



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des systèmes d'assainissement

THEME :

**Etude de rénovation du réseau d'assainissement de l'école
nationale supérieure de l'hydraulique (W.Blida)**

Présenté par :

MEDOUNI Sarah

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJELLAB Mohamed	M.C.A	Président
BOUKHELIFA Mustapha	M.A.A	Examineur
DERNOUNI Yousef	M.A.A	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session Novembre 2020

Dédicace

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de

m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères , Rayane et Yazide

A ma chère sœur Katia

Pour son soutien moral et son aide.

A mes amis

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Remerciement :

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.

Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donné cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Ainsi que mes chers frères et ma sœur qui ont toujours étaient là pour moi.

Toute ma gratitude à mon promoteur Mr SALAH.B pour la qualité de son enseignement, son aide et ses conseils.

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

Je n'oserais oublier de remercier tout le corps professoral de l'ENSH, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études.

Enfin, dans l'impossibilité de citer tous les noms, mes sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

ملخص :

إن تجديد شبكة الصرف الصحي بالمدرسة الوطنية العليا للري (ولاية البليدة) هو موضوع مذكرتنا.

الهدف من هذا العمل هو تصميم نظام تفريغ المياه من النوع المنفصل من أجل استعادة مياه الأمطار وتخزينها في حوض احتجاز بحيث يمكن إعادة استخدامها لاحقاً بينما سيتم توصيل مياه الصرف الصحي مباشرة بالشبكة بين البلديات. لإجراء هذه الدراسة ، قمنا بجمع كل البيانات اللازمة ثم بدأنا في تقدير التدفقات التي سيتم تفريغها أولاً ، للوصول إلى حجم الشبكات وتصميمها. بالإضافة إلى ذلك ، قمنا بإعداد عرض أسعار كمي وتقدير.

الكلمات المفتاحية: المدرسة الوطنية العليا للري - نظام الصرف الصحي - شبكة مياه الأمطار - شبكة الصرف الصحي

Résumé :

La rénovation du réseau d'assainissement de l'école nationale supérieure de l'hydraulique (Wilaya de Blida), fait l'objet de notre mémoire.

L'objectif de ce travail consiste à projeter un système d'évacuation des eaux de type séparatif afin de récupérer les eaux pluviales et les stocker dans un bassin de retenu pour pouvoir les réutiliser par la suite tandis que les eaux usées seront directement connecter au réseau inter communal. Pour mener à bien cette étude nous avons rassemblé toutes les données nécessaires puis nous avons entamé l'estimation des débits à évacuer en premier lieu, pour arriver au dimensionnement et le tracé des réseaux. De plus nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif.

Mots clés : Ecole nationale supérieure de l'hydraulique – système d'assainissement – réseau pluvial – réseau des eaux usées

Abstract:

The renovation of the sewage network of the National Higher School of Hydraulics in Blida, is the subject of our study.

The objective of this work is to design a separative network of water evacuation system in order to collect rainwater and store it in a retention basin to be able to reuse it later while the wastewater will be directly connected to the network inter communal. To carry out this study, we gathered all the necessary data and then we began to estimate the flows to be evacuated first, to arrive at the sizing and layout of the networks. Finally, we have drawn up a quantitative estimated of costs.

Keywords: National Higher School of Hydraulics - sanitation system - rainwater network - wastewater network

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'école nationale supérieure de l'hydraulique

Tableau I- 1: caractéristiques de la station pluviométrique de SOUMAA.....	3
Tableau I- 2: Précipitations mensuelles interannuelles	3
Tableau I- 3: Répartition mensuelle de la température.....	4

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-1 : Caractéristiques de la station pluviométrique de SOUMAA.....	13
Tableau II-2 : Série pluviométrique	14
Tableau II- 3 : Les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières	15
Tableau II- 4:résultats d'ajustement à la loi de Galton.....	16
Tableau II- 5: résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	18
Tableau II- 6: résultats d'ajustement à la loi GEV.....	19
Tableau II- 7: Résultats du test d'adéquation de Khi2	20

Chapitre III : Calcul de base

Tableau III 1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes	27
Tableau III 2:coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	31
Tableau III 3:coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.	32
Tableau III 4:coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.	32
Tableau III 5:coefficient de ruissellement en fonction de la densité d'habitation	33
Tableau III 6:coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.	33
Tableau III 7: Valeurs du coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin.	34

Chapitre IV : Estimation des débits

Tableau IV- 1:Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser	42
Tableau IV- 2:débits des eaux pluviaux à évacuer	44
Tableau IV- 3:Tableau récapitulatif des consommations journalières	46
Tableau IV- 4: Débit moyen des eaux rejet	47
Tableau IV- 5: les débits de pointe journalier rejetés.....	48

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V- 1:Dimensionnement et calculs hydrauliques du réseau des eaux usées	56
Tableau V- 1:Dimensionnement et calculs hydrauliques du réseau des eaux usées	57
Tableau V- 2:Dimensionnement et calculs hydrauliques du réseau des eaux pluviales	59

Chapitre VI : Ouvrages annexes

Tableau VI- 1:différents types de conduites et leurs utilisations	63
Tableau VI- 2:types de joints	64

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII- 1:Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux pluviales	84
Tableau VII- 2:Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux usées	85

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'école nationale supérieure de l'hydraulique

Figure I- 1 :image satellitaire de l'ENSH	2
Figure I- 2: Précipitations mensuelles interannuelles.....	4
Figure I- 3:Températures moyennes interannuelles	5
Figure I- 4: graphique ombro-thermique à la station de Soumaa.....	5
Figure I- 5::Coupe géologique de l'atlas Blidéen	6
Figure I- 6:schéma explicatif du réseau d'AEP	7
Figure I- 7:Carte de zonage sismique	8
Figure I- 8:schéma des infrastructures de l'école	9

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II- 1:ajustement graphique à la loi lognormale	17
Figure II- 2 :ajustement graphique à la loi de Gumbel.....	18
Figure II- 3:ajustement graphique à la loi GEV.....	19

Chapitre III : Calcul de base

Figure III -1 : Schéma d'un réseau unitaire.....	24
Figure III-2 : Schéma d'un système séparatif	25
Figure III -3 : schéma du réseau mixte	25
Figure III -4 : Schéma d'un réseau pseudo-séparatif.....	25
Figure III -5 : Schéma perpendiculaire.....	28
Figure III 6: Schéma par déplacement latéral.....	29
Figure III 7: Schéma transversal ou oblique.....	29
Figure III 8: Schéma étagée.....	30
Figure III 9: Schéma radial.....	30

Chapitre VI : Ouvrages annexes

Figure VI- 1:exemple de branchement simple	67
Figure VI- 2: Caniveau	68
Figure VI- 3: Bouche d'égout.....	68
Figure VI- 4:schéma de principe du déversoir d'orage.....	70
Figure VI- 5:exemple d'un bassin de retenue sec en maçonnerie.....	71

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII- 1:coupe transversale d'une tranché	76
Figure VII- 2:Niveleuse	79
Figure VII- 3: Bulldozer	80
Figure VII- 4: Pelle à chenille	80
Figure VII- 5: Chargeuse	81
Figure VII- 6: Compacteur à rouleau lisse.....	81

Liste des planches

Planche n°1/4 : Tracé du réseau projeté des eaux pluviales

Planche n°2/4 : Tracé du réseau projeté des eaux usées

Planche n°3/4 : Profil en long (réseau pluvial)

Planche n°4/4 : Profil en long (réseau des eaux usées)

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale.....1

Chapitre I : Présentation de l'école nationale supérieure de l'hydraulique

Introduction.....2

I.1 Situation géographique2

I.2 Situation climatique3

I.3 Situation géologique.....6

I.4 Situation hydraulique6

I.4.1 Le réseau d'assainissement6

I.4.2 Le réseau d'AEP7

I.5 Situation topographique.....8

I.6 Situation sismique8

I.7 Infrastructure de l'école.....9

I.8 Activités demandant une consommation au niveau de l'école10

Conclusion..... 10

CHAPITRE II: ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction.....**12**

II.1 Généralités12

II.1.1 Les averses.....12

II.1.2 Période de retour12

II.1.3 Intensité moyenne des précipitations12

II.2 Etude de la série pluviométrique12

II.2.1 Précipitations maximales14

II.3 Calcul de l'intensité de la pluie21

Conclusion**21**

Chapitre III: Calcul de base

Introduction.....	23
<i>III.1</i> Estimation de l'effectif de l'école	23
<i>III.2</i> Systèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales	23
III.3 Choix du système.....	28
<i>III.4</i> Schémas d'évacuation	28
<i>III.5</i> Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	30
<i>III.6</i> Le coefficient de ruissellement	31
III.6.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	31
III.6.2 Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol	32
III.6.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	32
III.6.4 coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	33
III.7.5.coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	33
<i>III.7</i> Estimation du coefficient de ruissèlement	34
Conclusion.....	35

Chapitre IV : Estimation des débits

Introduction	37
<i>IV.1</i> Evaluation des débits des eaux pluviales	37
IV.1.1 La méthode rationnelle	37
IV.1.2 La méthode superficielle	40
IV.1.3 Choix de la méthode	43
IV.1.4 Calcul des débits pluviaux	43
<i>IV.2</i> Evaluation des débits des eaux usées à évacuer	44
IV.2.1 Débit moyen journalier.....	46
IV.2.2 Débit de pointe	48
Conclusion.....	49

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction	51
<i>V.1</i> Mode de dimensionnement des canalisations	51
V.1.1 Calculs de base	51

V.1.2	Formule de MANNING-STRICKLER	51
V.1.3	Formule de BAZIN	54
V.1.4	Conditions d'auto curage	55
□	Réseaux des eaux usées	55
□	Réseaux pluviaux	55
V.1.5	Normes d'écoulement et d'implantation	55
V.2	Résultats du dimensionnement	56
Conclusion.....		61

Chapitre VI : Ouvrages annexes

Introduction.....		63
VI.1	Ouvrages principaux	63
VI.1.1	Canalisations.....	63
VI.2	Ouvrages annexes	66
VI.2.1	Les ouvrages normaux.....	67
VI.2.2	Ouvrages spéciaux.....	70

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....		75
VII.1	Etapas de réalisation d'un projet	75
VII.2	Choix des engins	79
VII.3	Détermination des différents volumes	82
a)	Volume du décapage de la couche végétale	82
b)	Volume du déblai des tranchées	82
c)	Volume occupé par le lit de sable	82
d)	Volume occupé par les conduites.....	83
e)	Volume de l'enrobage	83
f)	Volume du remblai de protection.....	83
g)	Volume excédentaire	83
VII.4	Devis quantitatif et estimatif	84
Conclusion.....		85

Conclusion Générale

Référence bibliographique

Annexe

Introduction générale

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur la terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie.

Des techniques ont été développées à travers les siècles pour mieux exploiter, utiliser et évacuer cette ressource. Des réseaux d'alimentations et de rejets sont mis en œuvre pour utiliser cette source de manière rationnelle et rigoureuse, et aussi de la rejeter après usage selon des procédés protégeant la santé et l'environnement.

L'assainissement a pour but d'assurer la collecte et le transit des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. 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 établie d'une façon rigoureuse, d'autre part la gestion et la maintenance des réseaux d'assainissement devront être une tâche permanente pour garantir un bon fonctionnement et une durée de vie plus longue du réseau.

L'école nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH) possède depuis sa réalisation un réseau d'assainissement unitaire qui évacue les eaux usées et pluviales dans un collecteur intercommunal, et cela ne permet pas l'exploitation et la réutilisation des eaux pluviales malgré la disposition d'espace et le problème du manque d'eau.

Face à cette situation l'administration de l'école a lancé un thème de rénovation du réseau d'assainissement de l'école. C'est dans ce cadre que se situe notre problématique qui se traduit dans le remplacement du réseau unitaire en réseau séparatif avec inclusion de moyen de stockage et de réutilisation des eaux pluviales.

Pour ce fait notre étude est divisée en sept chapitres.

Dans le premier chapitre, nous avons présenté l'école nationale supérieure de l'hydraulique la situation géographique, climatique, hydraulique ... est présentée en détail selon les besoins de notre étude.

Le chapitre deux est consacré à l'étude hydrologique afin de déterminer l'intensité des précipitations.

Les calculs de base sont abordés dans le troisième chapitre.

Dans le quatrième chapitre, on s'est intéressé à l'estimation des débits à évacuer.

Les calculs hydraulique et le dimensionnement des collecteurs, est abordé dans le cinquième chapitre.

Les ouvrages annexes sont cités dans le sixième chapitre.

Le septième chapitre, est consacré à l'organisation de chantier.

Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion générale dans laquelle nous avons rappelé les principales caractéristiques de notre projet.

CHAPITRE I :

**Présentation de l'école
nationale supérieure de
l'hydraulique**

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE
L'HYDRAULIQUE

Introduction :

L'établissement d'un projet d'assainissement nécessite des données de base propres à l'agglomération à savoir d'une part le plan de masse montrant sa structure, l'extension urbaine, la disposition des quartiers par rapport à l'exutoire et d'autre part la situation hydraulique de la dite agglomération. Notre objectif consiste, à partir de ces informations, à projeter un système d'évacuation de type séparatif pour notre école, afin de récupérer les eaux pluviales et véhiculer les eaux usées vers le réseau intercommunal.

I.1 Situation géographique :

L'école nationale supérieure de l'hydraulique dénommée (ENSH) est située au sud de la Mitidja à environ 1.5 Km de la commune de Soumaa (W.Blida) ses coordonnées géographiques sont :

- Latitude : 36°30'37.52''N
- Longitude : 2°53'27.75''E

L'ENSH s'étend sur une superficie de 8ha et elle est limitée :

- Par la cité universitaire 3 au Sud
- Par la route nationale RN29 au Nord
- Par la route de Sidi Aissa à l'Ouest
- Par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) à l'Est



Figure I- 1 :image satellitaire de l'ENSH (source Google Earth)

1.2 Situation climatique :

L'ENSH jouit d'une zone climatique de type méditerranéen, caractérisée par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle et une alternance d'une saison chaude et sèche durant la période (Avril - septembre) ainsi qu'une saison froide et pluvieuse durant la période (octobre -mars).

- **Station de référence**

Pour fournir les caractéristiques climatiques de l'école, nous avons utilisé les données météorologiques enregistrées à la station de soumaa.

Tableau I- 1: caractéristiques de la station pluviométrique de SOUMAA.

Station	Code	source	Coordonnées		
			X	Y	Z
Soumaa	021234	ANRH	517.45	355.9	177

Source ANRH,Blida 2020

- **Les précipitations**

Le régime pluviométrique de l'ENSH est représenté par une double irrégularité annuelle et inter- annuelle.

D'après les données pluviométriques de l'ANRH nous remarquons que la distribution mensuelle des pluies divise l'année en deux périodes distinctes (Tableau I-2) :

- Une période courte et sèche qui s'étale du mois de Juin au mois de Septembre.
- Une période humide et plus au moins longue qui s'étend d'Octobre à Mai.

Tableau I- 2: Précipitations mensuelles interannuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	Fev	Mars	Avl	Mai	Juin	Juil	Aout
Précipitation (mm) 1990-2018	31.3	63.6	103	98.4	117	88.7	76.4	74.5	64.1	8.2	1.6	8.8

Source ANRH,Blida 2020

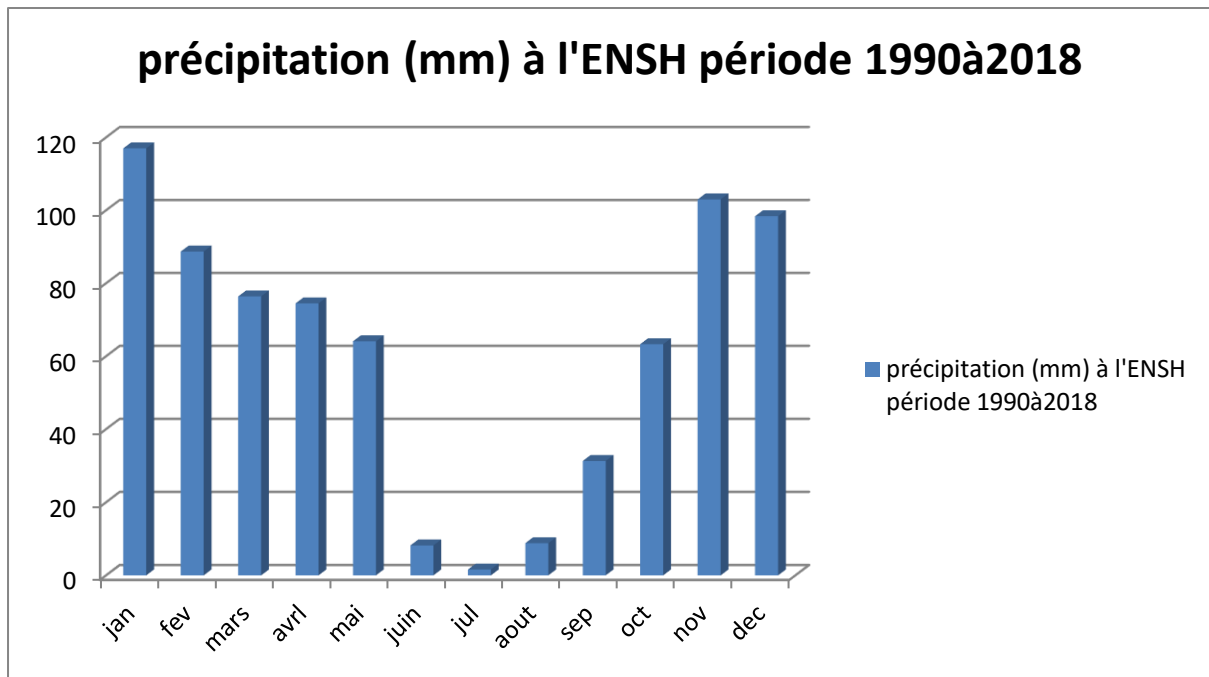


Figure I- 2: Précipitations mensuelles interannuelles.

