

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT HYDRALIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement.

THEME

**DIAGNOSTIC ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DU POLE URBAIN DE LA COMMUNE
D'ELHASSANIA (W.CHLEF)**

Présenté par :

M^{elle}: ZIANE BERROUDJA HORIYA

Devant les membres du jury:

Nom /Prénom	Grade	Qualité
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Président
M ^{eme} S.BELABES	M.A.A	Membre
M ^r A.BOUFEKANE	M.A.A	Membre
M ^{eme} F.DERNOUNI	M.A.A	Membre
M ^r A.HACHEMI	M.C.B	Promoteur

Septembre 2017

Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'aimerais remercier Mr HACHEMI.A de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont également à :

Mr M'HAMMEDIA ELAID, Chef de Projet à la DRE de la wilaya de Chlef

M^{me} CHAIB FATIMA, pour son aide précieux

Mr ABAIDIA SOUFIEN qui a toujours été présent pour répondre à mes questions

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral

Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :

*Mes parents que je ne pourrai jamais remercier pour ce que je suis devenue
grâce à leur éducation et sacrifices*

Mes frères, mes belles sœurs, mes neveux et mes nièces

Mes amis(es) avec qui j'ai partagés des souvenirs inoubliables

Tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études

HORIYA

ملخص :

التطهير في الوسط الحضري هو نظام يضمن استقرار حياة الإنسان وكذا ضمان الحد الأدنى من المتطلبات الصحية للقطن الحضري بالحسنه الشلف وهذا حتى نتمكن من إجراء عملية التهيئة، إنشاء و توسيع شبكة التطهير. ولغرض تحقيق الأهداف المسطرة مسبقا، نقوم بتشخيص شبكة التطهير، دراسة الشبكة ومحاولة تحسينها مع شمل مناطق التوسيع وكذا المناطق حديثة التعمير. وفي الأخير نتوصل إلى مخطط تنفيذي قابل للإنجاز متبوعا بسياسة تسيير، صيانة واستغلال جيد.

Résumé :

L'assainissement en milieu urbain est une règle essentielle pour assurer une paisible vie à l'homme. Partant de ce fait, notre étude consiste à relever les anomalies que présente le système d'assainissement du pole urbain Elhassania Chlef afin de prévoir des travaux d'aménagement, de conception et éventuellement l'extension du réseau existant.

Elle comprend donc, afin de satisfaire les objectifs prédéfinis, deux phases.

La première concerne l'établissement du diagnostic du réseau existant. La deuxième, quant à elle, consiste en l'expertise du même réseau en incluant les zones d'extension.

Enfin, la troisième et l'ultime partie, comprend le projet d'exécution accompagné d'une politique de gestion, d'entretien et d'exploitation.

Abstract:

Cleansing in urban areas is an essential rule to assure a good public health. Accordingly, the purpose of this study is to get rid of sewage system problems of the urban pole El Hassania, Chlef, in order to provide working arrangement, conception and eventually, enlargement of the existing network.

Therefore, three complementary phases are needed. The first step is to establish the diagnostic of the existing network, the second one, consists in its expertise, including added areas.

Finally, the third and last step which includes the execution of the final project is followed by a management policy, maintenance and good exploitation.

Liste des tableaux

Chap I

Présentation de la région d'étude

Tableau I.1 : Variation des températures moyennes mensuelles à travers la station de référence de Chlef	3
Tableau I.2 : Station de référence	4
Tableau I.3 : Evaporation mensuelles et annuelles à travers la station de Chlef.....	4
Tableau I.4 : Récapitulatif du résultat de l'enquête sur population bâti en Mars Avril 2015.....	7

Chap II

Etude hydrologique

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique et de la période d'observation des pluies mensuelles.....	12
Tableau II.2 : Série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières (station expérimentale de Chlef).....	13
Tableau II. 3 : Les paramètres de la loi Gumbel.....	15
Tableau II.4 : Calcul des quantiles par la droite de Gumbel	16
Tableau II.5 : Les paramètres de la loi log-normal	18
Tableau II.6 : Calcul des quantiles par la loi de Galton.....	18
Tableau II.7 : Les paramètres du test khi carré.....	19

Calcul de base

Chap IV

Tableau IV.1 : Evolution de la population.....	28
Tableau IV.2 : capacité d'accueil maximum	28
Tableau IV.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	33
Tableau IV.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.....	33
Tableau IV.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	34
Tableau IV.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	34
Tableau IV.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.....	35
Tableau IV.8 : Calcul nombre d'habitant pour chaque sous bassin.....	37

Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Chap V

Tableau V.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin.....	44
Tableau V.2 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées	45
Tableau V.3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.....	50

Chap VI

Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau

Tableau VI.1 : valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler K_s	54
---	----

Tableau VII.1 : Dimensionnement des regards.....	66
Tableau VII.2 : Dimensionnement des déversoirs d'orage.....	70
Tableau VII.5 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	76

Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : Détermination des délais	86
Tableau VIII.2 : Détermination des volumes des travaux	90
Tableau VIII.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	91

Liste des figures

Présentation de la région d'étude

Chap I

Figure I.1: Limites administratives de la wilaya de Chlef.....	2
Figure I.2: Graphe des températures mensuelles moyennes	4
Figure I.3 : Extrait de la carte de séismicité d'Algérie	6

Etude hydrologique

Chap II

Figure II.1 : Représentation de la droite de Gumbel	17
Figure II. 2 : Représentation la droite de Galton.....	19

Diagnostic et réseau d'assainissement existant

Chap III

Figure III.1 : Absence du réseau d'assainissement	23
Figure III.2 Pistes carrossables à l'intérieur du pole.....	23
Figure III.3 : Partie du Pont de la voie située à la limite Ouest du Pole.....	24
Figure III.4 : Schéma du tracé de réseau existant à l'ouest du pole.....	24
Figure III.5 Voie qui relie le site au quartier de Ben Souna	25

Calcul de base

ChapIV

Figure IV.1 : Schéma perpendiculaire	29
Figure IV.2: Schéma par déplacement latéral	30
Figure IV.3 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	30
Figure IV.4 : Schéma à Collecteur Etagé	31

Figure IV.5: Schéma type radial31

ChapVII

Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Figure VII.1: Exemple d'un branchement simple 62

Figure VII.2: Bouches d'égout 63

Figure VII.3: Emplacement des bouches d'égout 63

Figure VII.4: Exemple d'un regard de jonction 65

Figure VII.5: Exemple d'un regard de chute 66

Figure VII.6: Déversoir d'orage à seuil latéral 69

Organisation de chantier

ChapVIII

Figure VIII.1: Diagramme de Gant 87

Liste des planches

Planche N°01 : Plan de situation du pôle urbain Elhassania.

Planche N°02 : Plan d'occupation de sol du pôle urbain.

Planche N°03 : Plan de projection du nouveau réseau.

Planche N°04 : Les ouvrages annexes.

Planche N°05 : Profil en long du collecteur principal 22 et le collecteur secondaire 4.

Planches N°06 : Délimitation des sous bassins.



INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

L'eau est un élément vital et une source précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique.

Un système d'assainissement permet d'acheminer les eaux usées en provenance des différents services vers un traitement de manière à rejeter une eau assainie dans l'environnement.

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

Par conséquent une étude approfondie, et une enquête minutieuse du système d'assainissement sur le terrain doivent être menées afin de relever les différentes anomalies dont souffrent les riverains surtout en saison estivale et aussi établir le nouveau réseau d'assainissement pour la nouvelle ville.

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



Chapitre I

PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Introduction

Toute étude d'assainissement d'une zone urbanisée, d'un espace libre ou d'une zone d'extension raccordée à l'existant tient compte de tous les facteurs (topographie, l'urbanisme, le climat...)

I.1 situation géographique

L'Objet de la présente étude constitue la nouvelle extension du chef-lieu de la commune de Chlef au côté Sud-Est, à environ 03 km du centre ville, couvrant deux communes : Chlef et Sendjas.

La région d'étude s'étale sur une superficie de 136 ha et elle est délimitée comme suit :

Au Nord par des pistes et des terrains agricoles.

A l'Est par Oued Tsighaouat.

Au Sud par L'autoroute Est-Ouest.

À l'Ouest par une voie goudronnée et Oued Ouaoua.

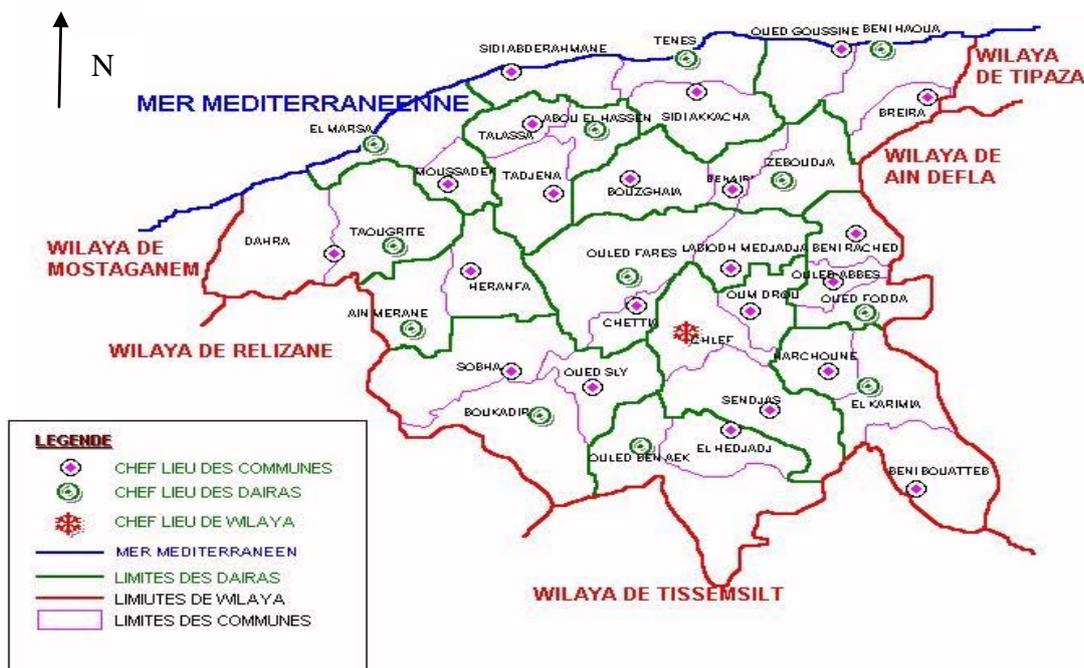


Figure I.1 : Limites administratives de la wilaya de Chlef.

I.2 Données naturelles du site

I.2.1 Situation topographique

Notre site est situé dans le domaine de bas reliefs qui concerne principalement la plaine du Chélif. Les altitudes ici sont généralement inférieures à 200m et descendent de 150m à l'Est et à l'Ouest. Les pentes sont également insignifiantes, elles sont généralement inférieures à 10 %, néanmoins au niveau de colline (cimetière) où les pente deviennent importantes.

I.2.2 Analyse géologique

La sédimentation miocène dans cette région est très épaisse et s'épaissit d'avantage dans le bassin néogène du Chélif. Elle vient, sans doute, compenser la subsidence active de ce bassin. Une subsidence qui ne cesse de s'accélérer jusqu'à présent, d'autant plus que les facteurs géodynamiques dans cette région sont activés par la sismicité et le surpoids des sédiments. La sédimentation miocène dans cette région, dans le Dahra, comme dans l'Ouarsenis et dans le bassin du Chélif, débute par une alternance de grès, de calcaires et de poudingues datés du Miocène inférieur (Burdigalien).

I.3 contexte climatique :

La commune est caractérisée par un climat méditerranéen subhumide dans la partie Nord et un climat continental au Sud, froid en hiver et chaud en été.

I.3.1 Température

La température atteint son maximum au mois de Juillet avec plus de 39°C en été, son minimum au mois de janvier avec +08°C en hiver.

