R112	238.84	237.82	237.14	225.51	30	0.034	0.2	0.32	400	1.76	0.24	0.83	1.1	0.69	1.95	208.20	0.0236	0.92	0.374	0.92
R112-R113	237.82	236.55	225.51	225.45	30	0.043	0.2	0.30	400	1.90	0.25	0.80	1.1	0.67	2.1	201.40	0.0210	0.99	0.360	0.99
R113-R114	236.55	235.13	225.45	225.39	30	0.049	0.2	0.3	400	2.12	0.26	0.80	1.1	0.67	2.34	268.54	0.0091	1.03	0.288	1.03
R114-R115	235.13	233.61	225.39	225.51	29.91	0.049	0.3	0.34	400	2.35	0.45	0.67	1.08	0.60	2.54	238.77	0.0076	1.03	0.288	1.03
R115-R116	233.61	231.61	225.51	225.45	30.09	0.07	0.37	0.35	400	2.8	0.61	0.61	1.06	0.57	2.96	226.03	0.0076	1.19	0.278	1.19
R116-R117	231.61	229.48	225.45	225.39	30	0.07	0.5	0.39	500	3.1	0.65	0.77	1.1	0.65	3.41	260.97	0.0041	1.19	0.278	1.19
R117-R118	229.48	228.72	225.39	225.51	9.05	0.075	0.806	0.46	500	3.6	1.1	0.73	1.09	0.63	3.94	315.90	0.004	1.31	0.254	1.31
R118-R119	228.72	228.13	225.51	225.45	20.95	0.03	0.806	0.55	600	2.65	1.51	0.53	1.02	0.52	2.7	314.04	0.004	0.93	0.254	0.93
R119-R120	228.13	277.38	225.45	225.39	30	0.029	0.806	0.55	600	2.65	1.51	0.53	1.02	0.52	2.7	314.04	0.004	0.92	0.254	0.92
R120-R121	227.38	227.61	225.51	225.45	30	0.002	0.806	0.91	1000	1.1	0.9	0.90	1.11	0.74	1.23	744.01	0.004	0.34	0.254	0.64
R121-R122	227.61	227.78	225.45	225.39	30	0.02	0.806	0.91	1000	2.3	1.3	0.62	1.06	0.57	2.45	572.34	0.0039	0.34	0.253	0.64
R122-R123	227.78	228.37	225.39	225.35	21.73	0.02	0.806	0.92	1000	2.3	1.3	0.62	1.06	0.57	2.45	572.34	0.0041	0.32	0.255	0.62

Tableau 5.7 Calcule hydraulique du collecteur principal 6

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
R124-R125	248.51	247.98	246.81	246.29	30	0.016	0.244	0.39	400	2.13	0.27	0.91	1.12	0.76	2.38	303.9	0.015	0.326	0.077	0.69
R125-R126	247.98	247.47	246.29	245.76	30	0.016	0.244	0.38	400	2.17	0.27	0.90	1.11	0.74	2.42	297.6	0.015	0.325	0.076	0.70
R126-R127	247.47	246.28	245.76	244.56	30	0.04	0.244	0.33	400	3.23	0.41	0.60	1.06	0.56	3.41	224.8	0.01	0.294	0.063	0.95
R127-R128	246.28	245.43	244.56	243.72	30	0.028	0.244	0.35	400	2.70	0.34	0.72	1.09	0.62	2.95	249.6	0.012	0.306	0.068	0.83
R128-R129	245.43	244.75	243.72	243.03	30	0.023	0.321	0.41	500	2.84	0.56	0.57	1.04	0.55	2.97	273.7	0.007	0.276	0.056	0.79
R129-R130	244.75	243.69	243.03	241.89	30	0.038	0.321	0.37	400	3.15	0.40	0.81	1.1	0.68	3.48	271.4	0.01	0.296	0.064	0.93
R130-R131	243.69	242.57	241.89	240.75	30	0.038	0.321	0.37	400	3.15	0.40	0.81	1.1	0.68	3.48	271.4	0.01	0.296	0.064	0.93
R131-R132	242.57	241.86	240.75	240.06	16.14	0.043	0.321	0.37	400	3.34	0.42	0.81	1.1	0.68	3.69	272.4	0.0098	0.292	0.062	0.97
R132-R133	241.86	241.54	240.06	239.67	13.86	0.028	0.342	0.46	500	3.15	0.62	0.81	1.1	0.68	3.47	338.3	0.0064	0.272	0.054	0.85
R133-R134	241.54	241.43	239.67	239.46	30	0.002	0.499	0.60	700	1.96	0.76	0.66	1.08	0.59	2.12	415.6	0.0054	0.264	0.051	0.82
R134-R135	241.43	241.76	239.46	238.73	30	0.0243	0.499	0.47	500	2.92	0.57	0.87	1.1	0.72	3.25	360.6	0.0071	0.275	0.056	0.8
R135-R136	241.76	240.58	238.73	238.58	6.02	0.0243	0.499	0.47	500	2.96	0.58	0.86	1.1	0.71	3.28	356.5	0.007	0.274	0.055	0.81