- **Températures**

La température est un facteur déterminant dans l'établissement d'un bilan hydrologique, car les phénomènes de condensation et de l'évaporation sont intimement liés à ce paramètre. Elle permet, en effet, de caractériser le régime climatique d'une région.

La moyenne des températures du mois juillet, le plus chaud est de 30.34°C, tandis que le mois de janvier est le plus froid est de 14.7°C.

Tableau I- 3: Répartition mensuelle de la température

Mois T (°c)	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Moyenne Interannuelle
Max	37.4	32.7	30.2	25	26.5	26.8	29.9	31.6	36.8	40.3	41.7	41.3	33.35
Min	17	13.1	8.8	6.7	6.3	5.8	6	6.3	10.8	14.2	19	23.3	11.44
Moy	26.04	23.06	18.68	15.86	14.7	14.9	16.1	17.6	21.72	25.04	30.34	31.72	21.31

Source ANRH, Blida 2020

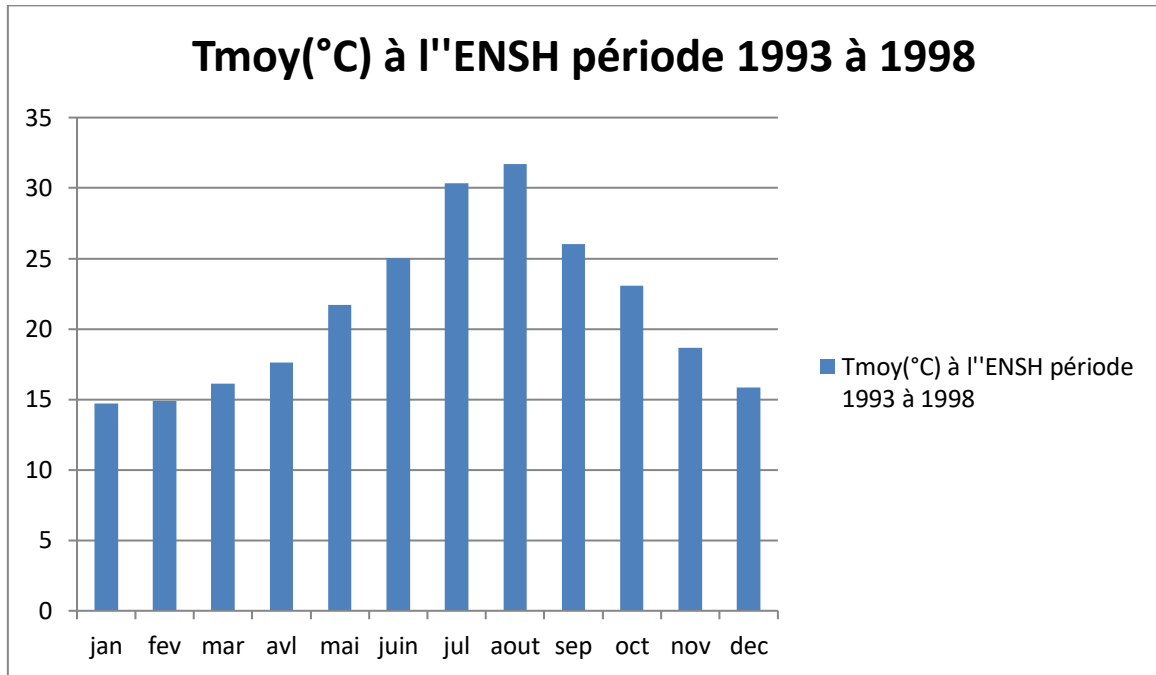


Figure I- 3:Températures moyennes interannuelles

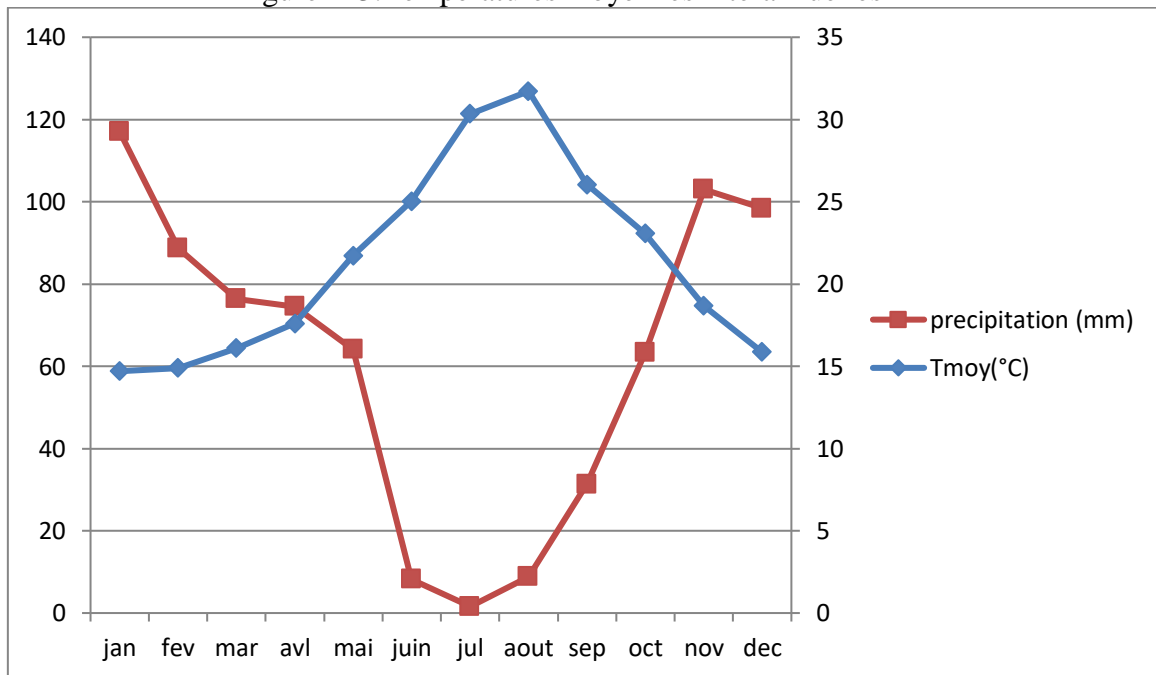


Figure I- 4: graphique ombro-thermique à la station de Soumaa.

I.3 Situation géologique

Cette situation concerne surtout la lithologie et pendage des couches qui, en combinaison avec les autres paramètres (pentes, niveau des nappes etc ...) peuvent engendrer des affaissements, des glissements de terrain ou d'autres phénomènes plus ou moins néfastes pour la stabilité des futures constructions. La carte géologique situe l'ENSH près de la bordure sud de l'atlas blidéen qui est formé essentiellement des alluvions (argile, limon, sable) coupe suivante nous donne plus de détail.

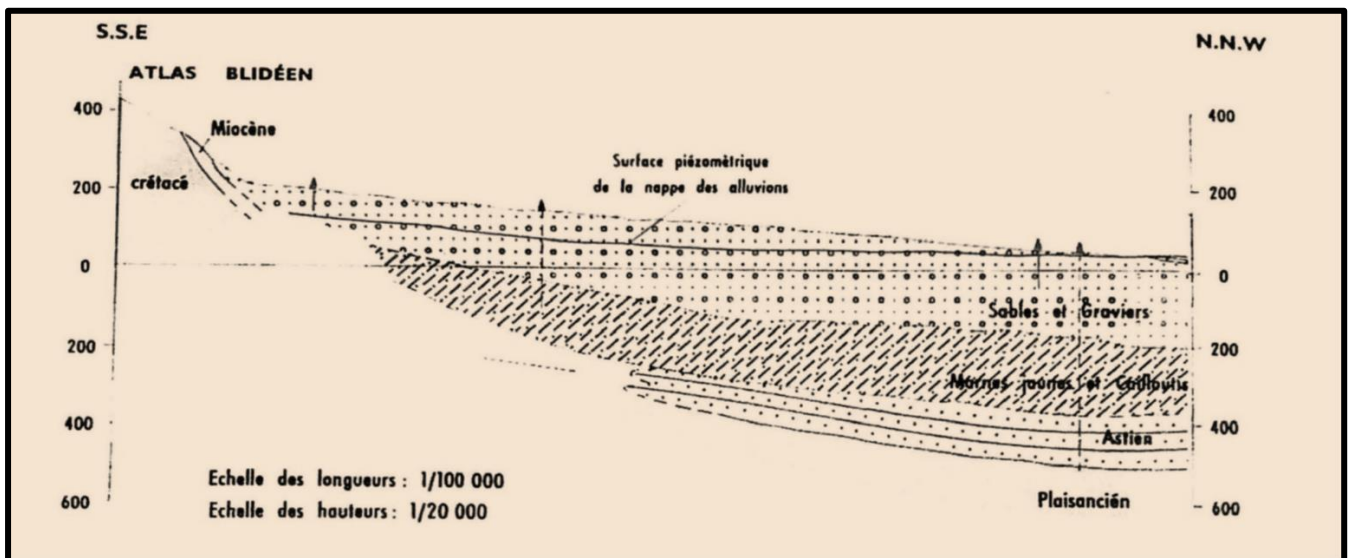


Figure I- 5: Coupe géologique de l'atlas Blidéen (source ANRH)

I.4 Situation hydraulique

I.4.1 Le réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement existant de l'école est un réseau unitaire qui est raccordé au collecteur intercommunal de diamètre 500mm en béton provenant de Chreaa en traversant l'ENSH puis l'ANRH pour rejoindre le collecteur principale de Soumaa.

le réseau de l'école compte 55 regards et plus de 20 bouches d'égouts de type pénétration par le haut.

I.4.2 Le réseau d'AEP :

Le réseau desservant en eau potable l'école est de type ramifié alimenté avec un débit de 10l/s par un seul réservoir sur sol . A son tour ce dernier est alimenté avec un débit total de 2 l/s par le forage et avec un débit de 11.68 l/s par le réservoir de Chrifia .

Treize bloc sont alimentés en eau potable prêt de 200 robinets sont installés dans ces bloc sans oublier une fontaine dans le jardin une autre dans la cour et 2 autres juste a l'entrée de l'école.

L'ensemble des accessoires qui constitue le réseau ramifié sont les suivant :

- La pompe : appareil destiné a faire circuler un fluide (en général un liquide) en l'aspirant, le refoulant ou en le comprimant.
- Vanne : panneau vertical mobile disposé dans une canalisation pour en régler le débit.
- La bête d'eau : un volume de stockage d'eau pour augmenter la hauteur d'eau.
- Acier galvanisé : la conduite en acier galvanisé est des conduites recouverte d'une couche de zinc pour éviter la corrosion.
- PEHD : polyéthylène haute densité c'est un polyéthylène qui a été synthétisé.

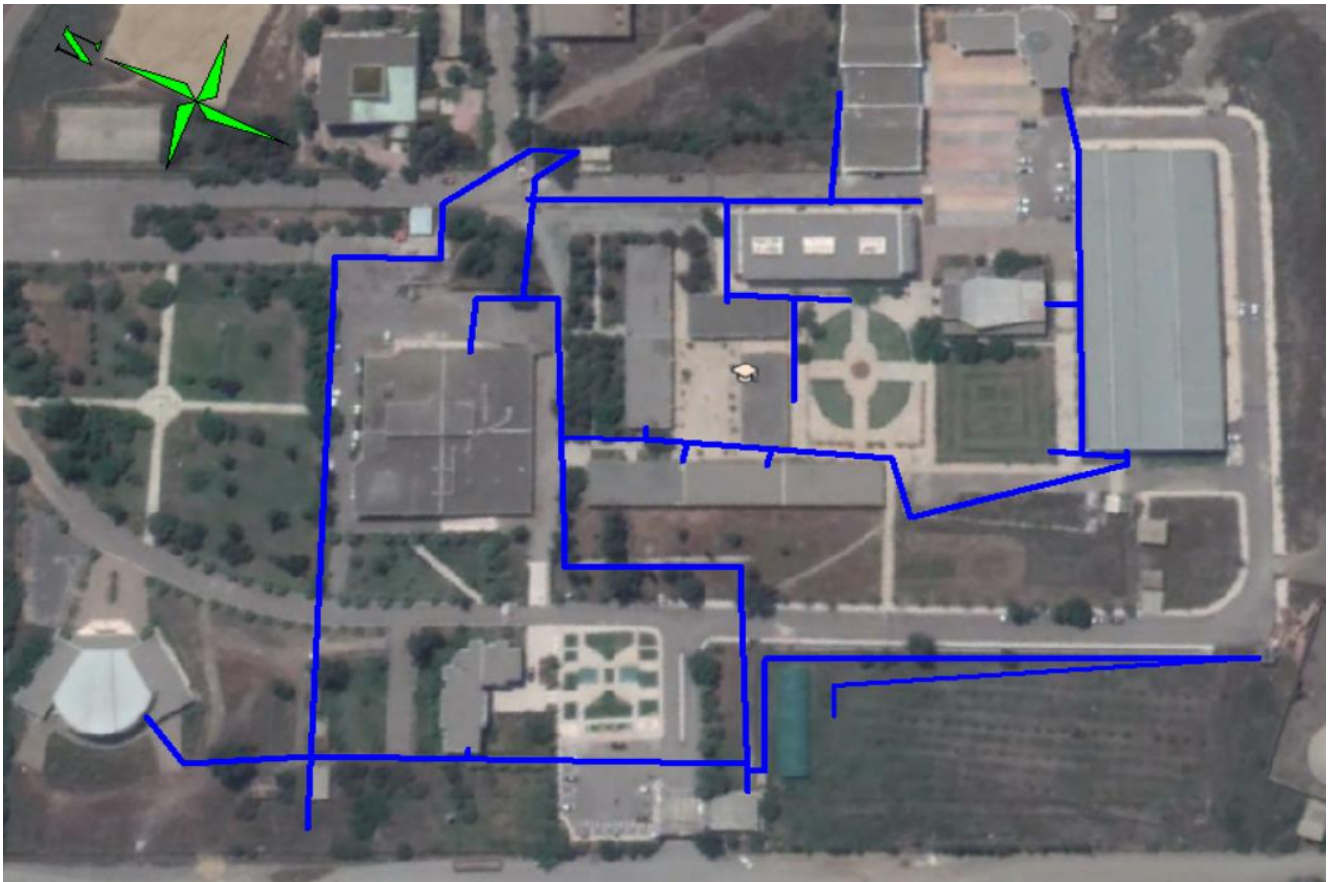


Figure I- 6:schéma explicatif du réseau d'AEP

(source ENSH)

I.5 Situation topographique

L'étude de la topographie s'avère indispensable et joue un rôle important dans la conception d'un réseau car l'évacuation des eaux doit s'effectuer gravitairement sauf si le relief exige un relèvement. Le relief de l'école a une pente qui varie entre 0.2% et 4% avec des altitudes qui varient entre 102.5m et 98.7 m (d'après le plan de l'école).

I.6 Situation sismique :

Le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 classe l'Algérie en 4 zones de sismicité :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zones IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

La région de Blida (ENSH) est classée en zone III correspondant a une sismicité élevée comme l'illustre la carte ci-dessous :

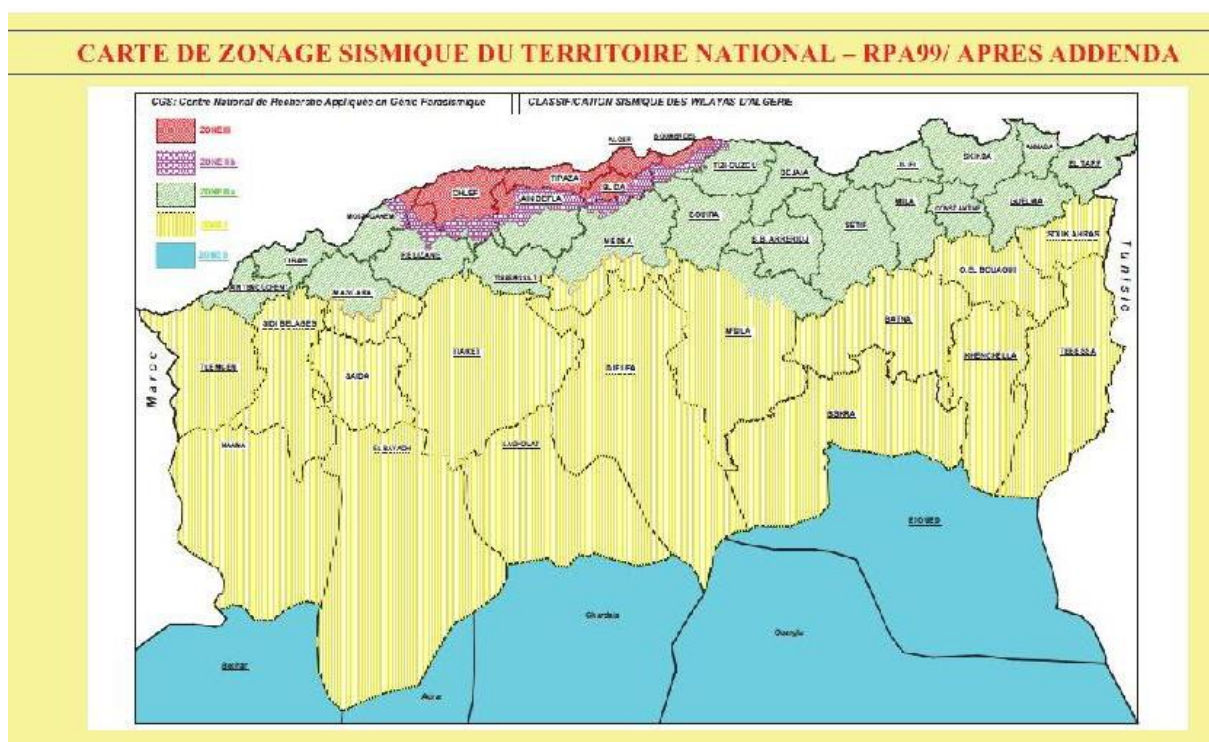


Figure I- 7: Carte de zonage sismique (source ANRH)

I.7 Infrastructure de l'école

L'infrastructure de l'école sont disposées de façon à ce que l'étudiant trouve un site favorable pour son séjour scolaire. la photo suivante montre les différentes composantes de l'école.