Le tableau ci-dessous, résume les moyennes mensuelles des températures minimales, moyennes et maximales pour l'année 2016

Tableau I.1 : Variation des températures moyennes mensuelles (2016)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aout
M	34,2	30,9	21,1	17,3	18,7	18,7	18,9	23,9	28,6	34,7	39,5	37,5
m	20,4	18,2	12,2	9,2	8,6	9,3	7,7	11,0	14,4	19	22,8	22,2
T	27,2	24,6	16,7	13,3	13,7	14,1	13,3	17,6	21,4	26,8	31,0	29,9

(Source A.N.R.H Blida : AGENCE NATIONAL DES RESSOURCE

HYDRAULIQUE DE BLIDA)

M : température moyenne maximale (°C)

m : température moyenne minimale (°C)

T : température moyenne (°C)

Présentation de la région d'étude

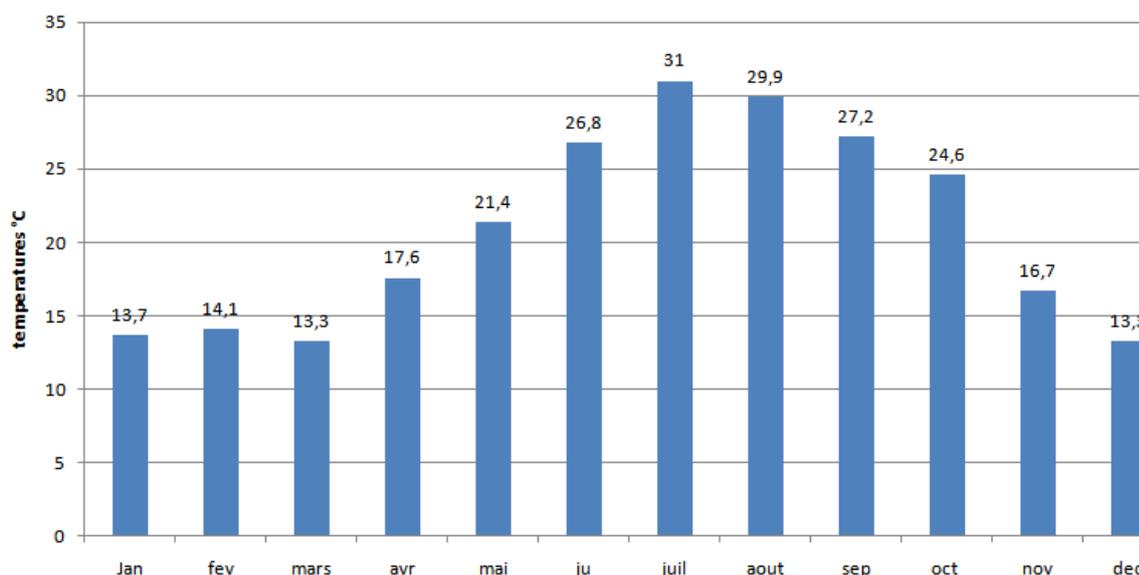


Figure I.2 : graphe des températures mensuelles moyennes.

I.3.2 Pluviométrie

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de Chlef (012219) qui dispose d'une série de 30 années (1986-2015).

Tableau I.2 : Station de référence

station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)	période d'observation	Nbre d'année
Chlef	012219	378.65	320.5	110	(1986 - 2015)	30

(Source A.N.R.H Blida)

La pluviométrie mensuelle moyenne est : 40,06 mm.

I.3.3 Evaporation

Cette évaporation est mesurée sous abri à l'évaporomètre piche de la station de Chlef. Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois de Juin, Juillet et Aout et elle est faible aux mois de Décembre, Janvier et Février

Tableau I.3 : Evaporation mensuelles et annuelles en mm

Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aout	Année
198	142	83	48	50	75	120	140	175	249	315	290	1885

(Source ONM : Office National de la Météorologie)

I.3.4 Vent

Les vents dominants dans la zone soufflent essentiellement de l'Ouest et du Nord Est.

Le sirocco : vent chaud et sec de direction WSW souffle généralement de 5 à 7 jours de Juin à Septembre avec un maximum en Aout.

Dans la vallée du chélif, les pressions atmosphériques sont plus élevées le matin (07 heures) que le soir ; alors que la situation s'inverse sur le littoral (à 13 heures) car l'abaissement absolu est très important dans le chélif et assez faible sur le littoral (ceci pour Mai et Juin). Ce phénomène explique l'importance des vents locaux.

I.4 Sismicité

La wilaya de Chlef est classée en zone sismique IIa qui représente une intensité sismique moyenne, selon le RPA 99(Règles Parasismiques Algériennes), modifié en 2003.

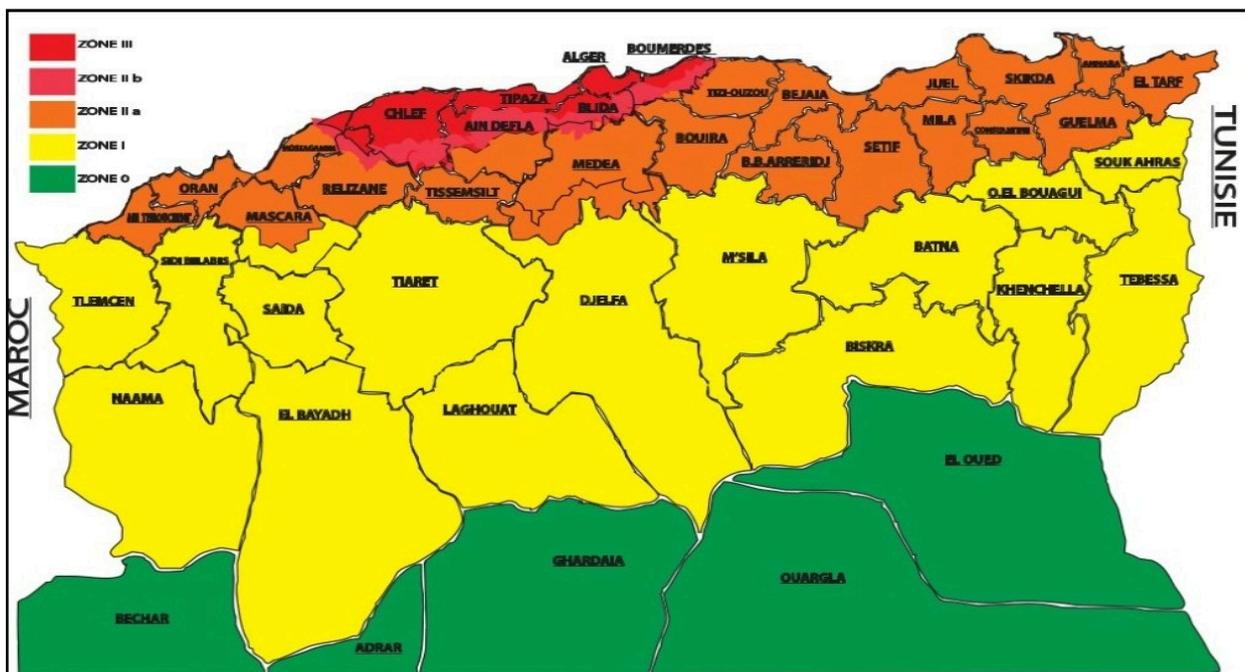


Figure I.3 : Extrait de la carte de sismicité d'Algérie
(RPA, 1999, modifié 2003.CGS)

I.5 Inondabilité

L'inondation est la submersion d'une zone par l'eau qui correspond au débordement des eaux lors d'une période de crue. Habituellement l'eau s'écoule dans son lit mineur. Le lit majeur constitue l'espace occupé par une cour d'eau lors d'une inondation. Il existe plusieurs types d'inondations causés par :

- Le débordement indirect de la cour d'eau qui sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur.
- Le débordement indirect des eaux qui remontent par les nappes alluviales et les réseaux d'assainissement des eaux pluviales.
- La stagnation d'eau pluviale qui est liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou réseau d'eau pluviale lors de pluies anormales.
- Le ruissellement en secteur urbain où des orages intenses (plusieurs centimètres de pluies par heure qui va saturer les capacités d'évacuations du réseau des eaux pluviales.
- Les crues torrentielles qui se rencontrent dans les zones montagneuses, mais aussi sur des rivières alimentées par des pluies de grandes intensités.

Dans notre site les inondations sont provoquées par Oued Tisghaout qui fait la limite Ouest Nord du site qui est alimenté par les chaabats. Et Oued Ouou qui fait la limite Est du site.

Aucune construction n'est autorisée quelque soit son importance ou sa destination dans la limite périphérique des oueds qui traversent le site d'où il est nécessaire et obligatoire de laisser une bande importante sur les terrains des berges à une largeur de 15m de part et d'autre.

I.6 Population

L'analyse de la population et logements a été obtenue à partir des données de l'enquête bâtie exhaustive effectuée sur terrain concernant le site du pôle urbain el hassania, et dont les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : récapitulatif du résultat de l'enquête bâtie en Mars-Avril 2015

POLE URBAIN EL HASSANIA	Nombre de logements	Population	Nbr d'habitant /log
	320	2240	7 habitant /log

(Source : [ONS2015])

I.7 Occupation du sol

Le site en grande partie est vacant, toutefois il existe trois groupements de constructions furent le résultat d'une urbanisation dispersée hors axes de communication: le groupement de « *Boussiar* » situé au Sud Est d'une superficie d'environ **4 ha**, groupement « *le Camp* » situé à l'Est du site d'une superficie d'environ **3 ha**, au Sud de ce groupement on trouve la base de vie chinoise et le groupement de « *Chouagria* » situé au Nord Est près de l'Oued de *TSIGHAOUAT* d'une superficie d'environ **8 ha**, ainsi qu'un cimetière situé au Centre Est du site d'une superficie d'environ **0,6 ha** et des terrains agricoles.

I.8 les équipements

Comme équipement il existe qu'une seule école primaire « Berkouke M'hamed » compte 99 élèves dont 33 filles et une mosquée dans le groupement de Boussiar.

I.9 Situation hydraulique

I.9.1 Alimentation en eau potable

L'assiette de la zone d'étude Pole Urbain El Hassania, possède deux types de conduites d'AEP, conduite de distribution et conduite de refoulement.

Conduite de refoulement alimente un réservoir existant dans notre site de capacité de stockage 2x2000 m³ avec diamètre Ø300 mm en fonte à partir de barrage sidi yakoub.

Les conduites de distribution Ø160 PEHD qui alimentent le site CAMP et Ø 110 PEHD qui alimentent le site Boussiar à partir de réservoir de 2x2000 m³ et les autres conduites sont Ø 400.125.160 mm PEHD et Ø 400 mm en acier alimenté par le barrage de Sidi Yakoub.

I.9.2 Assainissement

L'assiette du pole est dépourvue d'un réseau d'assainissement vu que le site n'est pas urbanisé. A l'ouest de pole il ya le site CAMP leur réseaux assainissement est constitué par un réseau d'évacuation en système unitaire récent composé par des collecteurs de Ø 300, 400 et 600 mm en béton armé sont rejetés vers station d'épuration de Chlef avec un collecteur de Ø800.

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique, nous avons opté pour le dimensionnement total d'un réseau d'assainissement en gardant le même réseau à la partie ouest.



Chapitre II

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux usées domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées découlent directement de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement.

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

Dans ce contexte, il y a lieu de définir certains paramètres qui sont les suivants :

II.1 Les averses

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée qui varie d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace.

II.2 Choix de la période de retour

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

II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir à des données spécifiques.

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

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit :

$$i_m = \frac{h}{t} \dots\dots\dots (II.1)$$

I_m : intensité moyenne en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en m.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.

Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.3.1 Etat du réseau pluviométrique

Les stations pluviométriques représentées dans le tableau II-1 ont des périodes de fonctionnement différentes et présentent toutes des années lacunaires ce qui rend le choix de retrouver une série représentative pour une longue période d'observation difficile.

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique et de la période d'observation des pluies mensuelles

station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)	période d'observation	Nbre d'année
Chlef	012219	378.65	320.5	110	(1986 - 2015)	30
Sendjas	012222	378.3	329.55	430	(1991-2011)	21

(Source : A.N.R.H BLIDA)

II.3.2 Analyse et choix des données

Pour le choix de la station pluviométrique, on considère que la station la plus proche du bassin versant de Tsighaout est celle qui possède la plus grande période d'observation.