R136-R137	240.58	238.81	238.58	236.51	130.91	0.0148	0,499	0.51	600	2.66	0.75	0.66	1.08	0.59	2.87	357	0.0055	0.264	0.051	0.7
-----------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	-------	------	-----	------	------	------	------	------	------	-----	--------	-------	-------	-----

Tableau 5.8 Calcule hydraulique du l'intercepteur

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
R40-R138	237.5	237.35	234.5	234.35	30	0.005	4.031	1.43	1500	2.5	4.6	0.88	1.11	0.73	2.78	1091.03	0.008	0.233	0.038	0.6
R138-R139	237.35	238.69	234.35	234.62	30	0.008	4.031	1.49	1500	1.6	5	0.81	1.10	0.68	1.77	1013.05	0.008	0.232	0.038	0.64
R139-R137	238.69	238.81	234.62	234.15	31.38	0.035	4.031	1.49	1500	1.6	5	0.81	1.10	0.68	1.77	1013.05	0.008	0.233	0.038	0.64
R137-R141	238.81	238.35	234.15	233.54	28.62	0.015	4.53	1.49	1500	1.6	5	0.91	1.12	0.75	1.77	1030.25	0.008	0.233	0.038	0.64
R141-R142	238.35	237.54	233.54	232.76	30	0.02	4.53	1.49	1500	1.6	5	0.91	1.12	0.75	1.77	1030.25	0.008	0.233	0.038	0.64
R142-R143	237.54	236.78	232.76	231.53	30	0.026	4.53	1.34	1500	4.3	4.6	0.98	1.12	0.83	4.83	1252.34	0.008	0.230	0.038	1
R143-R144	236.78	235.53	231.53	231.44	30	0.041	4.53	1.34	1500	4.3	4.6	0.98	1.12	0.83	4.83	1252.34	0.008	0.230	0.038	1
R144-R145	235.53	234	231.44	230	30	0.05	4.53	1.42	1500	4.1	4.6	0.98	1.12	0.83	4.6	1252.34	0.005	0.230	0.038	0.95
R145-R146	234	233.23	230	229.23	30	0.026	7.41	1.27	1500	4.6	9	0.82	1.11	0.69	4.8	1030.40	0.004	0.230	0.038	1.06
R146-R83	233.23	232.45	229.23	228.49	34.55	0.016	7.41	1.41	1500	4.1	11	0.67	1.08	0.60	4.43	900.9	0.005	0.230	0.037	0.96
R83-R148	232.45	231.45	228.49	227.45	25.45	0.014	7.41	1.26	1500	4.5	9	0.82	1.11	0.69	4.97	1030.40	0.005	0.230	0.037	1.03