Figure I- 8:schéma des infrastructures de l'école

(Source ENSH)

Avec :

- | | |
|-------------------------|---------------------------------|
| 1-Poste de surveillance | 8-Bloc de salle TD (E) |
| 2-Administration | 9-Amphi (A) |
| 3-Restaurant | 10-Amphi (B et C) |
| 4-Bloc de classes (B) | 11-Bureaux pour les enseignants |
| 5- Bloc de classes (C) | 12-Hall pédagogique |
| 6-Bloc pédagogique (D) | 13-Bibliothèque |
| 7-bloc informatique (A) | 14-Jardin |
| | 15-Salle de conférence |

I.8 Activités demandant une consommation d'eau au niveau de l'école :

- l'école offre une formation complète d'ingénieur, Cette dite formation comporte des travaux pratiques pour plusieurs modules durant semaine (béton, MDS, chimie, électrotechnique, hydraulique, pompage, agro pédologie , physique, épuration et le canal), donc il y'a une consommation assez importante en eau dans les 10 laboratoires de l'école.

- Des surfaces agricoles d'arboriculture et d'irrigation pour l'expérimentation se pour but de plaisances sont dans différent endroit de l'école.

- le nettoyage des cinq bloc de classe à savoir les classes du bloc Cet B celle des bloc pédagogique et informatique et les salles réservées aux TD dans le bloc E, les trois amphis A,B et C, les bureaux de nombre 60.....

- Il y'a une petite salle de sport de quelques mètres carré dans l'enceinte de l'école au niveau bas du foyer.

-l'école est munie d'un parc automobile pour la réparation et le lavage des véhicules.

-les 23 sanitaires.

-le réfectoire.

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre école du point de vue topographie, géologie, climatologie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer l'étude du projet.

CHAPITRE II :

**Etude
hydrologique**

CHAPITRE II

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales.

Le but de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

II.1 Généralités :

Les données hydrologiques prises en considération dans l'étude des projets d'assainissement sont :

II.1.1 Les averses

Ces précipitations sont constituées par l'ensemble des pluies associées à une même perturbation météorologique dont la durée, peut varier de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. Elles sont caractérisées par un volume d'eau tombée important et une forte intensité. Ce sont les pluies généralement prises en considération dans les projets d'assainissement.

II.1.2 Période de retour

Une période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix d'une période de retour résulte d'un nécessaire compromis technico-économique entre le coût de la construction, l'entretien et la protection du réseau contre les risques auxquels il est exposé.

II.1.3 Intensité moyenne des précipitations

En hydrologie urbaine, il est assez rare de recouvrir des données spécifiquement adaptées au projet étudié. C'est la raison pour laquelle on s'est attaché à réunir une information de base, la plus longue possible, pour aider à analyser par les statistiques les événements pluvieux tout en limitant leurs paramètres. Lors de l'étude d'averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt .

II.2 Etude de la série pluviométrique :

L'analyse des pluies est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus au moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

La station de référence que l'on a prise est celle de Soumaa avec les caractéristiques suivantes :

Tableau II- 1: caractéristiques de la station pluviométrique de SOUMAA

station	Code	source	Coordonnées		
			X	Y	Z
Soumaa	021234	ANRH	517.45	355.9	177

Source ANRH Blida 2020

La série pluviométrique fournit comporte les pluies maximales journalières. Et elle s'étend de 1990 à 2018 à savoir 29 années d'observation.

II.2.1 Précipitations maximales

Dans le but de déterminer l'intensité de pluie correspondante à une période de retour donnée, une étude sur les pluies maximales journalières sera nécessaire. A partir des données de la station pluviométrique de Soumaa, on a constitué la série des pluies maximales journalières.

Tableau II- 2: Série pluviométrique

	sep	oct	nov	Dec	jan	fev	mar	avl	mai	juin	jul	aout	P _{jmax}
1990	7,9	34	24,5	21,2	21,9	24	32	6,9	28,1	2,6	0	1,5	34
1991	7,9	34	24,5	21,2	21,9	24	32	6,9	28,1	2,6	0	1,5	34
1992	1	60	24,4	22,4	45,4	53,3	44,7	8,4	0	13	0	24,5	60
1993	28,5	28,3	43,8	10,5	68,6	26,6	1,4	20,1	1,2	0	0	0	68,6
1994	37,4	39,8	24,4	22,4	45,4	53,3	44,7	8,4	0	13	0	24,5	53,3
1995	14,5	11,7	24,4	20,3	40	53,3	24,1	94,4	11,1	1,9	1,6	0,8	94,4
1996	25,6	53,1	5,4	15,5	13,5	17,1	7,6	21,3	10,4	1,6	1,9	12,9	53,1
1997	32,5	68,5	64,3	39,4	27,6	20,1	16,4	31,3	57,7	0,8	0	11,9	68,5
1998	9,9	9,3	29,5	24,2	30,3	33,7	26,9	5,6	1,3	1,1	0	0,3	33,7
1999	14,6	3,3	32,1	39,5	5,2	6,1	12,4	14,9	28	0	0	4,2	39,5
2000	7,9	38	32,4	27,7	39,2	16	0,5	15,5	5,5	0,5	0	0	39,2
2001	16,2	7,6	35,3	27,9	21	14,6	23,5	16,2	20,3	0,7	12	10,5	35,3
2002	18,8	18	58,2	37,1	24,5	60,5	12,3	26,3	21,1	0,3	0,8	1,8	60,5
2003	20,4	9,2	28,2	30	40,9	21,4	28,5	30,6	63,4	2,5	5	2,5	63,4
2004	7,6	27,8	54,1	44	32,8	27,2	30,6	25,6	4,8	1,9	0	1,6	54,1
2005	37,9	27,3	24	34,2	24,7	32,4	9,9	3,2	89,5	0	0	1,6	89,5
2006	19,4	9,4	39,2	36,1	5,1	15,5	37,7	20,4	5,1	11,3	2,3	10	39,2
2007	34,5	33,5	49,1	16	13	9,2	22,5	14	26,8	2,8	2,1	1,4	49,1
2008	24,3	72	30,4	30,9	32,1	5,9	16,3	16,3	13,9	0,3	1,4	1,1	72
2009	30,7	6,5	23,7	31,5	26,6	33,8	41	15,4	17,9	18,7	0	23,4	41
2010	3	26,5	23,5	32,5	23,7	49,4	12,4	28	33,5	9,5	0	1	49,4
2011	5	38	28,5	22,3	19,4	53,1	45	68,6	13,1	0	0	24	68,6
2012	6	12,5	41	9,3	32	32,5	17	51,3	108	1	0,4	16,5	108
2013	9,5	14	30	21,5	27	20	50	2	8	35,5	0	0	50
2014	28	23,5	19,5	47	35	15,5	36	0	9,5	7,5	0	0	47
2015	14,5	32,7	23,8	0	48,5	23,5	37	27,5	11,5	0	1,5	0	48,5
2016	6,5	4,9	16	55	60	12	43,5	6,8	1,5	3,8	0	23	60
2017	22,5	25,5	33	21	16	27	18	81	33	44	0	0	81
2018	10,5	49	36,5	71	43	12	14	20	16,5	1	0	5,7	71

Source ANRH, Blida 2020.

II.2.1.1 Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières

Les résultats des paramètres statistiques de l'échantillon sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II- 3 : Les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières

Nombre d'observations	29
Minimum	33.7
Maximum	108
Moyenne	57.4
Ecart-type	19.1
Médiane	53.3

II.2.1.2 Ajustement des pluies maximales journalières

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. [EPFL, 2004]

Pour notre étude, on va ajuster la série des pluies maximales journalières à trois lois différentes et on va retenir celle qui présente la meilleure adéquation. Les lois d'ajustement sont :

- La loi de Galton (ou loi Log Normale) ;
- La loi de Gumbel ;
- La loi GEV ;

❖ Ajustement à la loi de Galton (Log-Normale)

❖ La fonction de répartition de la loi log normale :

$$F(x) = (1/\sqrt{2\pi}) \int e^{u^2/2} du \quad (\text{II.1})$$

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

$$u = (\ln(x) - \ln(\bar{x})) / \sigma_{\ln(x)} \quad (\text{II.2})$$

avec :

- x : variable étudiée (P_{jmax}).
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x .
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x .

❖ Expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (\text{II.3})$$

❖ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.319701 \quad ; \quad \ln(x) = 0.319701$$

❖ Résultats d'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II- 4: résultats d'ajustement à la loi de Galton

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeurs théoriques	Ecart- type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	115	13.3	88.9 - 141
50.0	0.9800	105	11.2	83.5 - 127
20.0	0.9500	92.4	8.51	75.8 - 109
10.0	0.9000	82.3	6.65	69.3 - 95.3
5.0	0.8000	71.5	4.96	61.8 - 81.2

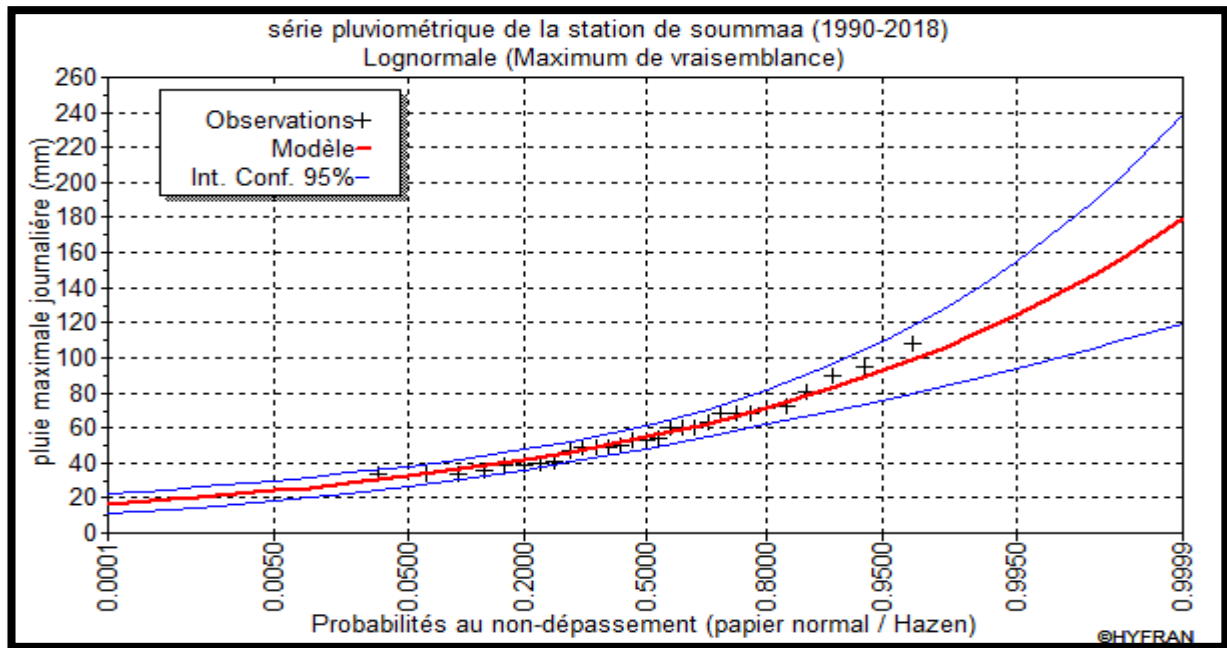


Figure II- 1:ajustement graphique à la loi lognormale

❖ **Ajustement à la loi de GUMBEL :**

❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-v}} \tag{II.5}$$

sachant que « v » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$v = (x-x_0)/\alpha = \ln[-\ln(F(x))] \tag{II.6}$$

avec :

- x : variable étudiée (P_{jmax}).
- α : paramètre de l'échelle ($\alpha \geq 0$) appelé aussi « gradex).
- x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha v + x_0 \tag{II.7}$$

❖ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = 14.7913 \quad ; \quad x_0 = 48.6873 \text{ mm}$$

❖ Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau II- 5: résultats d’ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeurs théoriques	Ecart- type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	117	11.3	94.5 - 139
50.0	0.9800	106	9.84	87.1 - 126
20.0	0.9500	92.6	7.89	77.2 - 108
10.0	0.9000	82.0	6.43	69.4 - 94.6
5.0	0.8000	70.9	4.98	61.1 - 80.6

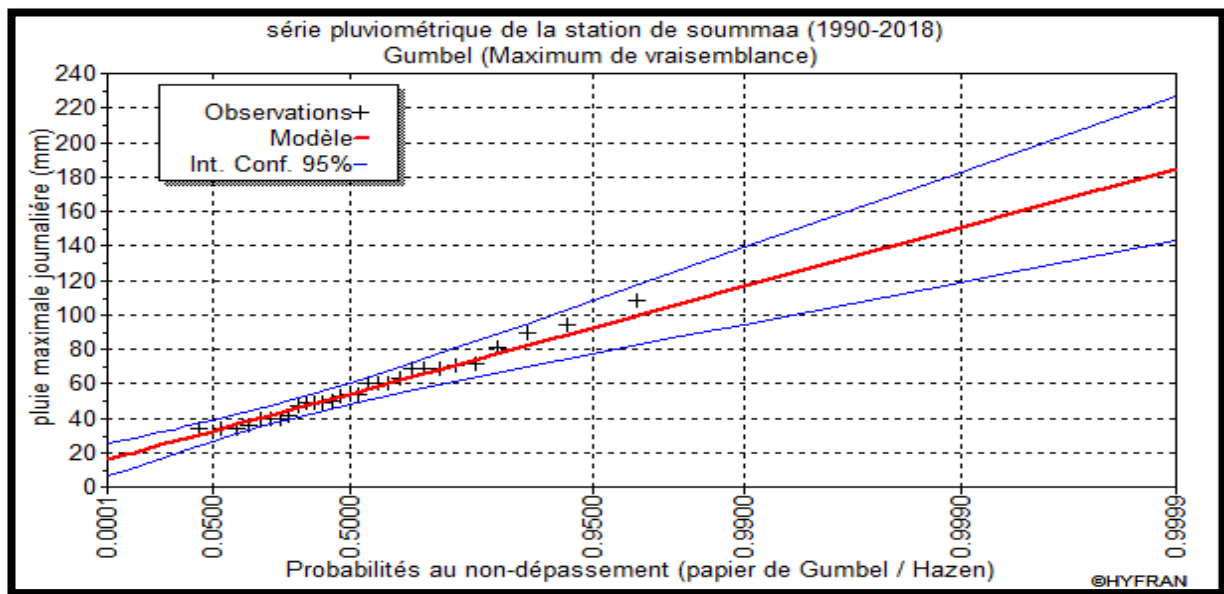


Figure II- 2 :ajustement graphique à la loi de Gumbel.

❖ Ajustement à la loi GEV :

❖ La fonction de répartition de la loi d’extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-v}} \tag{II.8}$$

sachant que « v » est la variable réduite :

$$v = - (1/k) \ln[1-(k/\alpha)(x-u)] \tag{II.9}$$

avec :

- x :variable étudiée (P_{jmax}).
- u : paramètre de position.
- α : paramètre de disposition ($\alpha \geq 0$).
- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- ❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + (\alpha/k)(1 - e^{-kv}) \quad (II.10)$$

- ❖ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u = 48.2733 \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = 13.885 \quad ; \quad k = -0.0793368$$

- ❖ Résultats d'ajustement à la loi GEV

Tableau II- 6: résultats d'ajustement à la loi GEV.