Pour cette station, on dispose d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximaux journaliers pour 30 années d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau II.2.

Etude Hydrologique

Tableau II.2 : Série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières (station expérimentale CHLEF, code : 012219)

Année	Précipitations (mm)												Max	Annuel
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou		
1986/1987	25,6	33,6	9,3	24,8	8	19,6	9,4	1,2	12,7	12	0	0	33,6	145,4
1987/1988	9,8	25,3	25,9	7,8	21,7	2,3	12,2	6,8	18	1,8	0	0	25,9	131,6
1988/1989	9	9,5	13,3	20,9	6,8	10,3	12,9	3,7	1,7	2,7	0	11,9	20,9	123,6
1989/1990	2,7	7	8,6	13	16,4	0	24	7,7	4,2	1,2	0,4	2,5	24	87,7
1990/1991	0,3	26,7	21,2	10,1	9	6,7	15,7	6	9,6	2,1	0	1,3	26,7	108,7
1991/1992	2,4	11,5	9,4	0,7	17,6	4,7	23,2	14,4	20,1	7	4,9	0	23,2	115,9
1992/1993	0	17,5	5,2	8,8	3,4	30,2	7,3	18,5	6,7	0	0	0,2	30,2	97,8
1993/1994	21	83	11	5,5	9,9	6,7	1	5,7	8,5	0	0	0	21	77,6
1994/1995	41,9	18,9	13,8	15,5	16,6	8,9	14,4	4,2	0	2,2	0	23	41,9	159,4
1995/1996	20,4	10	23,5	12,9	15,8	23	27,3	19,5	16	1,7	9,7	2,4	27,3	182,2
1996/1997	34,2	10,7	2,5	9	14	2,7	0	49,2	8	0,4	5,1	9,2	49,2	147,4
1997/1998	18,9	14,4	25,2	7,3	5	5	3,2	36,2	30	0,8	0	1,4	36,2	149,5
1998/1999	15	13,5	5,8	7,4	31,5	22	44,7	3,5	6,1	0	0	0	44,7	14,5
1999/2000	18,2	5,5	20,2	21,2	1,5	0	20,5	3	4	0	0	0	21,2	94,1
2000/2001	22,3	60	30,2	27,7	19,7	4,6	2,3	14	6	0	0	0	60	186,8
2001/2002	12,1	3,4	52,4	15,2	8,3	2,1	17,9	17,5	18,6	0	0	5,1	52,4	152,6
2002/2003	0	10,1	16,7	24,4	14,7	13	6,3	14,5	24,5	1	0	5,2	24,5	130,4
2003/2004	0	8,4	24,5	17,5	21	15,7	9,5	5	31,5	4,3	0	0	31,5	137,4
2004/2005	0	16	17,3	15,5	8	19,4	8	1,5	1	0	0	0,3	19,4	87
2005/2006	11,5	17,1	22,9	17,9	12,4	21,4	5,2	3,7	49,5	4	0,5	1,2	49,5	167,3
2006/2007	9,8	0	0	18,8	16,4	31,6	12	17,6	29,6	0	0	0	31,6	135,7
2007/2008	23,6	12	18	8	8,3	11	13,8	11,8	15,9	11	6	0	23,6	139,4
2008/2009	6,4	15,2	10,8	27,5	8,9	6,1	20,1	23,3	11	1	0	2	27,5	132,3
2009/2010	21,7	24,5	18,3	11,8	17,6	24	25	13	8,3	1,3	0	34,6	34,6	200,1
2010/2011	10,5	20	39,7	7	42	17,3	7	20,2	41,8	18	0,8	0	42	224,3
2011/2012	6,4	8,1	19,7	5,7	13,9	26,1	15	49	4,3	0	0	0	49	148,2
2012/2013	0	13	23,4	4	17,6	2,8	21,5	18,7	26,9	0	1,5	1,3	26,9	130,7
2013/2014	9,8	12	15	23,5	9,2	14,9	14	3,6	8,7	22	0	0	23,5	132,7
2014/2015	37,2	19	17,2	10,5	9,5	21,9	10	0	2,6	0	0	4,2	37,2	132,1
2015/2016	6,5	10	20,3	0	12,8	28	32,5	17	5	0	0	0	32,5	132,1

(Source A.N.R.H Blida)

***Les caractéristiques de cette série sont :**

- La somme des précipitations maximales journalières durant 30 ans d'observations :

991,7 mm

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{N} = \frac{991,7}{30} = 33,06 \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 30 ans).

➤ **Ecart type σ_x :**

Pour $N \leq 30$ ans on a :

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

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{30} (P_{\max,j} - 33.06)^2}{30-1}} \right] = 10.94\text{mm}$$

➤ **Coefficient de variation :**

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} \dots\dots\dots (II.4)$$

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} = \frac{11,06}{33.06} = 0,33$$

➤ **Exposant climatique :**

Il est donné par l'A.N.R.H de Blida **b= 0,3**

II.3.2.1 L'homogénéité de la série

➤ Les séries des pluies maximales journalières sont automatiquement homogènes.

II.3.3 Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

- loi de GALTON ou loi log normale.
- Loi de GUMBEL.

II.3.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.5)$$

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

α, x₀ : Coefficients d'ajustement.

x₀ : Paramètre de position (mode).

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

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.6)$$

$y = \frac{\alpha}{(x - x_0)}$ Variable réduite de GUMBEL.

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]-\infty, +\infty [$.

L'équation présent sous la forme : $x = (\frac{1}{\alpha}) y + x_0$.

Est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

***Procédé d'ajustement :**

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi gumbel, on fait appel au logiciel Hyfran.

Dans notre calcul, on a opté pour la méthode des moments, et la fréquence ; choisit est celle de Hazen.

Tableau II. 3 : Les paramètres de la loi de Gumbel

Nombre de données	30
La moyenne des logarithmiques « \bar{X} »	32.6
L'écart type des logarithmiques « σ »	11.0

*Calcul des quantiles :

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Gumbel, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T}$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel issus de logiciel Hyfran, avec l'utilisation de la méthode des moments sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Calcul des quantiles par la droite de GUMBEL

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q (%)	Pmaj (q%)	mm	95%
100	99	67.2	7.89	51.7-82.6
50	98	61.2	6.77	47.9-74.4
20	95	53.2	5.30	42.8-63.6
10	90	47.0	4.20	38.8-55.2
5	80	40.6	3.13	34.5-46.6
2	50	30.8	1.84	27.2-34.4

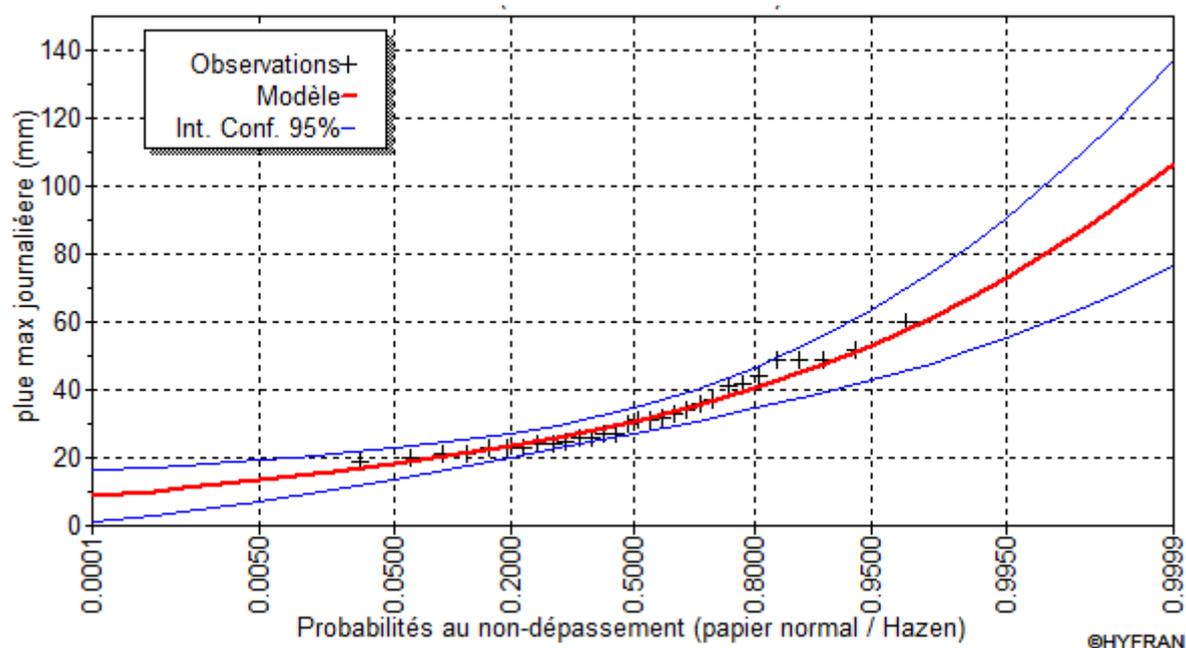


Figure II.1 : Représentation de la droite de Gumbel.

Remarque

La loi de GUMBEL s’ajuste.

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

La fonction de répartition de la loi log-normal est donnée par l’expression suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \frac{\log(x) - \bar{x}}{\sigma}^2} \dots\dots\dots (II.07)$$

Avec :

\bar{X} : La moyenne des logarithmes de la variable x.

σ : L’écart type des logarithmes de la variable x.

Quand on utilise la variable centré réduite Z, la formulation devient ainsi :

$$Z = \frac{\log x - \bar{x}}{\sigma} \dots\dots\dots (II.08)$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{max.j}(p\%) = e^{(\bar{X} + Z(P\%)*\sigma)^2} \dots\dots\dots (II.09)$$

La valeur de paramètre u est associée à la probabilité de non dépassement.

***Procédé d'ajustement :**

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on fait appel au logiciel Hyfran.

Tableau II.5 : Les paramètres de la loi log-normale

Nombre de données	30
La moyenne des logarithmiques « \bar{X} »	3.43424
L'écart type des logarithmiques « σ »	0.320204
L'équation de la droite de Galton s'écrit ainsi : $P_{max.j}(p\%) = e^{(3.43424 + Z(P\%)*0.320204)}$	

***Calcul des quantiles :**

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Galton, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T}$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Galton issus de logiciel Hyfran, sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Calcul des quantiles par la loi de Galton

T	q	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	65.3	7.44	50.7-79.9
50.0	0.9800	59.9	6.24	47.6-72.1
20.0	0.9500	52.5	4.76	43.2-61.8
10.0	0.9000	47.3	3.72	39.5-54.0
5.0	0.8000	40.6	2.77	35.2-46.0
2.0	0.5000	31.0	1.81	27.5-34.6

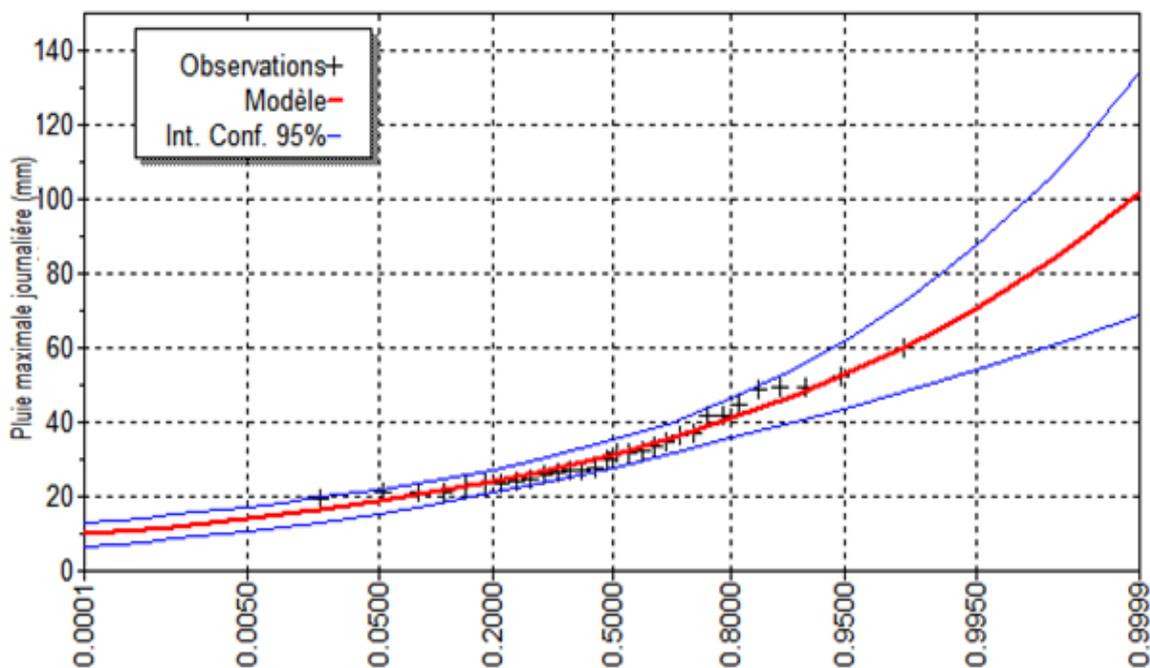


Figure II.2 : Représentation la droite de Galton.