R148-R149	231.45	230.34	227.45	226.34	30	0.022	7.41	1.39	1500	4	11	0.67	1.08	0.60	4.33	900.9	0.004	0.230	0.037	0.9
R149-R150	230.34	229.91	226.34	225.91	30	0.03	7.41	1.34	1500	3.1	8	0.93	1.12	0.77	3.47	1159.20	0.004	0.230	0.037	0.71
R150-R151	229.91	229.24	225.91	225.24	30	0.014	7.675	1.36	1500	4.3	8	0.96	1.12	0.81	4.82	1210.40	0.005	0.230	0.037	0.99
R151-R1123	229.24	228.29	225.24	224.29	29.28	0.008	7.675	1.39	1500	3.1	8	0.96	1.12	0.81	3.48	1210.40	0.005	0.230	0.037	0.71
R123-R153	228.29	227.86	224.29	223.86	30.72	0.008	7.675	1.37	1500	4.5	8	0.78	1.10	0.66	4.95	992.53	0.006	0.230	0.037	1.03
R153-R154	227.86	227.68	223.86	223.68	30	0.028	7.675	1.39	1500	2.3	8	0.78	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.006	0.230	0.037	0.73
R154-R155	227.68	227.62	223.68	223.62	9.05	0.018	7.675	1.39	1500	2.6	8	0.78	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.006	0.230	0.037	0.73
R155-R156	227.62	227.03	223.62	223.03	20.95	0.003	7.675	1.35	1500	2.4	8	0.78	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.006	0.230	0.037	0.73
R156-R157	227.03	226.49	223.03	222.49	30	0.029	7.675	1.33	1500	2.9	8	0.78	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.006	0.230	0.037	0.73
R157-R158	226.49	226.39	222.49	222.37	30	0.024	7.675	1.36	1500	3.1	8	0.78	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.006	0.230	0.037	0.73
R158-R159	226.39	225.51	222.37	221.51	30	0.001	7.675	1.38	1500	2.2	8	0.78	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.006	0.230	0.037	0.73
R159-R160	225.51	224.78	221.51	220.78	30	0.002	7.675	1.39	1500	4.5	8	0.78	1.10	0.66	4.95	992.53	0.004	0.230	0.037	1.03
R160-R161	224.78	224.75	220.78	220.74	30	0.0037	7.675	1.36	1500	2.3	8	0.78	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.004	0.230	0.037	1.03
R161-R162	224.75	224.80	220.74	220.80	30	0.009	7.675	1.35	1500	2.3	8	0.78	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.004	0.230	0.037	0.73
R162-R163	224.80	225.69	220.80	220.49	30	0.007	8.631	1.95	2000	2.3	11	0.81	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.004	0.230	0.037	0.73
R163-R164	225.69	226.29	220.49	219	22.79	0.009	8.631	1.95	2000	2.3	11	0.81	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.004	0.230	0.037	0.73
R164-R165	226.29	224.28	219	219.83	37.21	0.005	8.631	1.95	2000	2.3	11	0.81	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.004	0.230	0.037	0.73
R165-R166	224.28	224.33	219.83	219.53	30.49	0.0067	8.631	1.95	2000	2.3	11	0.81	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.004	0.230	0.037	0.73
R166-R168	224.33	225	219.53	219.08	71.79	0.0059	8.631	1.95	2000	2.3	11	0.81	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.004	0.230	0.037	0.73
R168-DO	225	224.44	219.08	218.84	39.90	0.006	8.631	1.95	2000	2.3	11	0.81	1.10	0.66	2.53	1323.37	0.004	0.230	0.037	0.73