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeurs théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	125	26.2	N/D
50.0	0.9800	112	18.8	75.0 - 149
20.0	0.9500	94.8	11.5	72.2 - 117
10.0	0.9000	82.5	7.73	67.3 - 97.6
5.0	0.8000	70.4	5.25	60.1 - 80.7

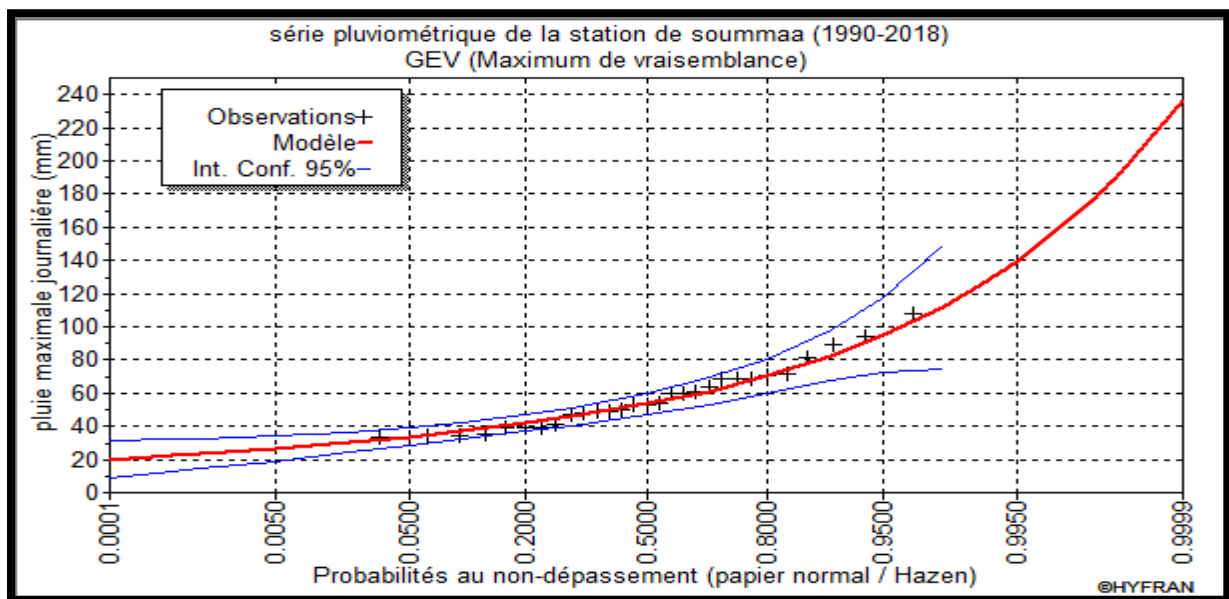


Figure II- 3:ajustement graphique à la loi GEV.

II.2.1.3 Qualité de l'ajustement

Il y a toujours des écarts entre les valeurs expérimentales des valeurs observées et les fréquences théoriques calculées à partir d'une fonction de distribution choisie. Plusieurs méthodes existent pour évaluer la qualité de l'ajustement d'une fonction de distribution théorique à un échantillon particulier, mais aucune ne pourra nous indiquer quelle est la loi qui présente une meilleure adéquation. La stratégie consiste donc de faire usage à plusieurs méthodes à la fois (un test d'adéquation statistique et un test visuel).

❖ **Le test d'adéquation :** C'est l'un des tests les plus utilisés pour vérifier l'adéquation d'une loi à un échantillon donné appelé aussi test Khi-carré χ^2 ou de Pearson, il consiste à comparer entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre et du degré de liberté de la loi.

Les résultats du test d'adéquation sont résumés dans le tableau suivant déduit à partir du logiciel HYFRAN.

Tableau II- 7: Résultats du test d'adéquation de Khi2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Observation
Gumbel	2	4	0.69	9.49	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
Galton	2	4	0.69	9.49	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
GEV	3	3	2.62	7.81	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

Interprétation des résultats du test :

D'après le tableau au-dessus, la condition est vérifiée pour les trois lois donc la loi de Gumbel, Galton et GEV sont toutes les trois adéquates.

❖ **Teste visuel :** ce teste est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement, il consiste à vérifier l'allure des points sur le papier de probabilité, et aussi vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

Interprétation des graphes :

d'après l'examen visuel des graphes d'ajustement présentés dans les figures II.1, II.2 et II.3 on remarque que pour les trois lois les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

❖ Sélection de la loi :

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les trois lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_t sont très proches pour les trois. Mais vu que les études en Hydrologie les plus récentes montrent que les pluies max journalières du nord de l'Algérie s'ajuste à la loi de GEV donc nous avons opté pour cette loi.

II.3 Calcul de l'intensité de la pluie :

On utilise la formule de MONTANARI pour calculer l'intensité moyenne de la pluie de 15 minutes et de période de retour de 10 ans :

$$I_{t(15\text{min}),p\%} = I_{24,p\%} (t/24)^{b-1} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

$I_{t(15\text{min}),p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

$I_{24,p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence de (p%)

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

b : exposant climatique de la région d'après l'ANRH ($b=0.39$).

D'après la loi GEV :

$$P_{\text{maxj},10\%} = 82.5\text{mm}$$

Nous aurons donc :

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

$$I_{15\text{min},10\%} = 55.51\text{mm/h} = 154\text{ l/s/ha.}$$

Conclusion :

L'intensité des précipitations trouvée permet d'abord de calculer les débits des eaux pluviales (objectif du chapitre 4), afin de pouvoir faire le dimensionnement du réseau propre aux eaux pluviales.

CHAPITRE III :

Calcul de base

Chapitre III

CALCUL DE BASE

Introduction

L'assainissement assure l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. Cependant le rôle d'un réseau d'assainissement est triple il :

- Assure la protection des biens matériels et humains contre les inondations
- Permet la protection de la santé publique et la préserve.
- Préserve l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre la pollution due aux rejets des eaux usées.

Au sein de ce chapitre nous faisons une estimation d'effectif de l'école. Le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées et pluviale afin d'assurer un bon dimensionnement du réseau d'assainissement.

III.1 Estimation de l'effectif de l'école :

L'école nationale supérieure de l'hydraulique regroupe 255 employés pour l'année 2020 répartis comme suit :

- 109 ATS.
- 61 enseignants.
- 85 contractuels.

L'ENSH peut accueillir dans son enceinte jusqu'à 1200 étudiants répartis sur les différents niveaux d'étude.

III.2 Systèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales :

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales nous avons plusieurs systèmes d'évacuation qui se présentent en fonction des contraintes particulières et suivant les textes réglementaires (norme) .Ces systèmes sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge.

Nous distinguons :

- Le système unitaire ;
- Le Système séparatif ;
- Le Système pseudo-séparatif.

- **Le Système unitaire**

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau (Figure III-1) généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse d'une partie des eaux dans le milieu naturel. [Salah.B 2014]

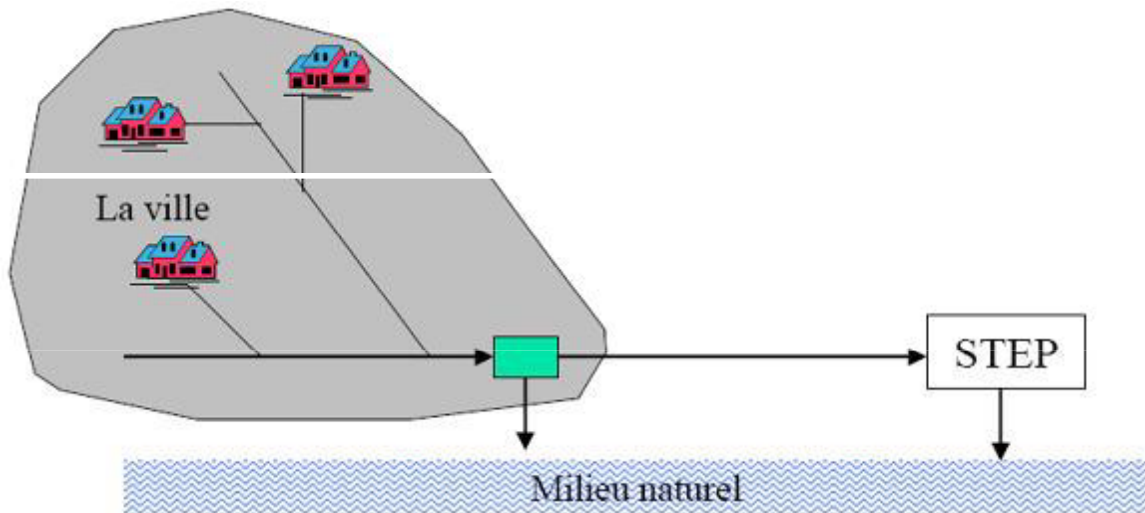


Figure III -1 : Schéma d'un réseau unitaire

- **Système pseudo- séparatif**

Le système pseudo séparatif (Figure III-4) est un système dans lequel on divise les apports des eaux pluviales en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoulent par des ouvrages particuliers : 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.

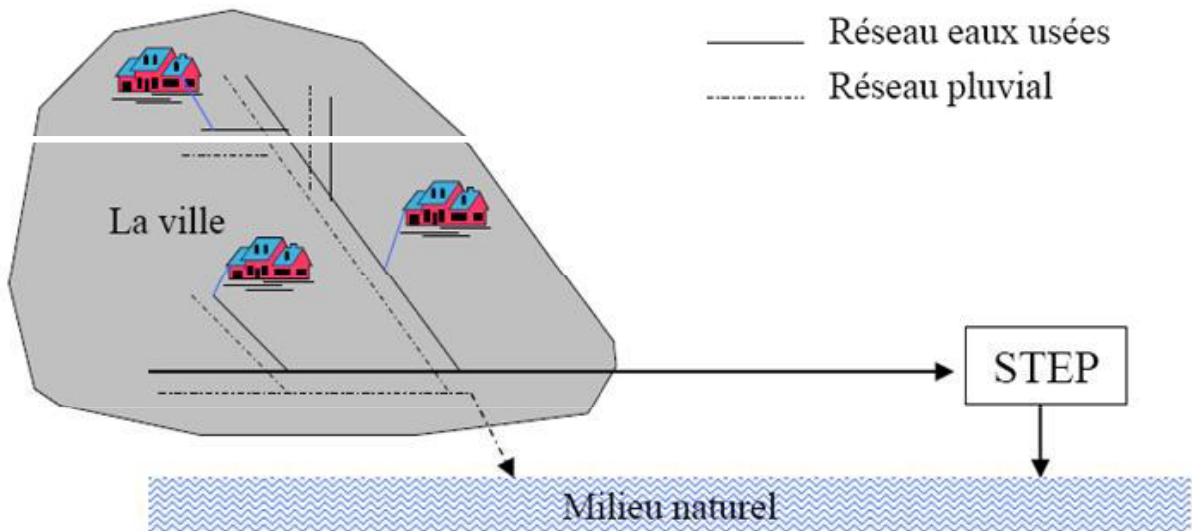


Figure III -2 : Schéma d'un réseau pseudo-séparatif.

- **Le Système mixte**

On appelle communément système mixte (Figure III-3) un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif. [Salah.B 2014]

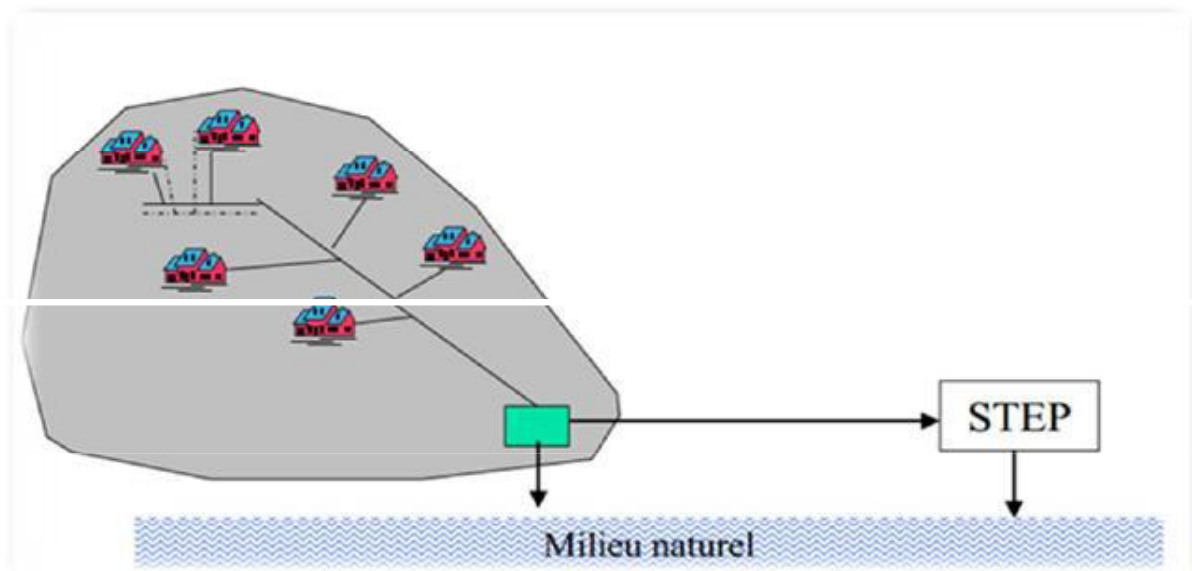


Figure III -3 : schéma du réseau mixte

- **Système pseudo- séparatif**

Le système pseudo séparatif (Figure III-4) est un système dans lequel on divise les apports des eaux pluviales en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoulent par des ouvrages particuliers : 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.[Salah.B 2014]

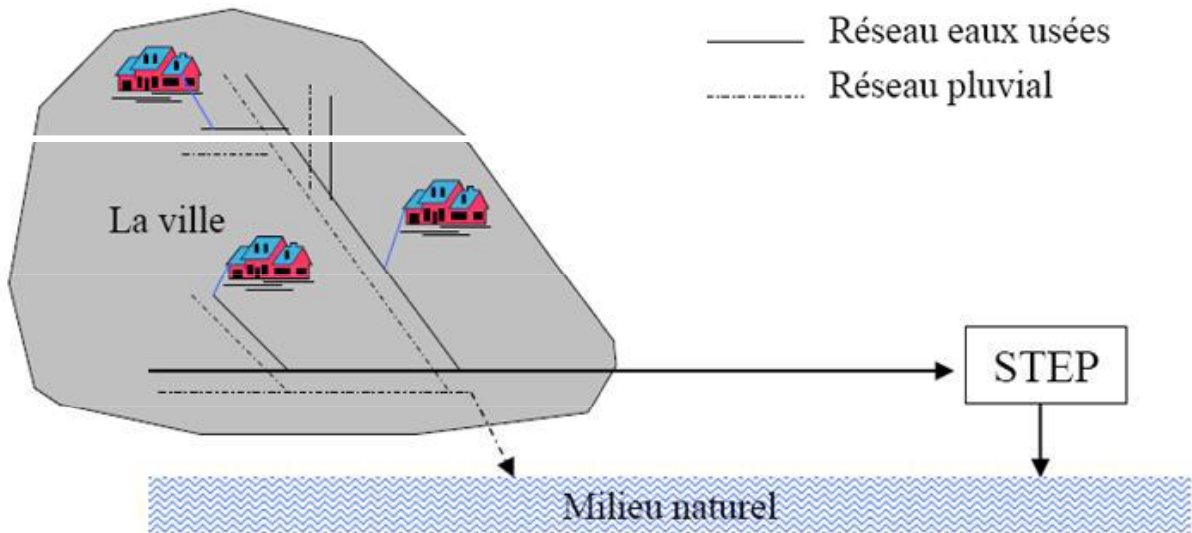


Figure III -4 : Schéma d'un réseau pseudo-séparatif

On propose le tableau (3.1) qui récapitule les particularités de chaque système

Tableau III 1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes

Système	Avantages	inconvénients	Contraintes d'exploitations
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> -conception simple -encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales" au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs. - exploitation plus facile de la STEP. - milieu naturel Préservé. 	<ul style="list-style-type: none"> -encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> -Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo-séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension. 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Surveillance accrue des branchements.

III.3 Choix du système d'assainissement

Le choix du système d'assainissement est conditionné par plusieurs facteurs (situation profil, débit, coût ...) et notamment par :

- La densité de la population ;
- La nature des sols et leurs aptitudes à assurer l'épuration des eaux usées ;
- La présence des nappes phréatiques ;
- L'existence d'un système d'assainissement collectif public ;
- L'espace disponible ;
- les conditions de rejets ;

Remarque : le réseau existant au niveaux de l'école est un réseau unitaire. Afin d'améliorer le système d'évacuation, nous allons opter pour le réseau séparatif afin de pouvoir collecter les eaux pluviales.

III.4 Schémas d'évacuation

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

- **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 III-5). [Salah.B 2014]

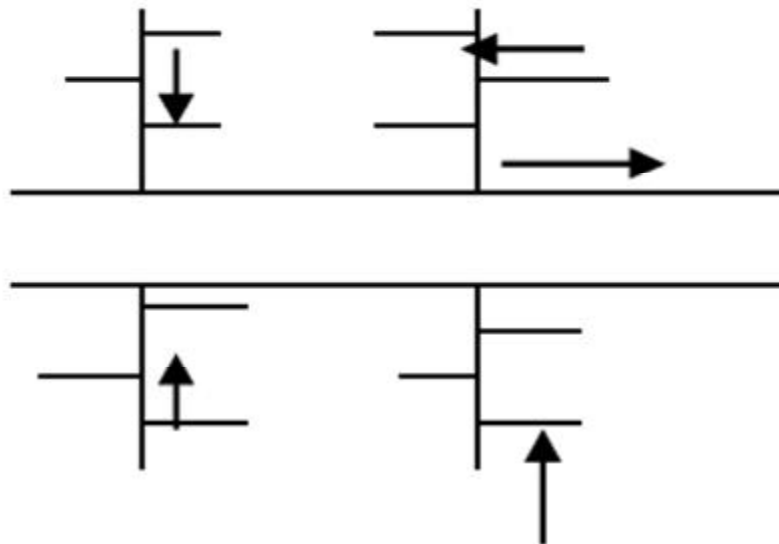


Figure III -5 : Schéma perpendiculaire.