Remarque

La loi de Galton s'ajuste

II.3.4 Control de l'ajustement

On remarque que les deux méthodes nous donnent des résultats très proches après test de khi carré :

Tableau II.7 : Les paramètres du test khi carré

Loi	Paramètre khi carré
Gumbel	2,67
Galton	2,67

On prend celle qui a la précipitation la plus grande ~ Galton donne Pmax= 47.3 mm

II.3.5 Pluie de courte durée

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement. L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10ans

($I_{15\text{mn}, 10\%}$) entre dans le calcul des débits pluviaux drainés par les collecteurs.

Pour cela on calcul l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

$$I_{t(15\text{ min}), P\%} = I_{24, P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.10)$$

Où :

I_{24} (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.3$), il est donné par l'A.N.R.H DE Blida.

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 mn, peut être la valeur optimale

Nous aurons donc :

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

➤ D'après la loi de **GALTON** :

$$I_{15\text{ min}, 10\%} = \frac{47.3}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,3-1} = 48.11\text{mm} / h$$

$$I_{15\text{ min}, 10\%} = 48.11\text{mm} / h$$

Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique

On a :

$$I_{15\text{ min}, 10\%} = 48.11\text{mm} / h$$

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$q = i = 133.64 \text{ l/s.ha}$$



Chapitre III

Diagnostic du réseau D'assainissement existant

Introduction

Les éléments qui constituent un réseau d'assainissement, sont soumis à des sollicitations en continue qui les détériorent peu à peu. Les causes majeurs pour qu'un réseau d'assainissement ne réponde plus à ces fonctions :

- Effondrement de certains du aux efforts physiques excessifs qu'elles subissent ; trafic routier ;
- Rétrécissement des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts.
- Erosion des parois internes des conduites par certains gaz comme l'H₂S.

III.1 Phases principales d'une étude de diagnostic

L'étude de diagnostic est un ensemble d'opérations effectuées sur le terrain, pour déceler le disfonctionnement et proposer les travaux correspondants. Pour conduire une étude de diagnostic on a trois phases à suivre :

III.1.1 Recueil et exploitation des données :

On distingue quatre types de données :

- Données relatives à la collecte :
 - Nombre d'habitants et leurs consommations en eau potable.
 - Surfaces totales drainées et leurs caractéristiques : degré d'imperméabilisation, intensité de pluie, pente.
- Données relatives au réseau et à ces ouvrages annexes (collecteurs, station de relevage, déversoirs d'orage, dessaleur déshuileur, bassin de retenue, et bassin d'orages).
- Données relatives au traitement :
 - Bilan du traitement.
 - Etat de fonctionnement des ouvrages de traitement.
- Données relatives au milieu récepteur
 - Qualité actuelle
 - Objectifs tracés

III.1.2 Mesures de débits et degré de pollution

Les mesures sont effectuées par temps sec et temps de pluie, sur les collecteurs et aux points de rejet à fin de déterminer tous les débits et d'identifier les apports parasites permanents. On a recours à des inspections nocturnes pour identifier les collecteurs producteurs d'eau parasite.

II.1.3 Investigations spécifiques

Dans le cas où on a des doutes sur des tronçons de réseau on fait des inspections par caméra vidéo sur les collecteurs producteur d'eau parasite ou des essais à la fumée pour identifier les faux branchements.

Dans notre cas L'assiette du pôle est dépourvue d'un réseau d'assainissement vu que le site n'est pas urbanisé.

Les habitants utilisent les fausses septiques ;

- La fosse septique est l'un des éléments constitutifs d'une installation d'assainissement non collectif. Elle reçoit uniquement les eaux-vannes (sanitaires).
- La fosse n'assure qu'une fonction de prétraitement ; seulement 30 % de la pollution carbonée est détruite. Le traitement proprement dit est le plus souvent assuré par le sol, au moyen de tranchées d'épandage. Cela suppose que les caractéristiques pédologiques des sols soient compatibles : suffisamment perméable mais pas trop pour éviter un transfert trop direct vers la nappe phréatique.

III.2 Visite des lieux et reconnaissance



Figure III.1 : Absence du réseau d'assainissement (le 22-03-2017)



Figure III.2 : Pistes carrossables à l'intérieur du pole (le 22-03-2017)



Figure III.3 : Partie du Pont de la voie située à la limite Ouest du Pole et qui mène vers la zone éparse au Sud. (le 22-03-2017)

*A l'ouest de pole il ya un site 'le camp' leur réseau assainissement est constitué par un réseau d'évacuation en système unitaire récent (en bonne état) composé par des collecteurs de Ø 300, 400 et 600 mm en béton armé sont rejet vers station d'épuration de Chlef avec collecteur Ø800.

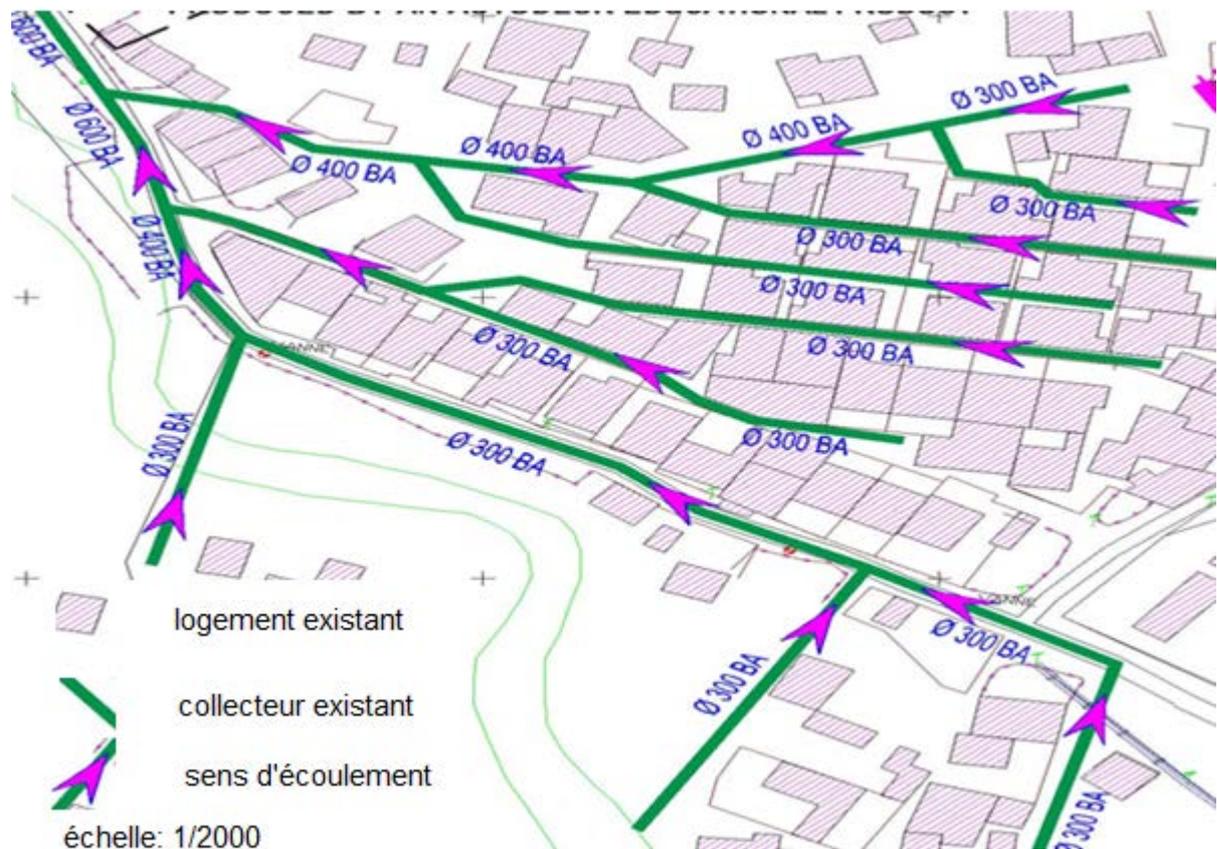


Figure III.4 : Schéma du tracé de réseau existant à l'ouest du pôle



Figure III.5 : Voie qui relie le site au quartier de Ben Souna (le 22-03-2017)

Conclusion

Après l'étude diagnostic faite nous avons opté à dimensionner un nouveau réseau d'assainissement pour la population déjà existé et d'éprouvé d'un réseau en gardant le même réseau à la partie ouest qui est en bonne état.



Chapitre IV

CALCUL DE BASE

Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, passe par certaines phases préliminaires, parmi les quelles on trouve, le calcul de base. Au sein de cette partie on procède à une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

IV.1 Situation démographique

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 05 ans à 10 ans.

La population actuelle des villages en question s'élève à 1210 habitants d'après le dernier recensement effectué par l'URBAB.

La répartition des habitants est faite comme suite :

Le camp : (41%)

Boussiar : (28%)

Chouagria : (31%)

En considérant le taux d'accroissement de la population donnée par l'APC (de l'ordre de 2.3 %), en utilisant la loi des intérêts composés (ci-dessous), on peut estimer l'évolution de la population pour différents horizons.

$$P_n = P_a(1+i)^n \quad \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec

P_n : population prévisionnelle pour l'horizon considéré ;

P_a : population de l'année de référence ;

i : taux d'accroissement de la population ;

n : nombre d'année séparant les horizons considérés ;

Tableau IV.1 : Evolution de la population

	Année	2008	2017	2025	2040
Population	Le camp	501	616	738	1040
	Boussiar	277	340	407	573
	Chouagria	303	372	446	627

La somme : 2240

Tableau IV.2 : Capacité d'accueil maximum

Surface de l'aire d'étude = 136 Hectare.	
Nombre de logements projetés = 3948 Logts. (bâtiments)	Taux d'occupation par logement = 7 Hab/Logt.
Nombre de population prévue = 27636 Hab.	
Nombre de population total prévue = 27636+2240 = 29876 Hab.	

IV.2 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement

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

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

IV.2.1 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 site, du système existant, de la topographie du terrain et de 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.

IV.3 Schéma du réseau

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi et les contraintes, leur schémas se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types suivant :

IV.3.1 Schéma perpendiculaire

Avec ses multiples débouchés transversalement à la rive, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

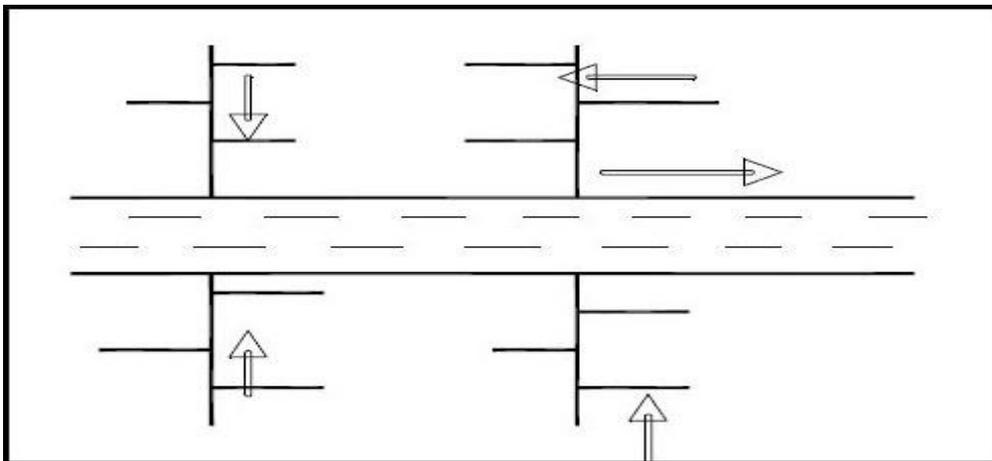


Figure IV.1 : Schéma perpendiculaire

IV.3.2 Schéma par déplacement latéral

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique, ceci peut être obtenu par un tracé oblique ou par un collecteur latéral.