Tableau 5.9 Calcule hydraulique du collecteur secondaire 2

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D ^{cal} (mm)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
8-9	268.22	265.61	267.52	264.91	30	0.05	0.51	0.42	500	0.82	0.42	0.78	1.11	0.74	4.4	286.04	0.079	0.604	0.196	1.20
9-10	265.61	263.86	264.91	263.16	30	0.05	0.51	0.42	500	0.82	0.42	0.78	1.11	0.74	4.4	286.04	0.079	0.322	0.196	1.20
10-11	263.86	262.64	263.16	261.94	30	0.04	0.51	0.43	500	0.74	0.46	0.86	1.01	0.70	4.1	303.75	0.034	0.270	0.120	1.18
11-12	262.64	262.28	261.94	261.58	30	0.01	0.51	0.55	600	0.66	0.45	0.86	1.11	0.71	2.55	394.47	0.034	0.270	0.120	0.72
12-13	262.28	262.05	261.58	261.35	30	0.003	0.51	0.59	600	0.52	0.50	0.86	1.11	0.71	2.08	493.02	0.034	0.270	0.120	0.61
13-14	262.05	261.98	261.35	261.27	30	0.003	0.51	0.69	700	0.47	0.49	0.73	1.09	0.63	1.30	660.86	0.029	0.264	0.109	1.06
14-15	261.98	261.99	261.27	261.19	30	0.005	0.51	0.69	700	0.47	0.48	0.80	1.09	0.67	1.30	660.86	0.029	0.264	0.109	1.06
15-16	261.99	262.16	261.19	261.08	21.31	0.005	0.51	0.64	700	0.65	0.48	0.50	1.00	0.56	1.86	463.80	0.020	0.251	0.081	1.10
16-17	262.16	261.88	261.08	260.88	38.66	0.005	0.51	0.64	700	0.65	0.49	0.89	1.08	0.56	1.86	463.42	0.019	0.254	0.084	1.10
17-R51	261.88	261.51	260.88	260.51	30.38	0.005	0.51	0.55	700	0.95	0.49	0.89	1.06	0.76	2.52	367.50	0.270	0.120	0.40	0.82

Tableau 5.10 Calcule hydraulique du collecteur secondaire 1

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D ^{cal} (mm)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
1-2	269.74	268.76	269.04	268.06	30	0.032	0.78	0.35	400	2.92	0.56	0.82	1.11	0.69	1.11	395.18	0.079	0.604	0.196	0.60
2-3	268.76	268.38	268.06	267.68	30	0.012	0.78	0.37	400	1.82	0.50	0.67	1.08	0.60	1.11	390.50	0.079	0.322	0.196	0.32
3-4	268.38	268.81	267.68	261.81	30	0.019	0.78	0.40	400	3.15	0.7	0.82	1.11	0.69	1.66	288.34	0.034	0.270	0.120	0.67
4-5	268.81	268.72	261.81	267.72	30	0.036	0.78	0.48	500	3.57	0.7	0.67	1.08	0.60	1.66	486.48	0.034	0.270	0.120	0.67
5-6	268.72	268.33	267.72	267.03	30	0.05	0.78	0.48	500	3.25	0.71	0.93	1.12	0.77	1.66	319.49	0.034	0.270	0.120	0.67
6-R7	268.33	267.68	267.03	266.48	47.06	0.012	0.78	0.64	600	2.54	0.72	0.50	1.00	0.56	1.02	503.18	0.029	0.264	0.109	0.72

Tableau 5.11 Calcule hydraulique du collecteur secondaire 3

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D ^{cal} (mm)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
19-20	249.61	248.17	248.91	247.47	30	0.048	0.31	0.35	400	2.03	0.3	0.89	1.11	0.74	1.11	245.07	0.079	0.604	0.196	0.60
20-21	248.17	246.75	247.47	246.05	30	0.047	0.31	0.35	400	2.02	0.3	0.89	1.11	0.74	1.11	246.09	0.079	0.322	0.196	0.83
21-22	246.75	245.19	246.05	244.49	30	0.05	0.31	0.34	400	2.2	0.29	0.86	1.11	0.71	1.66	239.37	0.034	0.270	0.120	0.72

22-23	245.19	244.19	244.49	243.49	30	0.033	0.31	0.37	400	2.13	0.29	0.86	1.11	0.71	1.66	278.43	0.034	0.270	0.120	0.72
23-24	244.19	242.94	243.49	242.24	30	0.04	0.31	0.36	400	2.43	0.28	0.86	1.11	0.71	1.10	256.08	0.034	0.270	0.120	0.72
24-R99	242.94	241.83	242.24	241.13	30	0.037	0.31	0.37	400	2.43	0.29	0.73	1.09	0.63	1.02	266.93	0.029	0.264	0.109	0.65