- **Schéma 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 III-6).[Salah.B 2014]

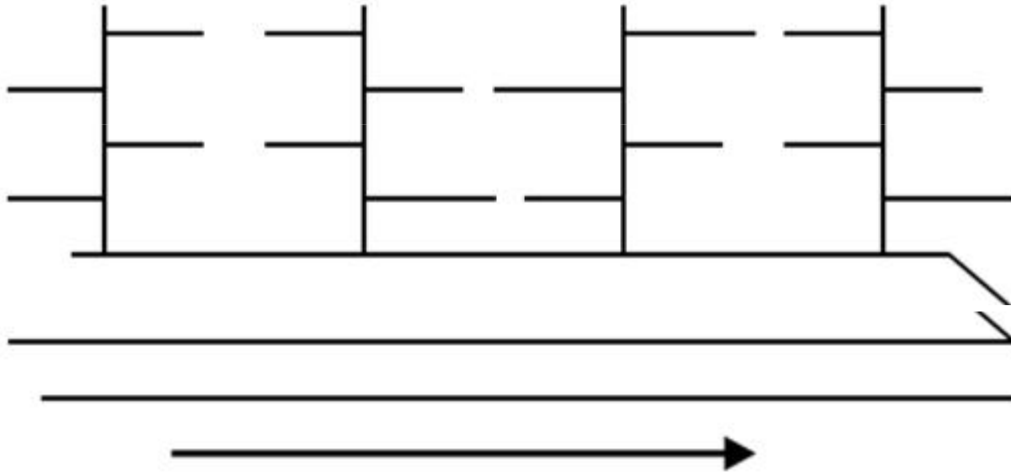


Figure III 6: Schéma par déplacement latéral.

- **Schéma transversal ou oblique**

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière (Figure III.7).[Salah.B 2014]

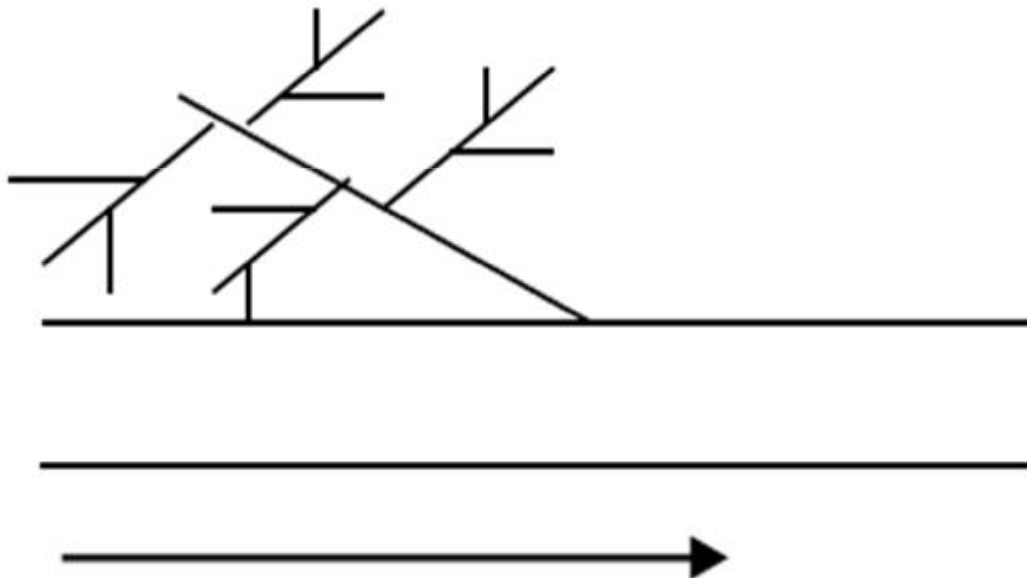


Figure III 7: Schéma transversal ou oblique.

- **Schéma étagée :**

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux (Figure III-8).[Salah.B 2014]

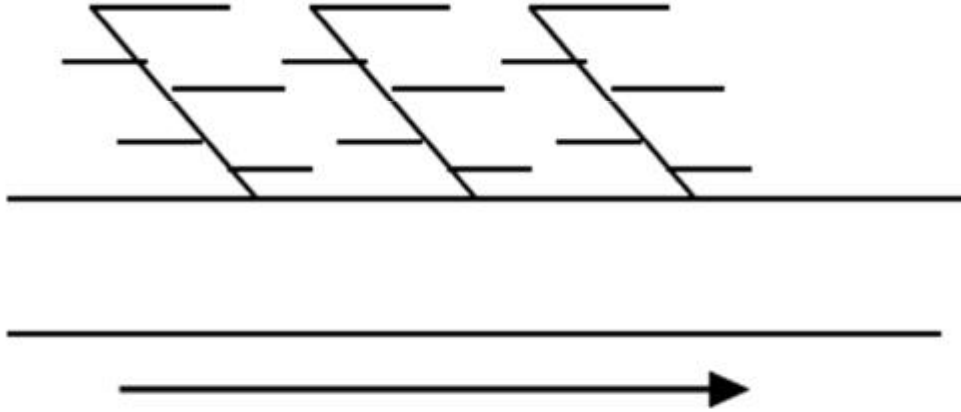


Figure III 8: Schéma étagée.

- **Schéma radial**

C'est un schéma adopté pour les terrains plat (Figure III-9), où les eaux sont collectées en un point bas, pour ensuite être relevées vers :

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration

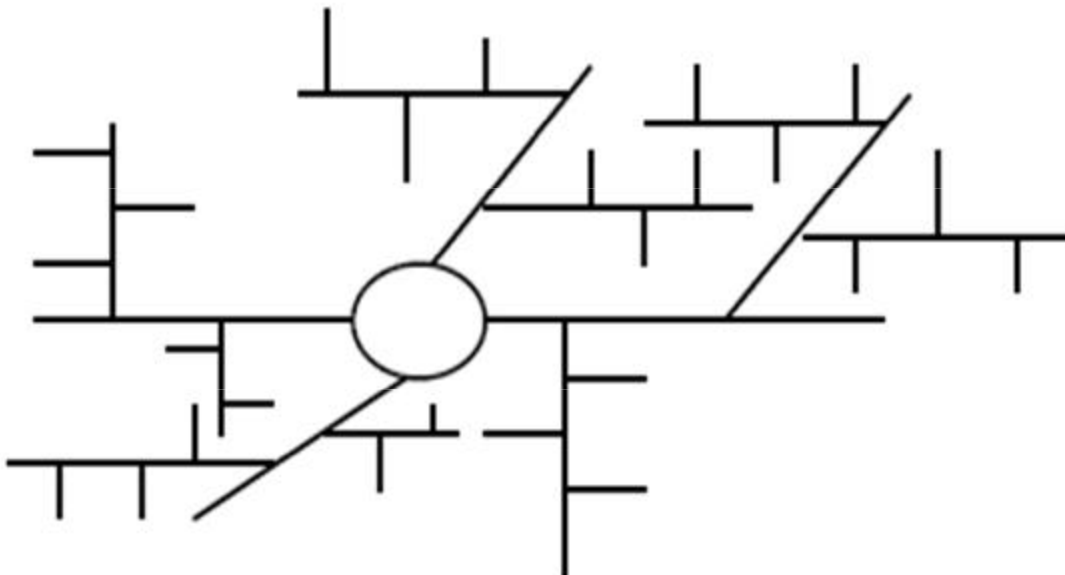


Figure III 9: Schéma radial.

III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.[Salah .B 2014]

Remarque : Pour notre projet nous allons considérer un collecteur principal recevant les collecteurs secondaires provenant de chaque bloc en séparatif.

III.6 Le coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est définie comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume d'eau précipité sur celle-ci.

Le coefficient de ruissellement est obligatoirement inférieur ou égal à 1 et varie dans l'intervalle suivant :

$$0.05 \leq Cr \leq 1 \quad (III.1)$$

Il dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- l'intensité de la pluie.
- le pourcentage de rétention de l'eau dans les affaissements du terrain.

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce coefficient.[Salah.B 2014]

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs :

III.6.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau III 2:coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Categories d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square-garde-prairie	0.05 – 0.20

SOURCE: design and construction of sanitary and storms sewers, 1970

III.6.2 Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol:

Tableau III 3:coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.

type d'occupation du sol	Cr
-Commercial ;	0.70-0.95
-Résidentiel :	
*Lotissements ;	0.30-0.50
*Collectifs ;	0.50-0.75
*Habitat dispersé ;	0.25-0.40
-Industriel ;	0.50-0.80
-Terrains vagues ;	0.05-0.15
-Terres agricoles :	
*Drainées ;	0.05-0.13
*Non drainées ;	0.05-0.07

Source : satin et al,2006.

III.6.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau III 4:coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

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

Source :Water Environment Federation,1970.

III.6.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Tableau III 5:coefficient de ruissellement en fonction de la densité d'habitation

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

Source: Water Environment Federation,1970.

III.6.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces :

Tableau III 6:coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.

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

Source : Source: Water Environment Federation,1970.

III.7 Estimation du coefficient de ruissèlement :

En se basant sur les plans de masse de l'école et hormis le jardin et les surfaces non bitumées, nous pouvons remarquer que le reste de la surface de l'école possède environ la même nature de sol (bitume, béton carrelage....).

Les résultats du coefficient de ruissèlement sont dans le tableau qui suit :

Tableau III 7: Valeurs du coefficient de ruissèlement.

	Nom des surfaces	Surface (ha)	Coefficient de ruissèlement
toitures	Hall technologique	0.32	0.85
	Amphi A	0.055	0.85
	40 bureaux	0.048	0.85
	Amphi B et C	0.092	0.85
	Bloc E	0.091	0.85
	Bloc A	0.034	0.85
	Bloc D	0.034	0.85
	Bloc C	0.063	0.85
	Bloc B	1	0.85
	Poste de garde	0.016	0.85
	Administration	0.034	0.85
	Restaurant	1.93	0.85
	Salle de conférence	0.093	0.85
	Bibliothèque	0.066	0.85
Surface bitumée	Carrelage	0.35	0.75
	Goudron	0.65	0.8

Conclusion :

Au cours de ce chapitre nous avons choisi le type de système et schéma d'assainissement à adopter pour notre projet. Nous avons découpé l'aire de l'école en sous-bassins auxquelles nous avons affecté un coefficient de ruissellement pondéré approprié.

CHAPITRE IV :

Estimation des débits

Chapitre IV

ESTIMATION DES DEBITS

Introduction :

L'établissement d'un réseau d'assainissement répond à deux catégories de préoccupations :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales, afin d'empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

Dans ce présent chapitre nous évaluons les débits des eaux usées ainsi que, les eaux pluviales.

IV.1 Evaluation des débits des eaux pluviales :

L'étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Ces derniers seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. Ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondations).

Les deux principales méthodes les plus connues et les plus utilisées sont les suivantes :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

Il est important de signaler qu'un mauvais choix de la méthode d'estimation implique un surdimensionnement (coût élevé) ou un sous dimensionnement (risque d'inondation).

IV.1.1 La méthode rationnelle :

C'est une méthode très utilisée de fait de sa simplicité. Elle a été mise au point avant la naissance des équipements informatiques, c'est-à-dire qu'elle est très ancienne. Elle permet de calculer rapidement les débits de ruissellements maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versant de faible surface.

Pour une averse d'intensité moyenne « I » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épicycle et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV},1)$$

Avec:

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de fortes intensité dans l'espace ; Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV},2)$$

- Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV},3)$$

Avec :

- d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

IV.1.1.1 Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des surfaces relativement limitées car le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Ainsi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

IV.1.1.2 Hypothèses fondamentales de la méthode rationnelle :

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

- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » de la surface drainée.
- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » de la surface drainée.
- Le débit de pointe « Q_p » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « C_r » de la surface drainée est constant.

IV.1.1.3 Le temps de concentration :

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

❖ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

- t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
 - v : vitesse d'écoulement (m/s).
 - Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).
- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
 - t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
 - I : pente moyenne du parcours (%).
- ❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :
- 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 : $t_c = t_1 + t_2$.

❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

IV.1.1.4 Critiques de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est assez grossièrement approché du fait de la détermination du C_r .
- Le coefficient de ruissellement « C_r » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est loin de la réalité.
- La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin ; en négligeant le rôle des surfaces non revêtues (trous, crevasse, ...).
- Elle présente des inconvénients et des limites.
- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.
- Il a été montré que cette méthode sous-estime le Q_p observés à l'exutoire.

IV.1.2 La méthode superficielle :

La méthode de Caquot ou la méthode superficielle est une variante de la méthode rationnelle. Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration « t_c » où on observe le débit de pointe « Q_p » à l'exutoire. L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_p = K u^{\frac{1}{u}} \times C_r \frac{1}{u} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad (IV.7)$$

Avec:

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m^3/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (IV.8)$$

$$u = 1 - b \times f \quad (IV.9)$$

$$v = c \times b \quad (IV.10)$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (IV.11)$$

IV.1.2.1 Evaluation des paramètres de Caquot :

- **Paramètre lié à la pluviométrie :** On considère les paramètres a,b et ε tel que :
 - a, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.
 - ε : abattement spatial de la pluie ;
 - $\varepsilon = 0.5$ Pour $S < 100$ ha.
 - $\varepsilon = 0.03$ La valeur la plus adoptée.
- **Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit (Effet de stockage):**
 - $\beta + \delta = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.
- **Paramètres concernant le bassin versant (temps de concentration):** les paramètres considérés sont c ,d,f et μ .
 - $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$.
 - μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad (IV.12)$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad (IV.13)$$

Avec :

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m^2).

D'où le temps de concentration d'après DESBORDES est :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \quad (IV.14)$$

Avec :

- t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m^3/s)

Remarque: La formule de Caquot est donnée pour $M = 2$ qui doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). Et pour des valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_p » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \quad (IV.15)$$

IV.1.2.2 Validité de la méthode superficielle:

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la formule de Caquot pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont celles préconisées par l'instruction technique 1977 :

- Superficie totale : $A < 200 \text{ ha}$.
- Coefficient de ruissellement : $0.2 < C_r < 1$
- Pente : $0.2 \% < I < 5 \%$
- Coefficient d'allongement : $M > 0.8$

IV.1.2.3 Formules d'assemblage et d'équivalence:

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour des bassins de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle superficielle à un groupement de sous bassins hétérogènes nécessite l'emploi de formules d'équivalence.

Ces formules diffèrent selon la hiérarchie des sous bassins constituant le groupement ; des bassins seront dits en série lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre, les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser :

Tableau IV- 1:Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins En série	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}})} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins En parallèle			$\frac{\sum (I_i \times Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,\text{max}})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Avec :

- $A_{\text{éq}}, C_{\text{éq}}, I_{\text{éq}}, M_{\text{éq}}$: sont les paramètres du bassin équivalent.
- A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- $L(t_{c,\text{max}})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.

IV.1.2.4 Critique de la méthode superficielle:

- Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des

débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.

- Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :
 - Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous-bassins. Donc on prend : $Q_p = \text{Max}(Q_i)$.
 - Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible. Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

IV.1.3 Choix de la méthode:

Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes et tenant compte de la superficie de notre école nous choisissons la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées.

IV.1.4 Calcul des débits pluviaux :

Vu que les surfaces de l'école sont réduites, les valeurs du coefficient « α » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1.

Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau IV- 2: débits des eaux pluviales à évacuer

	Nom des surfaces	Surface (ha)	Coefficient de ruissellement	α	I (l/s/ha)	Q_p (l/s)	Q_p (m ³ /s)
Toitures	Hall technologique	0,32	0,85	1	154	41,888	0,041888
	Amphi A	0,055	0,85	1	154	7,1995	0,0071995
	40 bureaux	0,048	0,85	1	154	6,2832	0,0062832
	Amphi B et C	0,092	0,85	1	154	12,0428	0,0120428
	Bloc E	0,091	0,85	1	154	11,9119	0,0119119
	Bloc A	0,034	0,85	1	154	4,4506	0,0044506
	Bloc D	0,034	0,85	1	154	4,4506	0,0044506
	Bloc C	0,063	0,85	1	154	8,2467	0,0082467
	Bloc B	1	0,85	1	154	130,9	0,1309
	Poste de garde	0,016	0,85	1	154	2,0944	0,0020944
	Administration	0,034	0,85	1	154	4,4506	0,0044506
	Restaurant	1,93	0,85	1	154	252,637	0,252637
	Salle de conférence	0,093	0,85	1	154	12,1737	0,0121737
	Bibliothèque	0,066	0,85	1	154	8,6394	0,0086394
Surfaces bitumées	Carrelage	0,35	0,75	1	154	40,425	0,040425
	Goudron	0,65	0,8	1	154	80,08	0,08008

IV.2 Evaluation des débits des eaux usées à évacuer :

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

grandes pendant la journée que pendant la nuit.

Les débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes des rejets qui conditionnent la détermination des sections des canalisations.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des canalisations.

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée représente 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

IV.2.1 Débit moyen journalier :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prenons comme base la dotation de la consommation d'eau potable le tableau ci-dessous nous donne la consommation journalière au niveau de l'école.