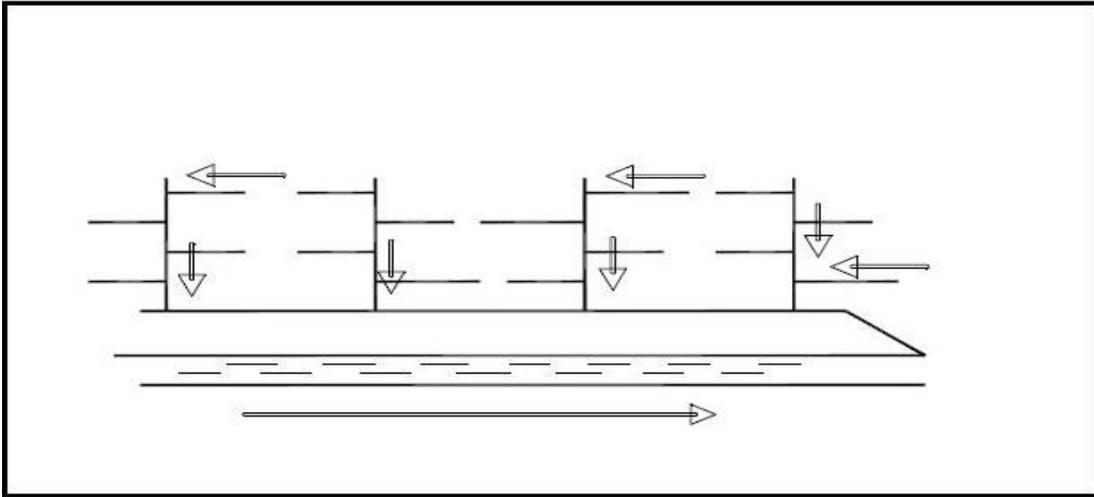


Figure IV.2: Schéma par déplacement latéral

IV.3.3 Schéma à collecteur oblique

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

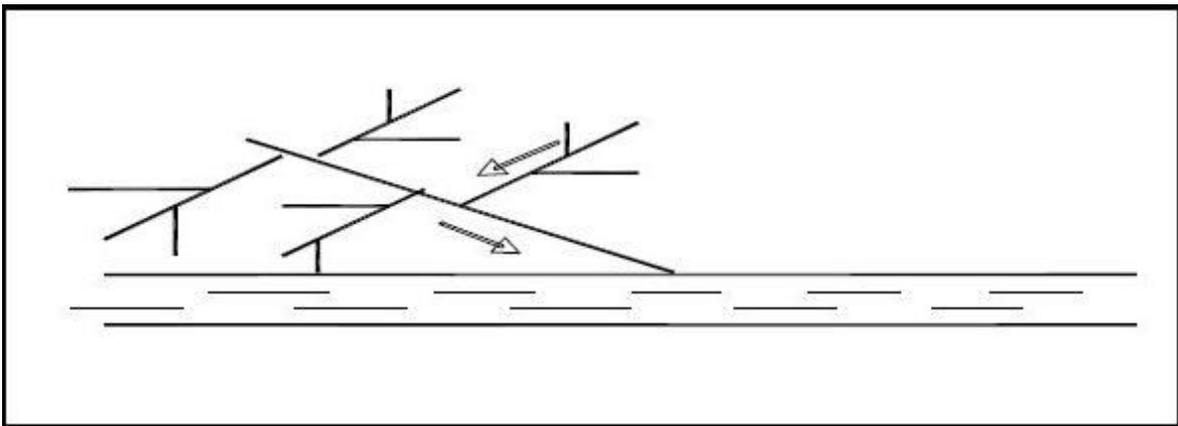


Figure IV.3 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

IV.3.4 Schéma de collecteur étagé

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux .Il permettent de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

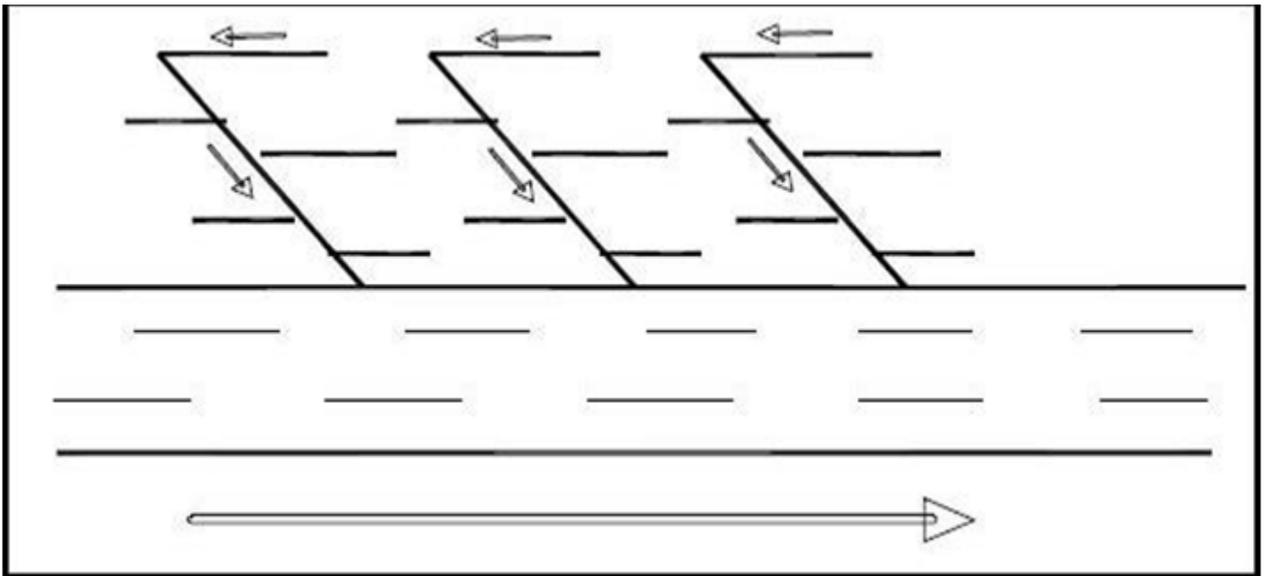


Figure IV.4 : Schéma à Collecteur Etagé

IV.3.5 Schéma radial

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, ou l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates

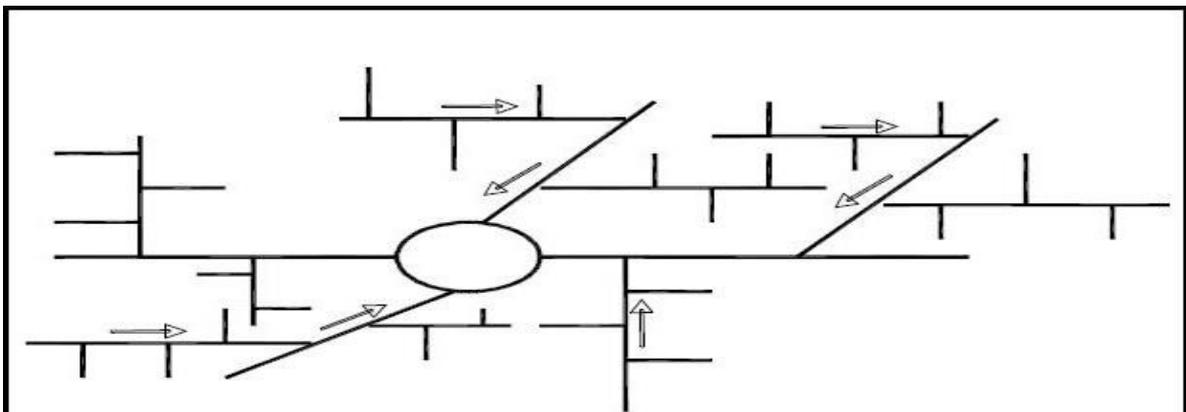


Figure IV.5: schéma type radial

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau d'eau usée avec schéma à **collecteur oblique**.

Un réseau d'assainissement doit assurer le transfert de l'effluent dans les meilleures conditions jusqu'à point de traitement sans porter atteinte à la santé et à la sécurité des habitants.

Nous avons projeté autant que possible le meilleur réseau d'assainissement pour notre site de pole.

IV.4 Choix du découpage des sous bassins

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

- La topographie du terrain.
- Les routes et voiries existantes.
- La nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible.
- L'imites naturelles : oueds, talweg, collines,...etc.

IV.5 Principe de tracé du réseau

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

- La topographie du site.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les conditions de rejet.
- L'emplacement des cours d'eau et talweg.
- L'emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit répondre à certains critères comme :

- La profondeur des caves avoisinante.
- La résistance de la canalisation aux différents efforts et au gel.

IV.6 Evaluation du coefficient de ruissellement

IV.6.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation

Tableau IV.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

IV.6.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Tableau IV.4: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.

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

IV.6.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Tableau IV.5: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

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

IV.6.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau IV.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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

IV. 7 Evaluation du coefficient de ruissellement

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

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

Calcul de base

Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que :

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

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

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec : C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin

A : Surface totale de la zone urbanisée.

Dans notre cas nous avons subdivisé l'espace de travaille en des sous-bassins bien déterminé selon la surface occupée

Le tableau suivant représente l'ensemble des sous bassins occupé par des habitants, leurs surfaces et leurs coefficients de ruissellement :

Tableau IV.7 : Calcul du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

N° du sous bassin	Aire (ha)	Coeff de Ruissellement
SBV1	3,08	0,75
SBV2	1,06	0,65
SBV3	3,47	0,6
SBV4	3,51	0,75
SBV5	3,12	0,7
SBV6	2,41	0,6
SBV7	3,65	0,75
SBV8	2,29	0,6
SBV9	3,24	0,75
SBV10	2,83	0,7

Calcul de base

Suite du tableau VI.7 : Calcul du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

N° du sous bassin	Aire(ha)	Coeff de ruissellement
SBV11	5,59	0,65
SBV12	3,75	0,6
SBV13	1,98	0,75
SBV14	2,04	0,7
SBV15	1,67	0,65
SBV16	4,35	0,75
SBV17	3,89	0,75
SBV18	3,74	0,65
SBV19	8,07	0,7
SBV20	3,34	0,6
SBV21	4,28	0,75
SBV22	3,06	0,7
SBV23	10	0,65
SBV24	10,27	0,75
SBV25	5,39	0,65
SBV26	5,5	0,65
SBV27	3,5	0,7
SBV28	13,32	0,75
SBV29	5,13	0,65

IV.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

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

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

IV. 8.1 Coefficient de ruissellement pondéré

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} S_i}{A_t} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

- S_i : surface totale en (ha) =136 ha.
- C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.
- C_p : coefficient de ruissellement total pondéré.