Tableau 5.12 Calcule hydraulique du collecteur secondaire 4

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
26-27	256.84	255.56	256.14	254.86	30	0.04	0.44	0.41	500	2.13	0.27	0.91	1.12	0.76	2.38	274.78	0.015	0.326	0.077	0.69
27-28	255.56	254.21	254.86	253.51	30	0.045	0.44	0.4	500	2.17	0.27	0.90	1.11	0.74	2.42	270.43	0.015	0.325	0.076	0.70
28-29	254.21	252.62	253.51	251.78	30	0.05	0.44	0.4	500	3.23	0.41	0.78	1.06	0.56	3.41	261.52	0.01	0.294	0.063	0.95
29-30	252.62	250.70	251.78	250	30	0.05	0.44	0.4	500	2.70	0.34	0.78	1.09	0.62	2.95	261.52	0.012	0.306	0.068	0.83
30-31	250.70	248.62	250	247.92	30	0.05	0.44	0.4	500	2.84	0.56	0.78	1.04	0.55	2.97	261.52	0.007	0.276	0.056	0.79
31-32	248.62	246.76	247.92	246.26	30	0.05	0.44	0.4	500	3.15	0.40	0.81	1.1	0.68	3.48	262.51	0.01	0.296	0.064	0.93
32-33	246.76	245.15	246.26	244.61	30	0.05	0.44	0.4	500	3.15	0.40	0.81	1.1	0.68	3.48	262.61	0.01	0.296	0.064	0.93
33-34	245.15	243.45	244.61	242.95	30	0.05	0.44	0.4	500	3.34	0.42	0.81	1.1	0.68	3.69	261.62	0.0098	0.292	0.062	0.97
34-35	243.45	241.99	242.95	241.29	30	0.05	0.44	0.4	500	3.15	0.62	0.81	1.1	0.68	3.47	263.54	0.0064	0.272	0.054	0.85

35-36	241.99	240.51	241.29	239.82	30	0.05	0.44	0.4	500	1.96	0.76	0.81	1.08	0.59	2.12	275.51	0.0054	0.264	0.051	0.82
36-37	240.51	238.81	239.82	238.11	40.44	0.049	0.44	0.41	500	2.92	0.57	0.87	1.1	0.72	3.25	450.01	0.0071	0.275	0.056	0.8
37-38	238.81	239.03	238.11	238.03	20	0.04	0.44	0.59	600	2.96	0.58	0.86	1.1	0.71	3.28	445.5	0.007	0.274	0.055	0.81
38-39	239.03	239.57	238.03	238.31	24	0.015	0.44	0.50	600	2.66	0.75	0.66	1.08	0.59	2.87	486	0.0055	0.264	0.051	0.7
39-R34	239.57	240.75	238.31	238.57	23.15	0.004	0.44	0.63	700	3.34	0.42	0.81	1.1	0.68	3.47	407	0.0064	0.272	0.054	0.85

Tableau 5.13 Calcule hydraulique du collecteur secondaire 5

Tronçons	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		L (m)	I (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (m)	D _{NOR} (mm)	V _{PS} (m/s)	Q _{PS} (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)
	Am	Aval	Am	Aval																
41-42	256.11	254.86	255.41	254.16	30	0.04	0.327	0.37	400	3.3	0.27	0.91	1.12	0.76	3.3	303.9	0.015	0.326	0.077	1.01
42-43	254.86	253.62	254.16	252.92	30	0.04	0.327	0.37	400	3.29	0.27	0.90	1.11	0.74	3.62	297.6	0.015	0.325	0.076	1.20
43-44	253.62	252.06	252.92	251.36	30	0.05	0.327	0.35	400	3.16	0.29	0.60	1.06	0.56	3.98	224.8	0.01	0.294	0.063	1.32
44-45	252.06	250.18	251.36	249.48	30	0.05	0.327	0.35	400	3.16	0.29	0.72	1.09	0.62	3.98	249.6	0.012	0.306	0.068	1.32
45-46	250.18	248.67	249.48	247.97	30	0.05	0.327	0.35	400	3.16	0.29	0.57	1.04	0.55	3.94	273.7	0.007	0.276	0.056	1.30
46-47	248.67	247.52	247.97	246.82	30	0.038	0.327	0.37	400	3.16	0.26	0.81	1.1	0.68	3.50	271.4	0.01	0.296	0.064	1.19
47-48	247.52	246.38	246.82	245.68	30	0.038	0.327	0.37	400	3.15	0.26	0.81	1.1	0.68	3.48	271.4	0.01	0.296	0.064	1.17
48-49	246.38	245.12	245.68	244.42	30	0.042	0.327	0.37	400	3.31	0.28	0.81	1.1	0.68	3.65	272.4	0.0098	0.292	0.062	1.28