Tableau IV- 3:Tableau récapitulatif des consommations journalières

Colonne1	Désignation	Effectif	dotation	Qcons moy(m3/j)	Qcons moy l/s
	salle de conf	913,75 m2	5l/j/m2 ;	4.57	0.0529
	Hall	6282 m2+14 empl+100etd	5l/j/m2 ; 10l/j/etud ; 10l/j/empl	32.55	0.3635
	Bloc E	1832m2+30e mpl+720etd	5l/j/m2 ; 10l/j/etud ; 10l/j/empl	16.39	0.1060
	Bloc D	316,83m2 +10empl+20e td	5l/l/j/m2 ; 10l/j/etud ; 10l/j/empl	1.88	0.0183
	Infermerie	81,31 m2 + 3empl	5l/j/m2 ; 10l/j/empl	0.44	0.0047
refectoir	S,omnisports	120 pers +5empl	20l/j/pers ; 10l/j/empl	2.45	0.0278
	Cantine	3000repas +20empl	10l/j/m2 ; 10l/j/empl	30.2	0.1736
	Foyer	80 m2+7empl	20 l/j/m2 ; 10l/j/empl	1.67	0.0185
	Lavage	10 voitures +6empl	120 l/j/voit ; 10l/j/empl	1.26	0.0139
	Admi	646,59 m2 +20empl	5l/j/m2 ; 10l/j/empl	3.43	0.0385
	40bureau	500m2 + 80empl	5l/j/m2 ; 10l/j/empl	3.3	0.0475
	amphi A	507m2+5 empl+50 etud	5l/j/m2 ; 10l/j/empl ; 10l/j/etud	3.085	0.0304
	les 2amphi	1020m2+ 100etud	5l/j/m2 ; ;10l/j/etud	6.1	0.0775
	Administration	387m2 + 28empl	5l/j/m2 ; 10l/j/empl	2.22	0.0225
	Bloc ABC	1893,52m2 +160etud +20empl	5l/j/m2 ; 10l/j/etud ; 10l/j/empl	11.27	0.1108
	Bibliothèque	1024.62m2 +20empl +50etud	5l/j/m2 ; 10l/j/empl ; 10l/j/etud	5.823	0.0119
	Poste de garde	60.54m2+4e mpl	5l/j/m2 ; 10l/j/empl	0.34	0.0039

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

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{K_r \times D \times N_u}{86400} = Q_{\text{moy cons}} * K_r \tag{IV.16}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_u : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque BLOC
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

Tableau IV- 4: Débit moyen des eaux rejet

Colonne1	Designation	Qcons moy(m3/j)	Qcons moy l/s	Kr	Qmoy rej(m3/j)	Qmoy rej (l/s)
	salle de conf	4,57	0,0529	0,8	3,656	0,04232
	Hall	32,55	0,3635	0,8	26,04	0,2908
	Bloc E	16,39	0,106	0,8	13,112	0,0848
	Bloc D	1,88	0,0183	0,8	1,504	0,01464
	Infirmaries	0,44	0,0047	0,8	0,352	0,00376
	S,omnisports	2,45	0,0278	0,8	1,96	0,02224
refectoir	Cantine	30,2	0,1736	0,8	24,16	0,13888
	Foyer	1,67	0,0185	0,8	1,336	0,0148
	Lavage	1,26	0,0139	0,8	1,008	0,01112
	Admi	3,43	0,0385	0,8	2,744	0,0308
	40bureau	3,3	0,0475	0,8	2,64	0,038
	amphi A	3,085	0,0304	0,8	2,468	0,02432
	les 2 amphi	6,1	0,0775	0,8	4,88	0,062
	Administ	2,22	0,0225	0,8	1,776	0,018
	Blocs ABC	11,27	0,1108	0,8	9,016	0,08864
	Bibliothèque	5,823	0,0119	0,8	4,6584	0,00952
	Poste de garde	0,34	0,0039	0,8	0,272	0,00312

IV.2.2 Débit de pointe :

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

$$Q_p = K_p \times Q_{moy,j} \tag{IV.17}$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \text{ si : } Q_{moy,j} \geq 2.81 \text{ L/s} \tag{IV.18}$$

$$K_p = 3 \text{ si : } Q_{moy,j} < 2.81 \text{ L/s} \tag{IV.19}$$

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

Tableau IV- 5: les débits de pointe journalier rejetés

Designation	$Q_{moy \text{ rej}}$ (l/s)	K_p	$Q_{p \text{ rej}}$ (l/s)	$Q_{p \text{ rej}}$ (m3/s)	
salle de conf	0,04232	3	0,12696	0,00012696	
Hall	0,2908	3	0,8724	0,0008724	
Bloc E	0,0848	3	0,2544	0,0002544	
Bloc D	0,01464	3	0,04392	0,00004392	
Infirmierie	0,00376	3	0,01128	0,00001128	
S,omnisports	0,02224	3	0,06672	0,00006672	
refectoir	Cantine	0,13888	3	0,41664	0,00041664
	Foyer	0,0148	3	0,0444	0,0000444
	Lavage	0,01112	3	0,03336	0,00003336
	Admi	0,0308	3	0,0924	0,0000924
la ferme	1,06	3	3,18	0,00318	
40bureaux	0,038	3	0,114	0,000114	
amphi A	0,02432	3	0,07296	0,00007296	
les 2 amphi	0,062	3	0,186	0,000186	
Administ	0,018	3	0,054	0,000054	
les Blocs ABC	0,08864	3	0,26592	0,00026592	
Bibliothèque	0,00952	3	0,02856	0,00002856	
Poste de garde	0,00312	3	0,00936	0,00000936	

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) .
Si on fait une comparaison entre la quantité des eaux usées et des eaux pluviales , nous constatons une nette différence entre les deux, en effet, les eaux pluviales sont beaucoup plus importantes. Par conséquent, le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'assurer un auto-curage pour le débit minimum.

CHAPITRE V :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

*CHAPITRE V**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT***Introduction :**

La phase qui vient après la détermination des débits c'est bien le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception.

Un réseau d'assainissement doit, dans toute la mesure du possible, être auto-cureur, c'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière que les matières solides soient automatiquement entraînées par le débit des eaux usées. Il faut éviter le sable parce qu'il provoque la dégradation des joints et celle des revêtements intérieurs des conduites. Les vases fermentescibles doivent être également entraînés par le débit des eaux usées.

V.1 Mode de dimensionnement des canalisations :**V.1.1 Calculs de base :**

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

$$Q = v \times S_m \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3/s).
 - S_m : section mouillée (m^2).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.3})$$

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2)
- P_m : le périmètre mouillé (m).

V.1.2 Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

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

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

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.5})$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.6})$$

❖ Procédé de calcul :

- 1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
- 2- Le diamètre calculé est exprimé par :
- 3-

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

- D_{cal} (m) ; Q (m³/s) ; I (m/m)
-

- 4- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».
- 5- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :
Pour un rayon hydraulique $R_h = D_N/4$; on a :

$$v_{\text{ps}} = K \times \left(\frac{D_N}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- v_{ps} (m/s) ; D_N (m) ; I (m/m)

6- Le débit à pleine section:

$$Q_{ps} = v_{ps} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- Q_{ps} (m³/s) ; v_{ps} (m/s) ; D_N (m)

7- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{V.10})$$

8- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses, donnée comme suit :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95,24 \cdot r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \quad (\text{V.12})$$

9- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (\text{V.13})$$

Avec :

- r_H : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359 \quad (\text{V.14})$$

V.1.3 Formule de BAZIN :

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

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{V.15})$$

Où :

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

V.1.3.1 Réseau des eaux usées en système séparatif :

Au niveau d'une canalisation il se forme une pellicule grasse sur les parois, ce qui améliore les conditions d'écoulement, donc le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris $\gamma = 0.25$. Suivant cette base, le coefficient de Chézy a été, approximativement, représenté par l'expression suivante :

$$C = 70 \times R_h^{1/6} \quad (\text{V.16})$$

Alors, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés, respectivement, comme suit :

$$v = 70 \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.17})$$

$$Q = 70 \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.18})$$

V.1.3.2 Réseau des eaux pluviales en système séparatif:

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Ainsi, le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris $\gamma = 0.46$; le coefficient de Chézy a été, approximativement, représenté par l'expression suivante :

$$C = 60 \times R_h^{1/4} \quad (\text{V.19})$$

Alors, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés, respectivement, comme suit :

$$v = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \quad (\text{V.20})$$

$$Q = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.21})$$

V.1.4 Conditions d'auto curage :

- **Réseaux des eaux usées :**

Dans le cas des réseaux d'eaux usées en système séparatif, il faut prendre en compte la condition que :

- A pleine ou à demi-section : un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0.7 m/s (ou à l'extrême rigueur 0.5 m/s). Dans ce cas, le rapport des vitesses est presque égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse à pleine section est supérieure ou égale à 0.7 m/s.

$$r_H = 0.5 \text{ ou } 1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} \approx 1 \Rightarrow v_{ps} = v = 0.7 \text{ m/s}$$

Remarque :

En pratique, on pourra considérer que l'auto curage est respecté si $v > 0.3 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ pour éviter le dépôt des vases organiques et fermentescibles.

- **Réseaux pluviaux :**

Un réseau des eaux pluviales doit être auto-cureur, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

- 1- Pour $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $v \geq 0.6 \text{ m/s}$.
- 2- Pour $\frac{1}{100} Q_{ps}$: $v \geq 0.3 \text{ m/s}$.

Ces limites sont respectées avec :

- $v_{ps} = 1 \text{ m/s}$; pour une section circulaire.
($r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} = 0.55 \Rightarrow v_{ps} \geq 1 \text{ m/s}$)
- $v_{ps} = 0.9 \text{ m/s}$; pour une section ovoïde.

V.1.5 Normes d'écoulement et d'implantation :

V.1.5.1 Canalisations des eaux usées :

- Les canalisations des eaux usées sont généralement circulaires.
- Le diamètre minimal est fixé à 200 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- A l'amont, les conditions d'autocurage sont difficiles à réaliser (débit faible), donc la pente minimale doit être de 0.4 à 0.5 %. A l'aval, elle doit être de 0.2 à 0.3 %.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm ; en dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Bien qu'elle dépende du matériau de la canalisation, il est préférable que la vitesse à pleine section ne dépasse pas l'ordre de 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

V.1.5.2 Canalisations des eaux pluviales :

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'autocurage ; la pente minimale est de 0.5%.
- Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible, car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- La même chose comme pour les eaux usées, il est préférable que la vitesse maximale à pleine sectionne dépasse pas l'ordre de 4 m/s.

V.2 Résultats du dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V- 1:Dimensionnement et calculs hydrauliques du réseau des eaux usées

Tableau V- 2:Dimensionnement et calculs hydrauliques du réseau des eaux pluviales.

Tableau V- 2:Dimensionnement et calculs hydrauliques du réseau des eaux usées

Tronçon	Q max (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section	
			Nom	Section (m²)	Optimal			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)
N1 - N2	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,440	0,040	0,050	0,520	0,150	29,000	0,450	0,480	0,870	0,025
N2 - N3	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,300	0,040	0,060	0,570	0,180	34,000	0,410	0,400	0,720	0,020
N3 - N4	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,040	0,070	0,590	0,190	36,000	0,350	0,320	0,590	0,017
N4 - N5	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,040	0,070	0,590	0,190	36,000	0,350	0,320	0,590	0,017
N5 - N6	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,040	0,070	0,590	0,190	36,000	0,350	0,320	0,590	0,017
N6 - N7	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,300	0,040	0,060	0,570	0,180	34,000	0,410	0,400	0,720	0,020
N7 - N8	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,700	0,040	0,040	0,480	0,140	26,000	0,530	0,600	1,100	0,031
N8 - N9	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,900	0,040	0,030	0,470	0,130	24,000	0,580	0,680	1,240	0,035
N9 - N10	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,330	0,040	0,060	0,570	0,180	33,000	0,430	0,420	0,750	0,021
N10 - N11	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		1,700	0,040	0,030	0,420	0,110	21,000	0,730	0,940	1,710	0,049
N11 - N12	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		1,000	0,040	0,030	0,460	0,120	24,000	0,610	0,720	1,310	0,037
N12 - N13	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		1,000	0,040	0,030	0,460	0,120	24,000	0,610	0,720	1,310	0,037
N13 - N14	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		1,700	0,040	0,030	0,420	0,110	21,000	0,720	0,940	1,710	0,048
N16 - N10	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		4,000	0,040	0,020	0,370	0,090	17,000	0,970	1,440	2,620	0,074
N15 - N9	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,040	0,070	0,590	0,190	36,000	0,350	0,320	0,590	0,017

Tronçon	Q max (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section	
			Nom	Section (m ²)	Optimal			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)
N17 - N18	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,050	0,090	0,620	0,200	38,000	0,360	0,320	0,590	0,017
N18 - N19	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,740	0,050	0,050	0,510	0,140	28,000	0,570	0,620	1,130	0,032
N19 - N20	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,510	0,050	0,060	0,560	0,170	32,000	0,520	0,510	0,930	0,026
N20 - N21	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,850	0,050	0,040	0,500	0,140	27,000	0,600	0,660	1,210	0,034
N21 - N22	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,410	0,050	0,060	0,570	0,180	34,000	0,480	0,460	0,840	0,024
N22 - N23	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		2,010	0,050	0,030	0,440	0,110	22,000	0,810	1,020	1,860	0,053
N23 - N24	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,240	0,050	0,080	0,600	0,190	37,000	0,390	0,350	0,640	0,018
N24 - N25	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,050	0,090	0,620	0,200	38,000	0,360	0,320	0,590	0,017
N26 - N27	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,050	0,090	0,620	0,200	38,000	0,360	0,320	0,590	0,017
N27 - N28	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,210	0,050	0,090	0,610	0,200	38,000	0,370	0,330	0,600	0,017
N28 - N29	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		2,500	0,050	0,020	0,420	0,110	21,000	0,870	1,140	2,070	0,059
N29 - N30	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,260	0,050	0,080	0,600	0,190	36,000	0,400	0,360	0,660	0,019
N30 - N24	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,280	0,050	0,070	0,590	0,190	36,000	0,420	0,380	0,700	0,020
N31 - N28	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		1,100	0,050	0,040	0,480	0,130	25,000	0,660	0,760	1,380	0,039
N32 - N33	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,050	0,090	0,620	0,200	38,000	0,360	0,320	0,590	0,017
N33 - N34	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,480	0,050	0,060	0,570	0,170	33,000	0,520	0,500	0,910	0,026
N34 - N35	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,540	0,050	0,050	0,550	0,160	31,000	0,530	0,530	0,960	0,027
N35 - N19	0,001	190,000	CR8-0200	0,028		0,200	0,050	0,090	0,620	0,200	38,000	0,360	0,320	0,590	0,017

Remarque :

D'après ce tableau de calculs hydraulique pour le réseau des eaux usées on constate que la vitesse d'auto-curage est vérifiée pour l'ensemble du réseau, la canalisation en PVC de diamètre 200 mm avec une pente qui varie entre 0.2% et 4% est directement connectée au collecteur principal de Soumaa.

Tableau V- 3:Dimensionnement et calculs hydrauliques du réseau des eaux pluviales

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Plaine section	
			Nom	Section (m²)	Optimal			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)
N36 - N37	0,006	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,350	0,090	0,090	0,620	0,200	58,000	0,630	0,560	1,020	0,067
N37 - N38	0,008	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,260	0,120	0,140	0,700	0,250	72,000	0,620	0,490	0,880	0,058
N38 - N39	0,009	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,280	0,130	0,150	0,710	0,260	75,000	0,660	0,510	0,920	0,061
N39 - N40	0,022	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,270	0,340	0,370	0,930	0,420	122,000	0,840	0,500	0,910	0,059
N40 - N41	0,035	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,260	0,540	0,610	1,050	0,560	163,000	0,930	0,490	0,890	0,058
N41 - N42	0,049	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,330	0,740	0,750	1,100	0,640	186,000	1,090	0,550	1,000	0,065
N42 - N43	0,050	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	1,080	0,760	0,420	0,960	0,450	131,000	1,730	0,990	1,800	0,118
N43 - N44	0,051	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,460	0,770	0,660	1,070	0,590	171,000	1,250	0,640	1,170	0,077
N44 - N45	0,053	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,810	0,800	0,510	1,010	0,510	147,000	1,570	0,860	1,560	0,102
N45 - N46	0,057	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	1,320	0,870	0,440	0,970	0,460	133,000	1,920	1,090	1,990	0,130
N46 - N47	0,076	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,890	1,160	0,710	1,080	0,620	180,000	1,770	0,900	1,640	0,107
N47 - N48	0,087	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	0,800	1,330	0,860	1,120	0,720	207,000	1,740	0,850	1,550	0,101
N48 - N49	0,112	289,000	CR8-0300	0,066	CR8-0400	1,620	1,710	0,770	1,100	0,660	191,000	2,440	1,220	2,210	0,145