IV. 8.2 Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} S} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha) ;
- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total ;
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- P : Population globale à l’horizon de calcul (**P = 29876 hab**) ;
- S : Surface totale de la zone urbanisée, $S = 136$ ha. ;

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots (IV.5)$$

Calcul de base

Remarque

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau IV.8

Tableau IV.8 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassins

N° SB	Surface (ha)	Cri	Cri*surface	Di (hab/ha)	Nbre habitants
1	3,08	0,75	2,31	235,37	725
2	1,06	0,65	0,689	203,99	216
3	3,47	0,6	2,082	188,29	653
4	3,51	0,75	2,6325	235,37	826
5	3,12	0,7	2,184	219,68	685
6	2,41	0,6	1,446	188,29	454
7	3,65	0,75	2,7375	235,37	859
8	2,29	0,6	1,374	188,29	431
9	3,24	0,75	2,43	235,37	763
10	2,83	0,7	1,981	219,68	622
11	5,59	0,65	3,6335	203,99	1140
12	3,75	0,6	2,25	188,29	706
13	1,98	0,75	1,485	235,37	466
14	2,04	0,7	1,428	219,68	448
15	1,67	0,65	1,0855	203,99	341
16	4,35	0,75	3,2625	235,37	1024
17	3,89	0,75	2,9175	235,37	916
18	3,74	0,65	2,431	203,99	763
19	8,07	0,7	5,649	219,68	1773
20	3,34	0,6	2,004	188,29	629
21	4,28	0,75	3,21	235,37	1007
22	3,06	0,7	2,142	219,68	672
23	10	0,65	6,5	203,99	2040
24	10,27	0,75	7,7025	235,37	2417
25	5,39	0,65	3,5035	203,99	1099
26	5,5	0,65	3,575	203,99	1122
27	3,5	0,7	2,45	219,68	769
28	13,32	0,75	9,99	235,37	3135
29	5,13	0,65	3,3345	203,99	1046

$C_{rp} = 0.7$

Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma à collecteur oblique.



Chapitre V

EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES ET PLUVIALES

Introduction

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits des eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

V.1 Evaluation des débits d'eaux usées

V.1.1 Généralités

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et des lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr d'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

V.1.2 Nature des eaux usées à évacuer

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

On distingue:

- ✓ Les eaux usées d'origine domestique ;
- ✓ Les eaux usées d'origine industrielle ;

➤ Les eaux usées d'origine domestique

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération,

Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

Quantités à évacuer

La quantité des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tours dépendent de :

- L'évaluation de la consommation actuelle.

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

- Type d'habitats et leur degré de confort.
 - Dotation en eaux potable.
 - Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

➤ **Eaux des services publics :**

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

➤ **Eaux usées industrielles :**

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité des eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

➤ **Eaux usées des équipements :**

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait sur la base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

V.1.3 Consommation en eau potable

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

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

Vu le développement qu'a connu la commune EL Hassania en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources en eaux, on a adopté une dotation en eau potable de **180 l/j/ha**.

V.1.4 Estimation des débits d'eaux usées

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

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

V.1.4.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base de calcul une dotation en eau potable de 180 l/j/hab d'après la direction des ressources en eau de la wilaya, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

V.1.4.2 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy,j}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{l/s}) \dots\dots\dots (\text{V.1})$$

Avec:

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

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

D : dotation journalière prise égale à 180 l/j hab.

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

V.1.4.3 Evaluation du débit de pointe

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe ;

Q_{moyj} : débit moyen journalier ;

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être : [1]

a)- estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

b)-relié à la position de la conduite dans le réseau :

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

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

c)- Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{si } Q_{moyj} \geq 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (V.3)$$

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

Remarque

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

Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Tableau V.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements.

N°du SB	Type d'équipement	Unité de mesure	Surface, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m ²	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)	Qequi total (m ³ /j)	Qequi total (l/s)
3	Centre de sauvegarde jeuneuse	m ²	14076	5	70,4	56,3	59,9	0,69
	CEM 15 cl	eleve	450	10	4,5	3,6		
4	Sureté urbaine	m ²	16310	5	81,6	65,3	130,5	1,51
	Protection civil	m ²	5430	15	81,5	65,2		
6	Mosquée	Fidèle	1200	50	60	48	48	0,56
7	mosquée	Fidèle	1200	50	60	48	67,2	0,78
	Jardin	m ²	4000	6	24	19,2		
10	Ecole primaire 12cl	élève	360	10	3,6	2,88	2,88	0,033
11	Agence bancaire	m ²	1492	5	7,5	6	6	0,069
12	Centre commercial	m ²	5605	10	56,1	44,9	44,9	0,52
13	Hôtel urbain	chambre	50	230	11,5	9,2	9,80	0,11
	Crèche	garçon	150	5	0,75	0,6		
15	CEM 15cl	élève	450	10	4,5	3,6	33,6	0,39
	Sureté urbaine	m ²	7493	5	37,5	30		
16	Ecole primaire 12cl	élève	360	10	3,6	2,88	2,88	0,033
18	Placette	m ²	9000	6	54	43,2	43,2	0,50
19	Mosquée national	fidèle	450	15	6,75	5,4	43,8	0,51
	Placette	m ²	8000	6	48	38,4		
20	Ecole des beaux arts	m ²	6465	5	32,33	25,86	63,03	0,73
	Maison de jeune	m ²	1955	15	29,33	23,46		
	Médiathèque	m ²	3428	5	17,14	13,71		
26	CEM 15 cl	eleve	450	10	4,5	3,6	52,90	0,61
	CFPA	m ²	11606	5	58,03	46,42		
	Ecole primaire12cl	eleve	360	10	3,6	2,88		
27	Marché	m ²	5974	10	59,74	47,79	47,79	0,55
28	Centre commercial	m ²	7391	10	73,91	59,13	207,3	2,40
	Institut de formation professionnel	m ²	2651	10	26,51	21,21		
	Ecole primaire 12 cl	eleve	360	10	3,6	2,88		
	Salle polyvalente	m ²	7942	10	79,42	63,54		
	Lycée	m ²	15133	5	75,67	60,54		
29	Siège des affaires religieuses	m ²	2044	5	10,22	8,18	34,52	0,40
	Equipement administratif	m ²	2196	5	10,98	8,78		
	Siege OPGI	m ²	2196	5	10,98	8,78		
	Siege CNR	m ²	2196	5	10,98	8,78		

Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Tableau V.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées

NB SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	Qmoy.j (l/s)	kp	Qpte,usé (l/s)	Qéquip (l/s)	Qttotal (l/s)	Qttotal (m ³ /s)
1	3,08	725	1,208	3	3,625	0	3,625	0,00362
2	1,06	216	0,360	3	1,081	0	1,081	0,00108
3	3,47	653	1,089	3	3,267	0,69	3,957	0,00396
4	3,51	826	1,377	3	4,131	1,51	5,641	0,00564
5	3,12	685	1,142	3	3,427	0	3,427	0,00343
6	2,41	454	0,756	3	2,269	0,56	2,829	0,00283
7	3,65	859	1,432	3	4,295	0,78	5,075	0,00508
8	2,29	431	0,719	3	2,156	0	2,156	0,00216
9	3,24	763	1,271	3	3,813	0	3,813	0,00381
10	2,83	622	1,036	3	3,108	0,033	3,141	0,00314
11	5,59	1140	1,900	3	5,701	0,069	5,770	0,00577
12	3,75	706	1,177	3	3,531	0,52	4,051	0,00405
13	1,98	466	0,777	3	2,330	0,11	2,440	0,00244
14	2,04	448	0,747	3	2,241	0	2,241	0,00224
15	1,67	341	0,568	3	1,703	0,39	2,093	0,00209
16	4,35	1024	1,706	3	5,119	0,033	5,152	0,00515
17	3,89	916	1,526	3	4,578	0	4,578	0,00458
18	3,74	763	1,272	3	3,815	0,5	4,315	0,00431
19	8,07	1773	2,955	3	8,864	0,51	9,374	0,00937
20	3,34	629	1,048	3	3,145	0,73	3,875	0,00387
21	4,28	1007	1,679	3	5,037	0	5,037	0,00504
22	3,06	672	1,120	3	3,361	0	3,361	0,00336
23	10	2040	3,400	3	10,199	0	10,199	0,01020
24	10,27	2417	4,029	2,97	11,965	0	11,965	0,01197
25	5,39	1099	1,832	3	5,497	0	5,497	0,00550
26	5,5	1122	1,870	3	5,610	0,61	6,220	0,00622
27	3,5	769	1,281	3	3,844	0,55	4,394	0,00439
28	13,32	3135	5,225	2,79	14,578	2,4	16,978	0,01698
29	5,13	1046	1,744	3	5,232	0,4	5,632	0,00563

V.2 Evaluation des débits des eaux pluviales

Vue l'importance de dimensionnement des ouvrages dans l'équilibre et l'économie du système, il est nécessaire d'évaluer le débit de ruissellement véhiculé par les collecteurs et émissaires, ainsi que la quantité des eaux à déverser dans le milieu naturel, de là le taux de dilution à envisager, en vue d'une meilleure sécurité dans l'exploitation des équipements destinataires (station d'épuration)

Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants à fait l'objet depuis longtemps de nombreuses théories, en définitif on retient des méthodes principales sont :

- Méthode superficielle.
- Méthode rationnelle.

V.2.1 Méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées généralement inférieures à 10hec. Elle est facilement applicable pour des agglomérations de petite importance, et aussi peut être intéressante pour des installations dont la surface est relativement limitée (usine, caserne, centres commerciaux...).

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot I \cdot A \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

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

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

I : intensité de précipitation (l / s)

α : Coefficient correcteur de l'intensité des pluies

V.2.1.1 Hypothèses de la méthode

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure a temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne que le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du BV.

V.2.1.2 Démarche de la méthode rationnelle

Il faut délimiter l'aire générale du bassin afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions correspondant aux sous bassins d'apport avec toutes les caractéristiques concernant : Les surfaces, les longueurs, les pentes, les coefficients de ruissellement moyens et pondérés,...etc.

- On procédera ensuite au calcul proprement dit ; étant entendu que l'essentiel des calculs élémentaires préalables ont été effectués pendant la première étape.

*Temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné et qui s'exprime par :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots(V.5)$$

Où :

$t_1 = \frac{1}{60.V}$: Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites (en minute).

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

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

Ou :

L : Longueur de la conduite (m).

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

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

Remarque

Suivant la configuration de chaque sous bassin on évaluera le temps de concentration qui lui correspond.

V.2.2 Méthode superficielle

Cette méthode a été proposée par M.CAQUOT en 1949. Elle tien compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C_r^{\frac{1}{u}} . A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (V.6)$$

Ou :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f=90%. (m³/s)

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m/m).

C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré (ha).

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \dots\dots\dots (V.7)$$

$$v = -0,41b(f) \dots\dots\dots (V.8)$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots\dots (V.9)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots\dots (V.10)$$

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

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots (V.11)$$

Ou :

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f. t = 15 min.

f = 90 %.

La pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{Cam - Cav}{L} \dots\dots\dots (V.12)$$

Cam : cote amont du collecteur (m) ;

Cav : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N Li}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Li}{\sqrt{Ii}} \right)} \right]^2 \dots\dots\dots (V.13)$$

Li : distance partielle du tronçon i en mètre ;

Ii : pente du tronçon i m/m ;

N : nombre de tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule (V.14) pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N IiQi}{\sum_{i=1}^N Qi} \right]^2 \dots\dots\dots (V.14)$$

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

Remarque

La valeur du débit $Q_{(f)}$ donnée par l'expression (V.6) correspond à une valeur calculée, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ calculée}} \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec :

m : coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b \dots\dots\dots (V.16)$$

Et M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où : L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

A : surface du bassin considéré en (m²)

V.2.2.1 Validité de la méthode

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %
- le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1)
- le coefficient d'allongement (0.8 < Al < 2)

V.3 Choix de la méthode de calcul

Tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement nous optons pour l'utilisation de la méthode rationnelle.

V.4 Calcul des débits pluviaux

V.4.1 Coefficient de correction (minuteur)

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

Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur=1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006\sqrt{d/2} ;$$

- pour des bassins ramassés (carrés ou cercles), $\alpha = 1 - 0.005\sqrt{d/2}$

d : Distance du milieu du bassin.

Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Remarque

Nous supposons que la répartition de la pluie dans les sous bassin dont la surface est inférieure a 15ha est régulière et constante durant la chute de pluie, les valeurs du coefficient réducteur α s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1, et pour les autres sous bassins on calcule le coefficient

Les débits d'eaux pluviaux sont illustrés dans le tableau V.3 :

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

Avec :

Q : en (l/s)

A : en (ha)

I= 133.64 l/s/ha

On prend les eaux parasites = 0.10 l/s.h (Source DRE De Chlef)

Tableau V.3 : Calcul des débits d'eaux pluviales

NSB	Surface (ha)	α	cri	I (l/s/ha)	Qp(l/s)	Qparasit(l/s)	Qtotall(s)	Q (m ³ /s)
1	3,08	1	0,75	133,64	308,71	0,308	309,02	0,3090
2	1,06	1	0,65	133,64	92,08	0,106	92,18	0,0922
3	3,47	1	0,6	133,64	278,24	0,347	278,59	0,2786
4	3,51	1	0,75	133,64	351,81	0,351	352,16	0,3522
5	3,12	1	0,7	133,64	291,87	0,312	292,18	0,2922
6	2,41	1	0,6	133,64	193,24	0,241	193,48	0,1935
7	3,65	1	0,75	133,64	365,84	0,365	366,20	0,3662
8	2,29	1	0,6	133,64	183,62	0,229	183,85	0,1839
9	3,24	1	0,75	133,64	324,75	0,324	325,07	0,3251
10	2,83	1	0,7	133,64	264,74	0,283	265,02	0,2650
11	5,59	1	0,65	133,64	485,58	0,559	486,14	0,4861
12	3,75	1	0,6	133,64	300,69	0,375	301,07	0,3011
13	1,98	1	0,75	133,64	198,46	0,198	198,65	0,1987
14	2,04	1	0,7	133,64	190,84	0,204	191,04	0,1910
15	1,67	1	0,65	133,64	145,07	0,167	145,23	0,1452
16	4,35	1	0,75	133,64	436,00	0,435	436,44	0,4364
17	3,89	1	0,75	133,64	389,89	0,389	390,28	0,3903
18	3,74	1	0,65	133,64	324,88	0,374	325,25	0,3253
19	8,07	1	0,7	133,64	754,93	0,807	755,74	0,7557
20	3,34	1	0,6	133,64	267,81	0,334	268,15	0,2681

Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Suite tableau V.3 : Calcul des débits d'eaux pluviales

N°SB	Surface (ha)	α	cri	I (l/s/ha)	Qp(l/s)	Qparasit(l/s)	Qtotal(l/s)	Q (m ³ /s)
21	4,28	1	0,75	133,64	428,98	0,428	429,41	0,4294
22	3,06	1	0,7	133,64	286,26	0,306	286,56	0,2866
23	10	1	0,65	133,64	868,66	1	869,66	0,8697
24	10,27	1	0,75	133,64	1029,36	1,027	1030,39	1,0304
25	5,39	1	0,65	133,64	468,21	0,539	468,75	0,4687
26	5,5	1	0,65	133,64	477,76	0,55	478,31	0,4783
27	3,5	1	0,7	133,64	327,42	0,35	327,77	0,3278
28	13,32	1	0,75	133,64	1335,06	1,332	1336,40	1,3364
29	5,13	1	0,65	133,64	445,62	0,513	446,14	0,4461

Conclusion

dans ce chapitre, nous avons calculé les différents débits pour connaître la quantification des débits à évacuer pour chaque surface élémentaire.

Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Nous avons conclu notre travail par une évaluation des débits afin de pouvoir procéder au calcul hydraulique du réseau d'évacuation.



Chapitre VI

CALCUL

HYDRAULIQUE ET

DIMENSIONNEMENT

Introduction

Pour aborder le dimensionnement du réseau et ces différents ouvrages après avoir calculé la totalité des débits il est primordial de respecter certaines normes d'écoulement. Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ; Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement ;
- L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

VI. 1 Conception du réseau d'assainissement

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

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.
- Leur joint et confection.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Côtes.

VI. 2 Dimensionnement du réseau d'assainissement

VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

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

Calcul hydraulique et dimensionnement

La vitesse d'auto curage : les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement a décanté, pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

Condition 1 : Vitesse d'écoulement ($V > 1,00$ m/s)

Condition 2 :

- Une vitesse minimale de 0,6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse minimale de 0,3m/s pour le (1/100) de ce même débit.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

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

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

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

- De type circulaire ;

- De type ovoïde ;

VI.2.2 Formules d'écoulement

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développées par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a :

a- Formule de CHEZY :

$$V = C \sqrt{Rh} \cdot I \dots\dots\dots (VI.1)$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

Rh : Rayon hydraulique (m).

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

Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \dots\dots\dots (VI.2)$$

δ : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle :

$\delta = 0.06$ pour les collecteurs d'eaux pluviales.

$\delta = 0.16$ pour les collecteurs d'eaux usées.

b-Formule de Manning-Strickler:

$$V = k_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.3)$$

Ou :

Ks: Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du collecteur (m/m).

Le tableau VI.1 donne des valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux.

Tableau VI.1 : valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler Ks.

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

VI.2.3 mode de calcul

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

Calcul hydraulique et dimensionnement

- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle perdue égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

$$I_f = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \dots\dots\dots (VI.4)$$

- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

A partir de l'abaque N°1 (en annexe) valable pour le réseau pluvial en système unitaire ou séparatif, et pour les valeurs données des pentes, des débits, on déduit des diamètres normalisés, le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite remplie entièrement. L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par l'équation de la continuité:

$$Q = V.S \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par le collecteur en m^3/s .

V : Vitesse moyenne d'écoulement dans le collecteur qui est le rapport entre le débit volumique (m^3/s) et la section mouillée (m^2).

S : Section mouillée transversale de la conduite occupée par l'eau (m^2).

Les relations (V.4) et (V.5) serviront de base pour le dimensionnement de notre réseau, qui après combinaison, aboutissent à la relation suivante donnant le débit :

$$V = k_s . R_h^{2/3} . I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.6)$$

La relation (VI.6) permet de déduire le diamètre d'un collecteur appelé à véhiculer le débit total dans les hypothèses suscitées :

En prenant la surface en cas de pleine section égale à $S = \frac{D^2}{4}$

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec :

Q_{eu} (m^3/s): Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m^3/s): Débit d'eau pluviale.

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage nous avons deux conditions à vérifier:

Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V > 1.00 \text{ m / s}$)

Condition 2:

* $V_{min} > 0.60 \text{ m / s}$ pour $(QPS / 10) \approx Q_{min}$

* $V_{min} > 0.30 \text{ m / s}$ pour $(QPS / 100) \approx Q_{min}$

VI.3 Principe de tracé des collecteurs

Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation ;

Les contre-inclinaisons sont à éviter dans la mesure du possible ;

Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les grandes rues larges aussi rectilignes que possible ;

Les rues à circulation peu intense sont à préférer.

Lors du choix de la profondeur à laquelle se fait la pose des canalisations d'eau usée ;

On doit tenir compte :

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

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

- la résistance au gel des canalisations : L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu des canalisations dépend du climat local (1.2 à 1.6m).

- Dans le cas où la nappe est proche de la surface du sol ; le tracé choisi doit l'éviter dans toute la mesure du possible pour limiter le problème de pose de canalisation, sinon, il faut analyser les eaux afin de choisir le matériau de la canalisation ; il faut veiller à l'étanchéité des canalisations et des joints afin d'éviter de drainer la nappe.

Remarque

- Pour le cas de notre agglomération ; il existe une seule variante pour tracer les collecteurs. Cette variante se compose de :
 - ✓ Des collecteurs principaux.
 - ✓ Des collecteurs secondaires.

Les résultats sont illustrés dans les tableaux (voir annexe II).

Calcul hydraulique et dimensionnement

- Dans le cas où la vitesse d'écoulement est supérieure à 5m/s on a projeté des regards de chute pour éviter l'érosion et briser l'énergie.
- L'auto-curage est vérifié.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le calcul hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales dans l'hypothèse d'un système unitaire. Les diamètres des collecteurs principaux varient de 300 à 1500mm.

La méthode de calcul adoptée montre que les diamètres des collecteurs obtenus assurent l'auto-curage d'une part et que les débits maximums avec les vitesses correspondantes vérifient la fourchette recommandée donnée par les normes d'assainissement d'autre part.

Ce calcul permet de passer au dimensionnement de tous les ouvrages spéciaux qui contribuent au bon fonctionnement de notre système d'évacuation.



Chapitre VII

ELEMENTS

CONSTITUTIFS DU

RESEAU ET

OUVRAGES

ANNEXES

Introduction

Un réseau d'assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales dans le but de protéger le milieu naturel ; il doit être parfaitement étanche, il doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes.

Les ouvrages principaux sont toute la canalisation qui évacue les eaux jusqu'à la station d'épuration.

Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôles fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, bassins de stockage-restitution, ect).

VII.1 Les ouvrages principaux

VII.1.1 Les canalisations

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

Dans notre projet nous optons pour les canalisations de forme circulaire.

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination

- Les tuyaux métalliques ;
- Les tuyaux en amiante ciment ;
- Les tuyaux en béton armé et non armé ;
- Les tuyaux en grés ;
- Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC).

a) conduite en fonte

Des conduites sont rarement utiliser en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que :

- Traversée d'un bassin hydro – minéral ;
- Les cas de refoulement ;
- Traversée des oueds par conduite siphon ;
- Pour évacuer les eaux usées industrielles ;

Car elle est peu influencée par le sol environnant et elle résiste à la corrosion.

b) Conduites en amiante – ciment

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

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

c) Conduites en grès

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C .Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m, et les parois intérieurs très lisses permettant une très faible perte de charge.

d) conduite en P.V.C

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine Synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle monomère ; celui ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié, utilisé en Assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles. Si les tuyaux ne sont pas destinés à être assemblés par manchons à doubles bagues d'étanchéité ; il comporte à l'une de leurs extrémités une emboîture façonnée en usine ; munie d'un dispositif pour loger ou retenir une bague en élastomère. Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible

diamètre ; c'est-à dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles à l'effet de température.

e) Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation,...etc.). La longueur utile ne doit pas dépasser **2.5m**.

Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation.

Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. L'essai à l'étanchéité est effectué sous une pression de 1 bar pendant **30** minutes. Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.

f) Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, ... etc.).

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées « génératrice » ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de **15cm**.

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistance à la rupture et aux essais d'étanchéité (Sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes).

VII.1.2 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 sur remblai.
- Pour notre projet on a utilisées le béton armé.

VII.2 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les branchements ;
- Les bouches d'égout ;
- Les regards ;
- Les déversoirs d'orage ;

VII.2.1 Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs aux diamètres de la canalisation publique (environ de 7/10).

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

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

VII.2.2 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

VII.2.3 Les regards

a. Généralité

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

- La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50m en terrain accidenté ;
- 50 à 80m en terrain plat.
 - Sur les canalisations les regards doivent être installés :
- A chaque changement de direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre

b. Type des regards

On distingue différents types qui sont :

b.1 Regard de visite

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de **35 à 80m**.