49-50	245.12	243.77	244.42	243.07	30	0.045	0.327	0.36	400	3.43	0.29	0.81	1.1	0.68	3.76	338.3	0.0064	0.272	0.054	1.29
50-51	243.77	242.66	243.07	241.96	30	0.037	0.327	0.37	400	3.11	0.26	0.66	1.08	0.59	3.44	415.6	0.0054	0.264	0.051	1.02
51-52	242.66	241.62	241.96	240.92	30	0.034	0.327	0.38	400	3.01	0.26	0.87	1.1	0.72	3.34	360.6	0.0071	0.275	0.056	1.01
52-53	241.62	241.22	240.92	240.52	25.38	0.016	0.327	0.44	500	2.35	0.29	0.86	1.1	0.71	2.56	356.5	0.007	0.274	0.055	0.95
53-54	241.22	240.58	240.52	239.78	34.62	0.021	0.327	0.41	500	2.74	0.3	0.66	1.08	0.59	2.9	357	0.0055	0.264	0.051	0.99
54-R79	240.58	240.18	239.78	239.38	30.07	0.01	0.327	0.45	500	2.16	0.3	0.66	1.08	0.59	2.38	271.4	0.01	0.296	0.064	0.72

ANNEXE -02-

LE DIAGRAMME

DE GUANTT

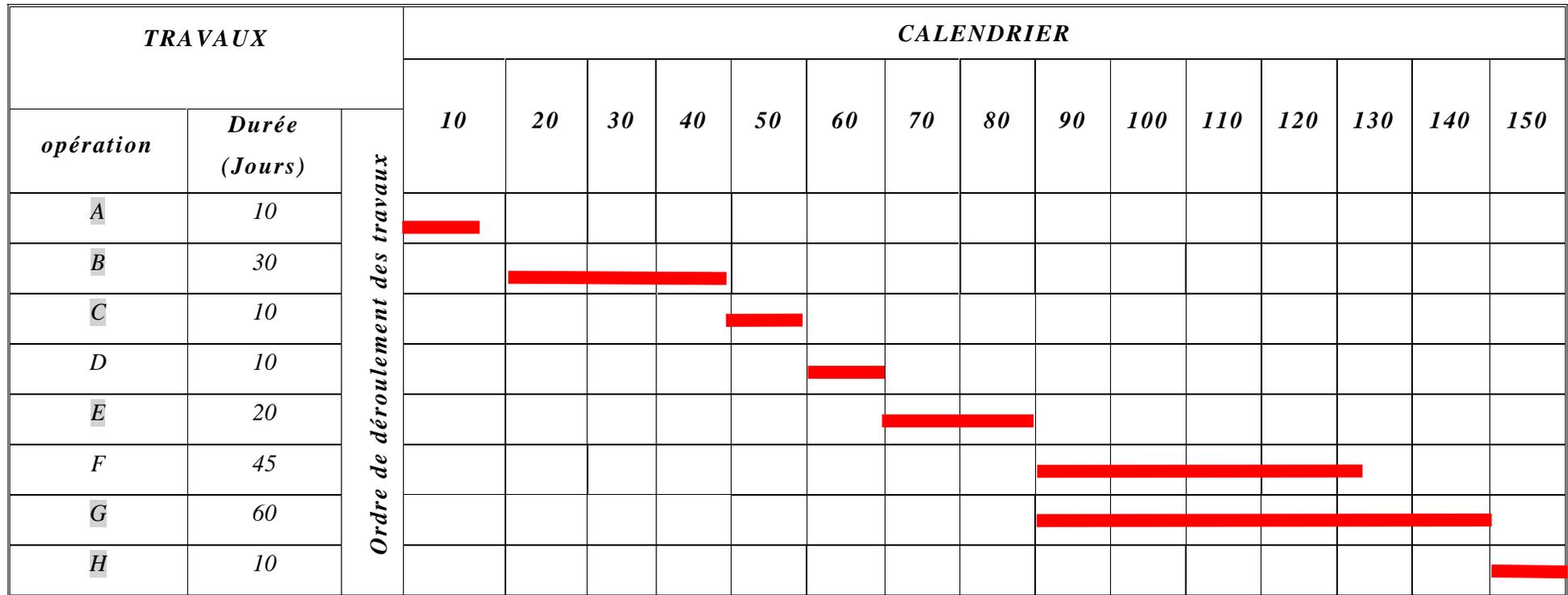


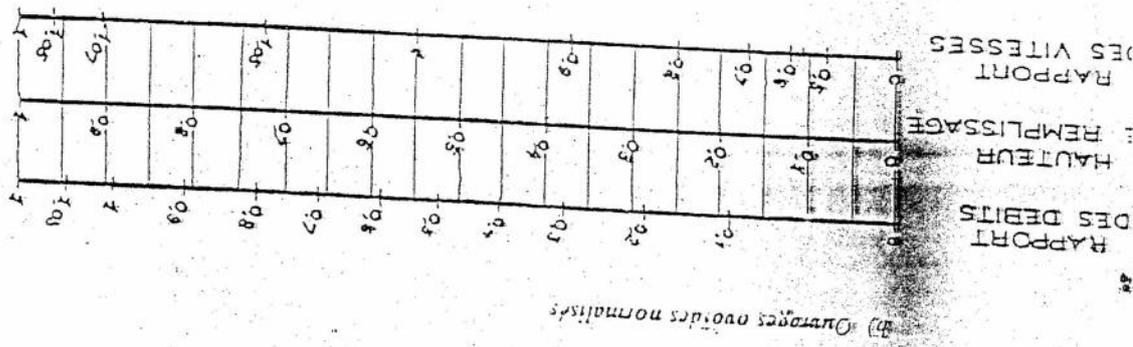
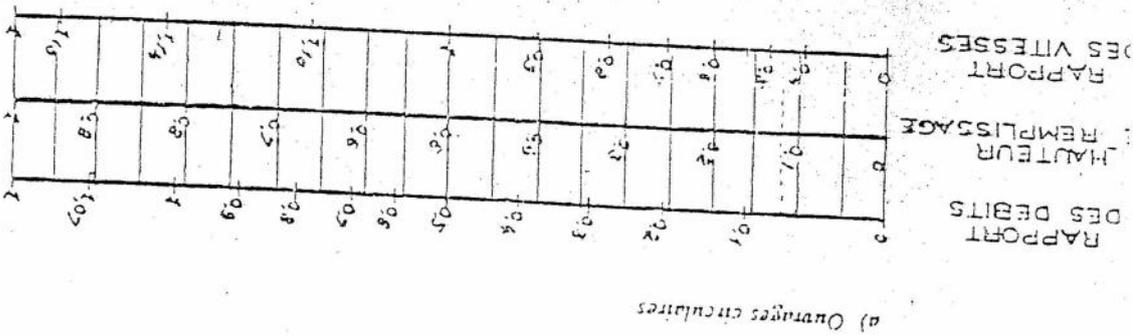
diagramme de GANTT(planing)

ANNEXE -03-

LES ABBAQUES

ANNEXE X

VARIAZIONI DEI DEBITI E DEI VELOCITÀ
 EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
 (d'après la formule de Bazin)



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli
 aux 2/10, 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