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section	
			Nom	Section (m²)	Optimal			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)
N50 -N51	0,012	163,000	CR8-0400	0,118		0,240	0,100	0,100	0,640	0,210	82,000	0,660	0,570	1,030	0,121
N51 -N52	0,022	192,000	CR8-0400	0,118		0,330	0,190	0,150	0,720	0,260	102,000	0,880	0,670	1,210	0,143
N52 -N53	0,069	267,000	CR8-0400	0,118		0,560	0,580	0,370	0,920	0,420	163,000	1,460	0,870	1,580	0,186
N53 -N54	0,081	292,000	CR8-0400	0,118		0,480	0,690	0,470	0,980	0,480	187,000	1,440	0,800	1,460	0,172
N54 -N55	0,093	285,000	CR8-0400	0,118		0,710	0,790	0,440	0,970	0,470	180,000	1,730	0,980	1,780	0,209
N55 -N56	0,105	327,000	CR8-0400	0,118		0,440	0,890	0,640	1,060	0,580	224,000	1,480	0,770	1,400	0,165
N56 -N57	0,117	329,000	CR8-0400	0,118		0,520	0,990	0,650	1,060	0,590	227,000	1,620	0,840	1,530	0,180
N57 -N58	0,379	484,000	CR8-0600	0,273		0,710	1,390	0,590	1,040	0,550	326,000	2,440	1,290	2,350	0,643
N59 -N60	0,007	121,000	CR8-0400	0,118		0,390	0,060	0,050	0,500	0,140	56,000	0,660	0,720	1,310	0,154
N60 -N61	0,019	187,000	CR8-0400	0,118		0,280	0,160	0,140	0,710	0,260	99,000	0,800	0,620	1,130	0,132
N61 -N62	0,028	214,000	CR8-0400	0,118		0,300	0,240	0,210	0,790	0,310	119,000	0,910	0,630	1,150	0,136
N62 -N52	0,042	253,000	CR8-0400	0,118		0,270	0,360	0,320	0,890	0,390	151,000	0,980	0,600	1,100	0,129
N63 -N64	0,080	334,000	CR8-0400	0,118		0,230	0,680	0,670	1,070	0,600	233,000	1,080	0,560	1,010	0,119
N64 -N65	0,160	414,000	CR8-0500	0,188		0,290	0,850	0,640	1,060	0,580	285,000	1,410	0,730	1,330	0,249

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

N65 -N66	0,240	517,000	CR8-0600	0,273		0,200	0,880	0,700	1,080	0,620	365,000	1,350	0,690	1,250	0,341
N66 -N67	0,248	443,000	CR8-0600	0,273		0,480	0,910	0,470	0,980	0,480	283,000	1,900	1,070	1,940	0,530
N67 -N57	0,255	460,000	CR8-0600	0,273		0,420	0,930	0,520	1,010	0,510	300,000	1,820	1,000	1,810	0,495
N58 -N49	0,391	621,000	CR8-0800	0,472		0,200	0,830	0,550	1,020	0,530	412,000	1,530	0,820	1,500	0,706
N49 -N68	0,416	635,000	CR8-0800	0,472		0,200	0,880	0,590	1,040	0,550	428,000	1,560	0,820	1,500	0,706
N68 -N69	0,431	644,000	CR8-0800	0,472		0,200	0,910	0,610	1,050	0,560	437,000	1,570	0,820	1,500	0,706
N69 -N70	0,446	652,000	CR8-0800	0,472		0,200	0,940	0,630	1,060	0,580	447,000	1,580	0,820	1,500	0,706

Remarque :

D'après ce tableau de calculs hydraulique pour le réseau des eaux pluviales en constate que la vitesse d'auto-curage est vérifiée pour l'ensemble du réseau, la canalisation en PVC de diamètre variable entre 400mm et 800mm avec une pente qui varie ente 0.2% et 1% sera acheminée vers un bassin de retenu des eaux pluviale afin de permettre leurs réutilisations.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement des collecteurs du réseau séparatif en respectant toute les conditions de calcule cité dans ce chapitre.

CHAPITRE VI :

Ouvrages annexes

CHAPITRE VI**OUVRAGES ANNEXES****Introduction :**

L'assainissement a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement, pour ce fait plusieurs ouvrages sont nécessaires pour construire le réseau d'égout et on peut les subdiviser en deux catégories :

- Ouvrages principaux ;
- Ouvrages annexes ;

VI.1 Ouvrages principaux :

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

VI.1.1 Canalisations

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

VI.1.1.1 Caractéristiques nécessaires des canalisations

- Etanchéité
- inertie à l'action des polluants.
- épaisseur suffisantes pour résister aux surcharges.
- faible rugosité

VI.1.1.2 Type de canalisations

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination dont les plus utilisés sont cités dans le tableau suivant :

Tableau VI- 1: différents types de conduites et leurs utilisations

Conduite	Utilisation
Béton non armé	Utilisée en préfabrication
Béton armé	Pour de grandes sections
Chlorure de polyvinyle (P.V.C)	Petites sections circulaires uniquement
Amiante-ciment	Caractéristiques voisines du PVC
Grés	Recommandée pour les zones industrielles

VI.1.1.3 Choix du type de canalisation

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

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

VI.1.1.4 Les joints des conduites :

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 a différents types des joints comme le montre le tableau suivant :

Tableau VI- 2:types de joints

Joint	Utilisation
Rocla	Pour eaux de transites et eaux extérieurs valable pour tous les diamètres il assure une bonne étanchéité.
Demi-emboitement	Dans les terrains stables il est muni de cordon de bourrage de mortier en ciment.
Collet	Dans les bon sols à pentes faibles.
Torique	Pour sols faible à condition que la pression ne sois élevée et aussi pour les terrains en pente grâce au jeu de 1cm
Plastique	Pour tous les sols à condition que la confection sois bien faite et même si la conduite est en charge.

VI.1.1.5 Différentes actions supportées par la canalisation :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures qu'on peut classé en trois catégories: les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques

- a. **Les actions mécaniques :** elles s'expriment par les frottements des particules (gravier, sable) présents dans l'eau à évacuer contre les parois intérieurs de la canalisation. Ces actions peuvent engendrer l'érosion de ses derniers.
- b. **Les actions statiques :** Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.
- c. **Les actions chimiques :** elles se passent généralement à l'intérieure de la canalisation, elles sont dues à des agents chimiques présent dans l'eau à évacuer surtout si elle est d'origine industrielle. Ces agents cause la baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H₂S) corrosif.

VI.1.1.6 Protection de la canalisation :

Les moyens de luttés contre les actions citées avant peuvent être résumés 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.
- Rinçage périodique de la canalisation.

VI.1.1.7 Essais de canalisation préfabriquée :

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

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

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

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

- b. **Essai à l'étanchéité** : L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité. On procède comme suit :

-Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.

-Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn

Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.

-Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 mm, et 8 mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

- c. **Essai de corrosion** : Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles .Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

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

VI.2 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

VI.2.1 Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux .Ils assurent généralement la fonction d'accès au réseau.

VI.2.1.1 Les branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles, et de les acheminer vers le collecteur principal.

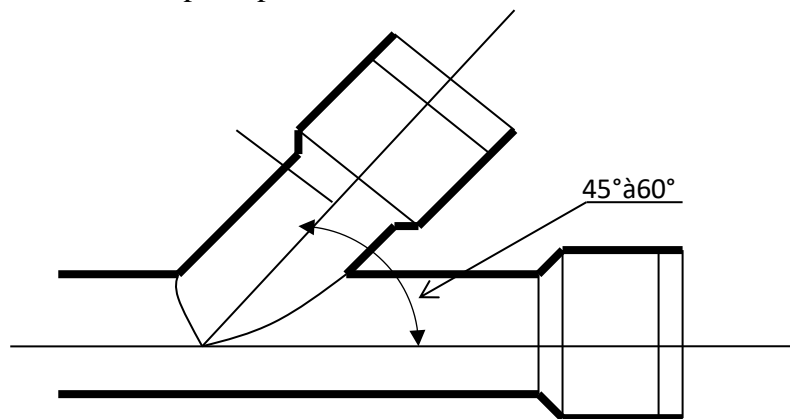


Figure VI- 1:exemple de branchement simple

VI.2.1.2 Les ouvrages de surfaces

- **Ouvrages de recueilles :**

Les caniveaux : Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à collecter des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir jusqu'aux bouches d'égout

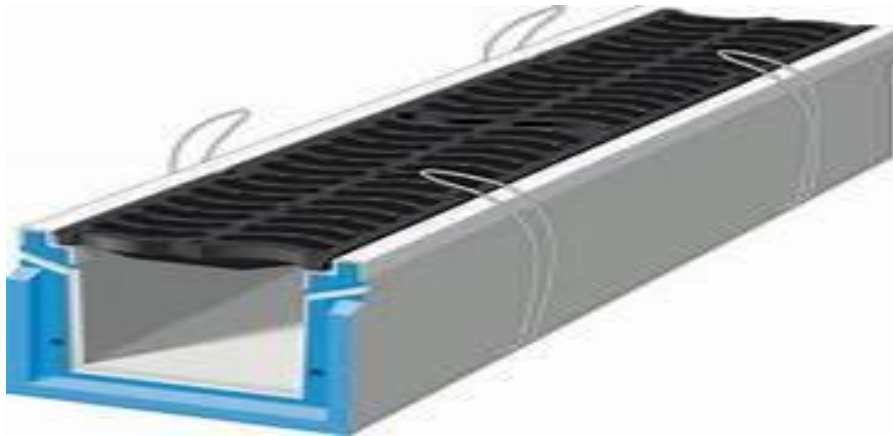


Figure VI- 2: Caniveau

- **Bouche d'égout :** La bouches d'égouts (souvent appelée avaloir) (Figure VI-2) est un élément propre aux réseaux d'égouts pluvial et unitaire, une bouche d'égout a pour fonction de collecter habituellement en bordure des rues, les eaux de ruissellement de surface, afin que celles-ci puissent être acheminées vers l'égout pluvial ou l'égout unitaire. Elles s ont généralement établies aux points bas des caniveaux.

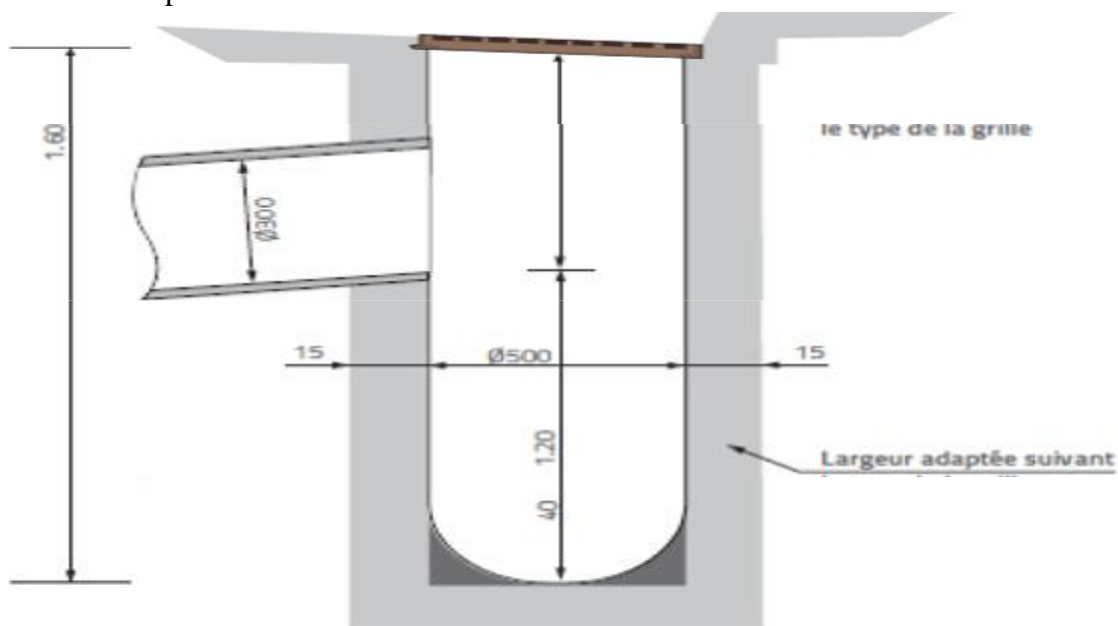


Figure VI- 3: Bouche d'égout

VI.2.1.3 Les regards :

Un regard est un ouvrage de première importance dans un réseau d'assainissement, étant donné qu'il permet d'accéder à une conduite pour effectuer des tâches d'entretien et qu'il assure la ventilation dans le réseau, ce qui facilite l'évacuation de gaz certains étant nauséabonds, toxiques et explosifs (CH_4 , CO_2 , NH_3). Il existe différents types de regard, assurant chacun une fonction particulière

- **Regards de tête**

Implantés juste au début du collecteur pour assurer le branchement des abonnés ainsi que le curage de réseau (chasse d'eau) dans les zones plates.

- **Regards de visite**

Destinés à l'entretien et à l'orientation du réseau, ils sont disposés à :

- chaque jonction d'un collecteur.
- chaque changement de direction.
- chaque changement de pente.
- chaque changement de diamètre.

Ou plus généralement tous les 30 à 50 m en fonction du diamètre du collecteur.

- **Regards de chute**

Nous les rencontrons dans les régions à forte pente. Ils sont réalisés pour briser la vitesse d'écoulement de l'eau dans le réseau qui risque de dépasser la vitesse maximale d'autodestruction (4 m/sec pour les buses en béton).

- **Regard latéral**

En cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètres importants.

- **Regard double**

Utilisé pour le système séparatif.

- **Regard toboggan**

On les trouve dans les endroits où on a un exhaussement de remous.

VI.2.2 Ouvrages spéciaux

- **Les déversoirs d'orage**

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

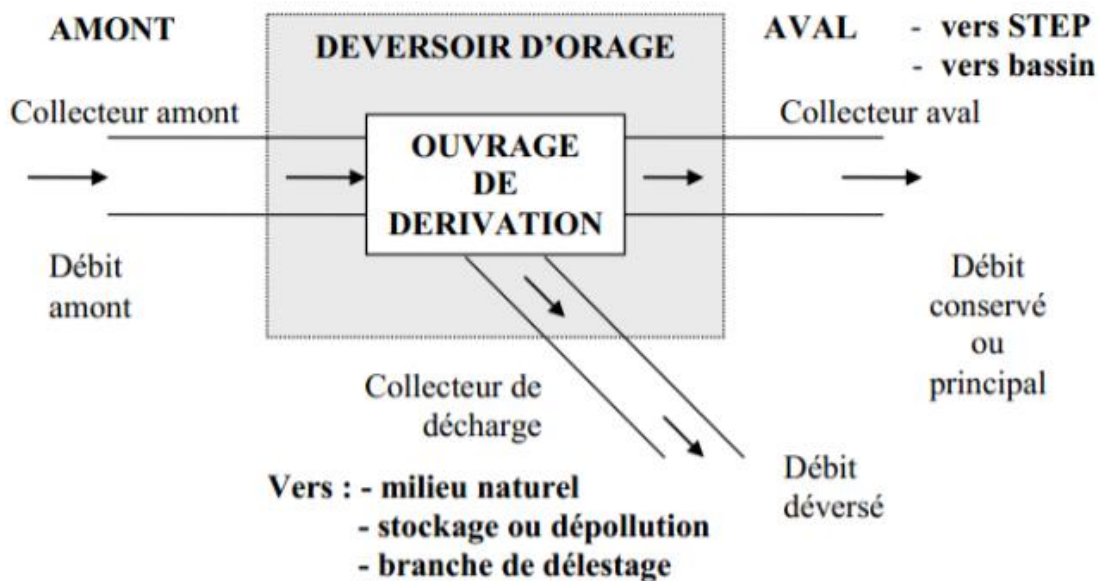


Figure VI- 4:schéma de principe du déversoir d'orage.

➤ **Emplacement des déversoirs d'orage**

Ils sont placés :

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

➤ **Avant leurs projections il faut voir**

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

- **Bassin de retenu pluviale :**

L'évacuation des eaux pluviales peut conduire à la réalisation d'ouvrages importants qui dans le cas d'un réseau capable du débit décennal de pointe, par exemple, ne seront utilisés à plein que quelque heures tous les dix ans.

Pour remédier à ces inconvénients, la technique actuelle s'oriente vers la réalisation de bassin de retenue, ouvrages destinés à régulariser les débits d'eaux météoriques, mais qui ne devront être utilisés qu'à bon escient et en fonction d'objectifs parmi lesquels on peut citer :

- *l'adaptation au tissu urbain dans lequel de situe bassin ;
- *l'objectif de qualité pour l'utilisation prévue ;
- *l'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval.

Dans notre projet nous proposons l'implantation un bassin de retenue de type bassin sec en maçonnerie rectangulaire (figure VI.5), ce genre de bassins se remplissent uniquement pendant les fortes pluies autrement ils sont vides, ils sont généralement plus économique avec une étude hydrologique appropriée.

Nous prévoyant de placer ce bassin derrière la salle de conférence vu que c'est le point le plus bas de l'école et aussi il y'a de l'espace pour sont implantation.

Ce type de bassins offrent l'avantage de recevoir les débits excédentaires des crues décennales donc une protection contre les inondations, ainsi le pouvoir de rendre disponible le site en dehors des crues pour d'autres usages tels une aire de jeux, un stade ou parking ; et assurer une ressource d'eau non permanente mais utiles pour les aménagements des espaces verts ou pour l'irrigation si les exigences de qualités le permettent.



Figure VI- 5:exemple d'un bassin de retenue sec en maçonnerie

➤ **Soin particulier lors de la conception et l'exploitation :**

- Les bassins projetés doivent être revêtus avec des feuilles de plastique géo –membrane pour assurer l'étanchéité voulue.
- prévoir un curage périodique.
- l'inclinaison des radiers tant à l'entrée qu'à la sortie des ouvrages est une mesure nécessaire pour faciliter l'entretien.
- une surveillance pour permettre la détection des flottants, hydrocarbure et algues.
- nous recommandons de placer un dégrilleur, un filtre à gravier pour piéger les huiles et les graisses si nécessaire .
- prévoir des pièges et des produits pour l'empoisonnement des rongeurs pour ne pas déstabiliser les digues par les creux utilisés comme gîte
- introduire des plantes absorbant l'azote et le phosphore pour éviter la prolifération des algues dans le bassin.

➤ **Méthode pratique de calcul (Méthode des volumes) :**

La méthode est fondée sur l'analyse statistique des volumes. Elle considère tous les événements possibles. Les hauteurs d'eau équivalentes à stocker sont déterminées pour un épisode pluvieux en fonction de la valeur obtenue par différence entre la hauteur d'eau équivalente aux volumes écoulés à l'exutoire dans le même intervalle de temps. Cette méthode suppose le débit Q demandé sensiblement constant.

$$q = Q/S_a$$

Avec:

- Q:débit de fuite en m³ /h;
- q:débit de fonctionnement en mm/h;
- Sa: surface active en ha;
- S: surface totale concernée en ha ;
- Ca: coefficient d'apport.

- Calcul de la surface active :

En pratique la détermination de coefficient d'apport n'est pas facile et il est différent du coefficient de ruissellement, il est compris entre 0.05 et 0.6 au maximum.

Pour notre cas nous prenons Ca=0.5

Nous supposant que ce bassin est alimenté par l'apport d'eau de la conduite du réseau pluviale cette canalisation draine une surface totale de 5ha.

$$S_a = S * C_a$$

$$S_a = 5 * 0.5 = 2.5 \text{ ha}$$

- Choix du débit de fuite :

Le débit de fuite englobe le débit à la sortie du bassin de retenue, nous proposons un débit Q de 10mm/h, le débit de fonctionnement sera alors:

$$q = 4 \text{ mm/h}$$

Sur l'abaque en annexe pour une période de retour de 10 ans ; en fonction de débit de fuite nous déterminons la hauteur d'eau h_a en mm qui présente la capacité spécifique de stockage.

$$h_a = 23.2 \text{ mm}$$

Le volume de bassin est donné par la relation suivante :

$$V_B = 10 * S_a * h_a$$

$$V_B = 10 * 2.5 * 23.2 = 580 \text{ m}^3$$

Pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite, nous majorons la valeur V_B d'une valeur de $0.17V_B$, donc le volume total de notre bassin sera :

$$V_T = 1.17 * V_B = 1.17 * 580 = 679 \text{ m}^3$$

Conclusion :

Dans ce chapitre on a cité les différents éléments qui constituent le réseau d'égout et nous avons précisé la nécessité du bon choix de la conduite pour un réseau.

Ainsi dans notre cas on a opté pour des canalisations de type PVC pour le réseau des eaux usées et de même pour le réseau des eaux pluviales. et on a implanté 70 regards et un bassin de retenue pour les eaux pluviales.

CHAPITRE I :

Organisation de chantier

Chapitre VII

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

Dans le but de la recherche de la rapidité , économie et aussi la sécurité dans la réalisation de notre projet on fait appelle à l'organisation de chantier qui prévoit toute les ressources nécessaire en moyen humains, matériels et matériaux en imposant un bon rythme de travail pour la réalisation de l'œuvre et rester fidèle aux directives générale imposées par le maitre de l'ouvrage.

VII.1 Etapes de réalisation d'un projet :

pour la pose de canalisation on doit passé par certaine étapes successives pour assurer la bonne réalisation du projet.

VII.1.1 Manutention et stockage :

- Manutention :

On entend par Manutention toute opération de transport ou de soutien d'une charge, dont le levage, la pose, la poussée, la traction, le port ou le déplacement, qui exige des efforts.

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

- Stockage :

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

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

VII.1.1.2 Décapage de la terre végétale :

C'est une opération préliminaire, qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

VII.1.1.3 Exécution des tranchées et fouilles des regards :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des

fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage.

VII.1.1.4 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm.

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

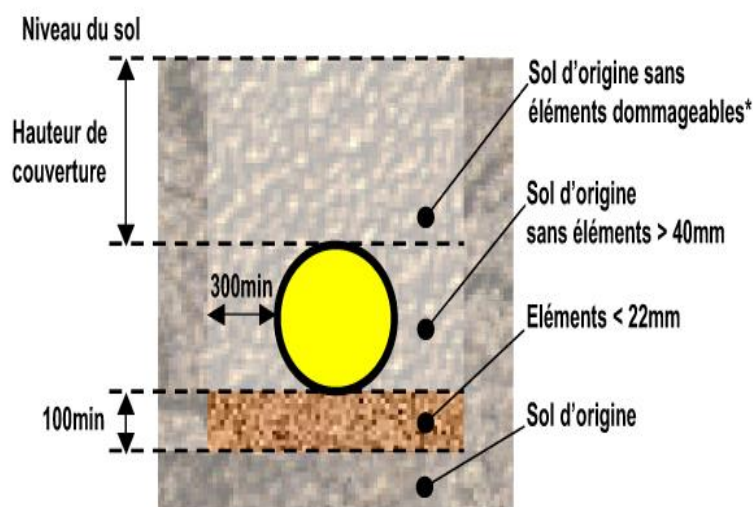


Figure VII- 1: coupe transversale d'une tranchée

VII.1.1.5 Emplacement des piquets :

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

VII.1.1.6 Pose de canalisation :

Durant la pose de canalisation il faut :

- éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,

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

VII.1.1.7 Assemblage de canalisations :

Cette opération se fait suivant la section, la forme et la nature du matériau. On commence par emboîter l'embout mâle dans le manchon du tuyau précédent. L'extrémité du tuyau est légèrement insérée dans l'ouverture. Dans le cas de grands diamètres, le centrage est plus facile lorsque l'on place un coin en bois à titre provisoire dans l'ouverture du manchon. On peut ensuite emboîter les tuyaux par traction ou poussée.

VII.1.1.8 Essai d'étanchéité :

Cette opération doit être effectuée sur des tronçons d'une longueur maximale de 500 m dans le plus bref délai après la pose en respectant toutefois un délai de 48 heures après le dernier assemblage dans le cas du collage est ce on utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

VII.1.1.9 Réalisation de regards :

Les regards ont généralement une forme cubique, leurs dimensions varient en fonction des profondeurs des tranchées. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé comme on peut avoir aussi des regards préfabriqués.

Pour la réalisation d'un regard on doit suivre les étapes suivantes :

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

VII.1.1.10 Réalisation des branchements :

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

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principal (généralement un regard)
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3% ;
- Eventuellement un regard collecteur de branchement.
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public.

VII.1.1.11 Remblais et compactage :

Cette opération est effectuée avec un matériau similaire à celui du remblayage latérale afin d'assurer la stabilité de la canalisation.

VII.2 Choix des engins :**Engins pour le décapage :**

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains facile à décapé, elle est constituée d'un tracteur à quatre roues dans deux prolongé vers l'avant, une lame montée sur une couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement dans toutes directions.



Figure VII- 2:Niveleuse

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



Figure VII- 3: Bulldozer

Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro. Les Pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.



Figure VII- 4: Pelle à chenille

Pour le remblaiement des tranchées :

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

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

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



Figure VII- 5: Chargeuse

Pour le compactage :

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



Figure VII- 6: Compacteur à rouleau lisse

VII.3 Détermination des différents volumes :**a) Volume du décapage de la couche végétale:**

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.22})$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

b) Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.23})$$

Tel que :

- V_{d} : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

c) Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VII.24})$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

d) Volume occupé par les conduites:

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}/4) \times L \quad (\text{VII.25})$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

e) Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.26})$$

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage
- B : Largeur de la tranchée(m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

f) Volume du remblai de protection:

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{Is}}) \quad (\text{VII.27})$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{Is} : volume du lit de sable (m^3).
- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).

g) Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad (\text{VII.28})$$

Tel que :

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

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VII.29})$$

Avec :

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

VII.4 Devis quantitatif et estimatif :

VII.4.1.1 Réseau des eaux pluviales :

Tableau VII- 1:Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux pluviales

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m ³	3475,128	1000	3475128
2	Lit de pose	m ³	172,028	1500	258042
3	Enrobage	m ³	816,305	200	163261
4	Remblai de la tranchée	m ³	2355,749	700	1649024,3
B	Canalisation				
1	CR8-300	Ml	522,532	5153,25	2692738
2	CR8-400	Ml	405,678	8284,62	3360888,1
3	CR8-500	ml	51,322	12996,14	666987,9
4	CR8-600	ml	116,914	20457,02	23917120
5	CR8-800	ml	176.59	25786.2	4553585.058
C	Construction				
1	Regard	u	35	30000	1050000
THT					20261366.058
TVA 19%					3849659.55
TTC					24111025.61

VII.4.1.2 Réseau des eaux usées :

Tableau VII- 2:Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux usées

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m ³	5793,233	1000	5793233
2	Lit de pose	m ³	209,131	1500	313696,5
3	Enrobage	m ³	796,927	200	159385,4
4	Remblai de la tranchée	m ³	4748,835	700	3324184,5
B	Canalisation				
1	CR8-0200	ml	1227,877	2067,35	2538451,5
C	Construction				
1	Regard	u	35	30000	1050000
THT					12128951
TVA 19%					2304500,7
TTC					14433452

Conclusion :

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

Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à 168544477.61 DA.

Conclusion générale

Nous avons réalisé dans ce mémoire la rénovation du réseau d'assainissement de l'école nationale supérieure de l'hydraulique ; nous avons remplacé le réseau unitaire existant par un nouveau réseau qui est séparatif afin de pouvoir collecter les eaux pluviales et pouvoir les réutiliser.

Nous avons choisi des conduites en PVC pour le réseau des eaux usées et pour le réseau d'eau pluviales vu ses avantages (résistantes à la corrosion et inertes vis-à-vis des produits chimiques qui composent ces eaux).

A l'instar de toute étude, notre projet ne fait pas exception ; on s'est basé pour le dimensionnement sur les trois aspects essentiels, à savoir la sécurité, la durabilité (résistance) ainsi que l'économie.

Ces trois aspects sont étroitement liés. Nous avons fait de notre mieux pour choisir les meilleures méthodes et les meilleurs paramètres à même de nous assurer des résultats les plus proches possible de la réalité. C'est ainsi qu'on a estimé l'intensité des précipitations, les débits d'écoulement, les diamètres des conduites d'évacuation et le débit du dimensionnement.

Pour assurer une sécurité et une durabilité du projet une fois réalisé, il est impératif d'avoir un bon entretien périodique.

Références bibliographiques

Azari S, 2019. « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida) ». Mémoire de fin d'étude . ENSH, Blida.

C.E.R.T.U, 2003. « La ville et son assainissement ». CERTU, France.

Gomella C. et Guerree H., 1967. « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ». Eyrolles, Paris.

Gomella C. et Guerree H., 1986. « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Eyrolles, Paris.

Ifrek S et Maacha N , 2019. « Etude d'un réseau d'assainissement et aménagement d'un canal d'évacuation pour la zone Est de la commune de Tizi-Ouzou ». Mémoire de fin d'étude. UMMTO, Tizi-ouzou.

Instruction Technique, 1977. « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations ». Imprimerie nationale, Paris.

Kerloc'h B. et Maelstaf D., 1983. « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations ». C.E.T.E, nord Picardie.

Satin M. et al., 2006. « Guide technique de l'assainissement (3e édition) ». Le Moniteur, Paris.

Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.

Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Edition Madani Frères, Blida.

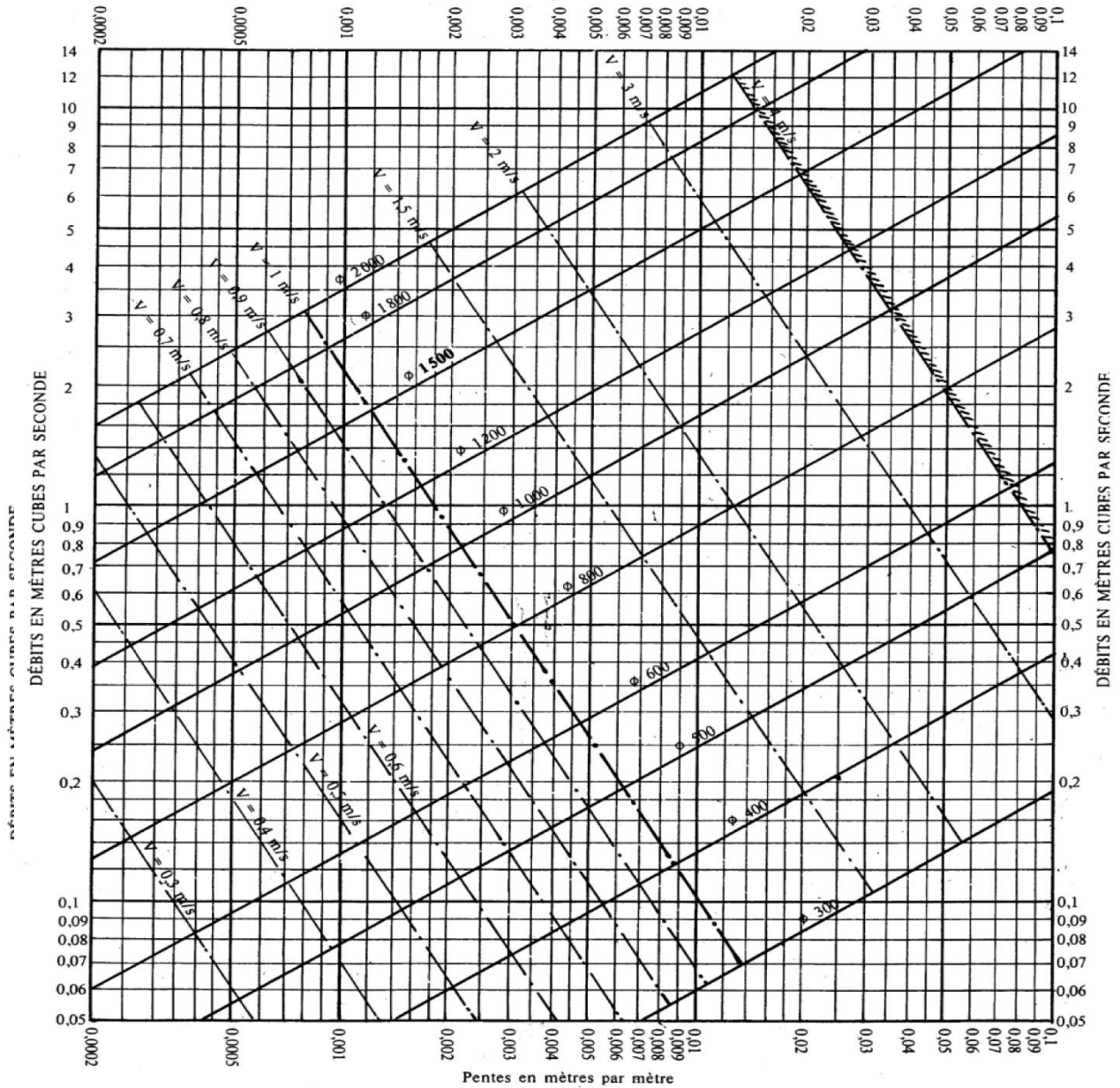
Water Pollution Control Federation, 1970. « Design and construction of sanitary and storm sewers ». WPCF Manual of practice N° 9. Washington, D.C.

Annexes

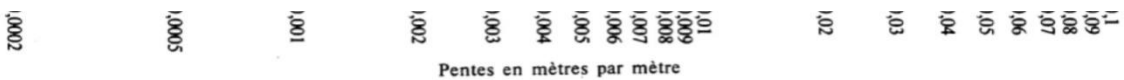
Annexe 1

ABAQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



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

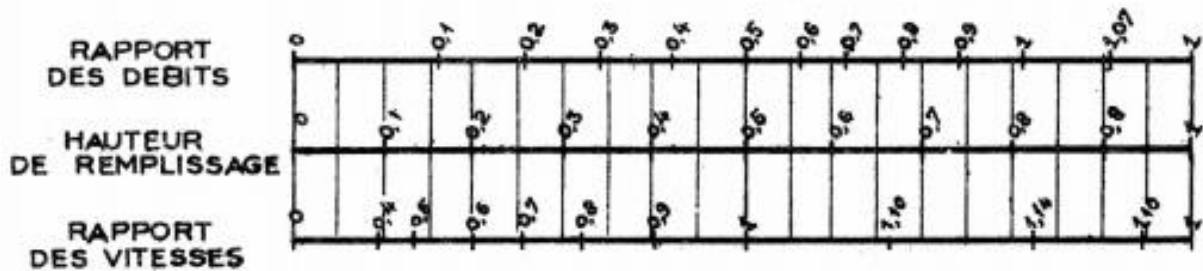


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

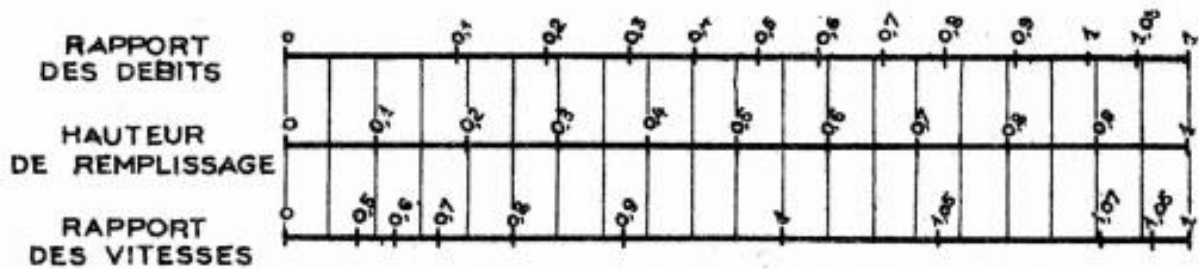
Annexe 2
ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Annexe 3