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à **1.5m** ; diamètre **80cm** ;
- Profondeur supérieure à **1.5m** ; diamètre **1.00m** avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de **8cm** en béton préfabriqué en usine, **12cm** en béton coulé sur place avec un enduit étanche de **2cm**.

b.2 Regard de ventilation

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

b.3 Regard de jonction

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de

telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

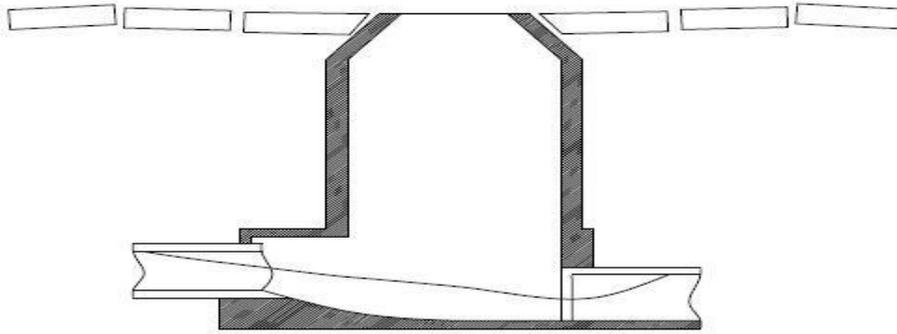


Figure VII.3 : Exemple d'un regard de jonction

b.4 Regard de chute

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

1- La chute simple

2- La chute toboggan

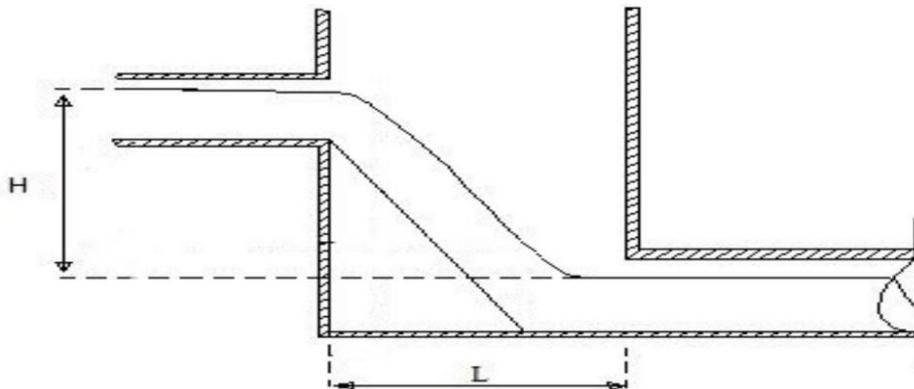


Figure VII.4: Exemple d'un regard de chute.

b.4.1 dimensionnement des regards de chute

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

$$L=Vt \dots\dots\dots(VII.1)$$

$$Y= \frac{1}{2} gt^2 \dots\dots\dots(VII.2)$$

Avec :

$$t=L/V \dots\dots\dots(VII.3)$$

Ou : L : largeur (m)

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

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

Des trois équations on aura :

$$L= \sqrt{\frac{2y}{g}} v \dots\dots\dots(VII.4)$$

Dans notre cas les regards de chute dont la vitesse d'écoulement est supérieur à 5m/s leurs dimensionnement est reporté dans le tableau VII.1

Tableau VII.1 : Dimensionnement des regards

Regards	Vitesse (m/s)	Profondeur Y (m)	Largeur L (m)
R224	5,01	2,5	3,58
R203	5,41	2,7	4,01
R175	5,84	2,3	4,00
R10	6,31	0,6	2,21

VII.2.4 Déversoirs d'orage

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

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

VII.2.4.1 Emplacement des déversoirs d'orage

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage, il faut connaître :

- ✓ 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.
- ✓ Le régime d'écoulement et le niveau d'eau dans les canalisations amont et aval.
- ✓ La topographie du site et les variations des pentes.

VII.2.4.2 Types des déversoirs

On distingue différents types des déversoirs :

➤ **Déversoir a seuil latéral**

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

➤ **Déversoirs latéral à double seuil**

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

➤ **Déversoirs à seuil frontal**

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

➤ **Déversoirs type Escalier**

Ce dernier a pour rôle les fonctions suivantes :

- Alléger la surcharge dans la partie basse de l'agglomération.
- Il est utilisé en cas de décharge de collecteur de part et d'autre, il est placé dans des endroits où il n'y a pas de charriage.
- Si le terrain est à forte pente, il est utilisé pour éviter la surcharge.

➤ **Déversoir d'orage à ouverture de fond**

Dans ce type d'ouvrage, le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

Remarque

Etant donné que les collecteurs se trouvent à proximité de l'oued et que l'écoulement se fait en parallèle à ce dernier avec un débit fort, nous allons utiliser un déversoir d'orage type latéral.

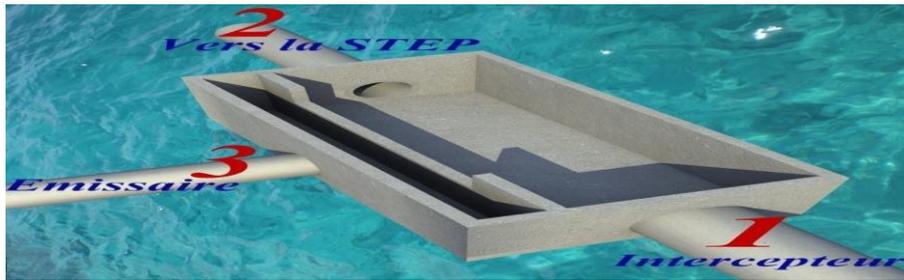


Figure VII.5: Déversoir d'orage à seuil latéral.

VII.2.4.3 Dimensionnement du déversoir

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil frontal.

On doit adopter :

-Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (QUS) et du débit pluvial (QP)

$$QT = QP + QUS \quad \dots\dots\dots(VII.5)$$

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

$$QST = 3 \cdot QUS \quad \dots\dots\dots(VII.6)$$

-Le débit déversé vers l'Oued:

$$Q_{dév} = QT - QST \quad \dots\dots\dots (VII.7)$$

-On détermine la valeur de la lame déversée ($H_{dév}$)

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

❖ Dimensionnement du déversoir d'orage type latéral

Dans notre projet on a opté à deux déversoirs d'orage afin de diminuer le débit et les diamètres des conduites

Tableau VII.2 : Dimensionnement des déversoirs d'orage

	DO1	DO2
Diamètre d'entrée D_e	1500 mm	1500 mm
Débit pluvial à l'entrée Q_{pl}	6,8717 m ³ /s	4,5117 m ³ /s
Débit à pleine section Q_{ps}	8,441 m ³ /s	8,430 m ³ /s
Débit du temps sec Q_{ts}	0,08702 m ³ /s	0,05526 m ³ /s
Débit de pointe allant vers la station Q_{step}	0,261 m ³ /s	0,166 m ³ /s
La pente	0,015m/m	0,015m/m
Hauteur d'eau à l'entrée H_e	1031,53 mm	792,08 mm

***Calcul du coefficient de retardement pour le déversoir d'orage N°1**

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots\dots\dots(VII.8)$$

t_c = temps de concentration (min)

- Pour le cas de notre agglomération qui a un fort pourcentage d'urbanisation, on considère : $t_c = t_1 + t_2$ pour la majorité des cas.

Où t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} \text{ (min)} \dots\dots\dots(VII.9)$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

Avec :

L (m) : la longueur entre deux regards

V (m/s) : la vitesse d'écoulement.

Les résultats sont illustrés dans le tableau VII.3 (voir annexeIII)

En prend :

$$t_2 = 2 \text{ min et } t_1 = 5,60$$

min Donc :

$$t_c = 7,60 \text{ min}$$

$$Z = 0,924$$

***Calcul du débit critique**

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0,924 * 6,959 = 6,430 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} = 6,430 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$\text{Le débit total : } Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} = 6,430 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dev} = 6,169 \text{ m}^3/\text{s}$$

***Hauteur d'eau allant vers la station d'épuration**

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

$$R_Q = \frac{Q_{av}}{Q_t} \text{ et } R_h = \frac{H_{av}}{D_e}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0,32$$

$$R_h = 0,39 \implies H_{av} = D_e \cdot R_h = 1500 * 0,39 = 585 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à $1,2H_{av}$ ($H_{seuil} = H_{av} + 20\% H_{av}$). Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à **702 mm**.

***Hauteur de la lame déversant**

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

$$\frac{H_e + H_{seuil}}{2} = \frac{585 + 702}{2} = 643,5 \text{ mm}$$

$$H_d = 634,5 \text{ mm}$$

H_e : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm) ;

Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

H_{seuil} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{av} vers un autre collecteur ; il s'agit d'un déversoir by-pass de type latéral.

* La longueur du seuil déversant

On applique la formule de **BAZIN**

$$Q_d = 2/3 \mu L \sqrt{2g} (H_d)^{3/2} \dots\dots\dots(\text{VII.10})$$

Avec

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

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

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

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

Donc :

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

$$L = \frac{6,169}{0,45(2 \times 9,81)^{0,5} (0,6)^{1,5}} = 6.66m$$

On prend **L= 7 m**

***Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'oued**

$Q = 6871,7 \text{ l/s}$ et $I = 2\%$ \longrightarrow d'après l'abaque 1(annexe I) : $D = 1500\text{mm}$

*Calcul du coefficient de retardement pour le 2eme déversoir :

Les résultats sont illustrés dans le tableau VII.4 (Voir annexe III)

En prend :

$t_2 = 2 \text{ min}$ et $t_1 = 8,01 \text{ min}$

Donc:

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

$$Z = 0,9$$

**Calcul du débit critique*

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0,9 * 4,567 = 4,11 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} = 4,11 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$\text{Le débit total : } Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step}$$

$$Q_{dev} = 3,932 \text{ m}^3/\text{s}$$

***Hauteur d'eau allant vers la station d'épuration**

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

$$R_Q = \frac{Q_{av}}{Q_t} \text{ et } R_h = \frac{H_{av}}{D_e}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0,29$$

$$R_h = 0,35 \implies H_{av} = D_e \cdot R_h = 1500 * 0,35 = 525 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à $1,2H_{av}$ ($H_{seuil} = H_{av} + 20\% H_{av}$). Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à **630 mm**.

***Hauteur de la lame déversant**

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

$$\frac{H_e + H_{seuil}}{2} = \frac{525 + 630}{2} = 577,5 \text{ mm}$$

$$H_d = 577,5 \text{ mm}$$

H_e : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm) ;

H_{seuil} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{av} vers un autre collecteur ; il s'agit d'un déversoir by-pass de type latéral.

* La longueur du seuil déversant

On applique la formule de **BAZIN**

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

Avec

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

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

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

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

Donc :

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

$$L = \frac{3,932}{0,45(2 \times 9,81)^{0,5} (0,57)^{1,5}} = 4,58m$$

Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

*Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'oued

$Q = 4511,7 \text{ l/s}$ et $I = 3,5\%$ \longrightarrow d'après l'abaque1 (annexe I) : $D = 1200\text{mm}$

Remarque :

Les deux rejets vont être raccordé aux collecteurs existants donc on doit vérifier la capacité du réseau pour qu'il y aura pas de surcharge

On a comme données : le diamètre du collecteur existant $D(\text{pvc}) = 800 \text{ mm}$ et la pente $I = 0,039$

$$Q_{ps} = \frac{K_s * \sqrt{I} * (D_{\text{existant}})^{8/3}}{3,2036}$$

Application numérique :

$$Q_{ps} = 1,184 \text{ m}^3/\text{s}$$

Telque le débit de plein section du réseau projeté est égal à $0,42 \text{ m}^3/\text{s}$

$1,184 - 0,42 = 0,764 \text{ m}^3/\text{s}$ ce qui est supérieur au débit total qui est de $0,350 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le réseau existant a la capacité de recevoir le débit du nouveau réseau

VII.2.4.4 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage

1. Chambre de tranquillisation et de dessablement

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

2. Les grilles et les dégrilleurs

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les dégrilleurs à l'entrée des déversoirs d'orage.

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

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

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

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

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la

Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

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

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

* Dimensionnement de La grille :

On a la formule suivante :

$$l = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \dots\dots\dots(\text{VII.11})$$

Avec :

L : Longueur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°

h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{\max} = (0,15 - 1,5)$

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots\dots\dots(\text{VII.12})$$

Tel que :

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

Tableau VII.5: Espacement et épaisseur des barreaux.

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

$$S = \frac{Q_{\text{pts}}}{V} \dots\dots\dots(\text{VII.09})$$

- ✓ Q_{pts} : Débit de pointe a temps sec (m^3/s).
- ✓ V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

L'expression de la largeur devient
alors :

$$l = \frac{Q_{pts} \cdot \sin \alpha}{V \cdot H_{max} (1 - \beta) \cdot \sigma}$$

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

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

σ : coefficient de colmatage de la grille

La grille manuelle : $\sigma = 0.25$

La grille mécanique $\sigma = 0.5$

*Conditions d'installation

Pour un dégrillage optimal, il faut tenir compte des conditions suivantes :

- ✧ Vitesse de passage (V) à travers les barreaux : $0,4 < V < 1,5$ m/s, les pertes de charges doivent être inférieures à 0,4 m,
- ✧ L'espacement des barreaux doit être choisi en fonction de la qualité du dégrillage :
Espacement trop grand \longrightarrow L'efficacité de l'opération sera insuffisante,

Espacement trop faible \longrightarrow augmentation du volume des déchets, ce qui imposera un dispositif de nettoyage plus important et risque le colmatage de la grille.
- ✧ Prévoir deux grilles fonctionnant en parallèle afin d'avoir une souplesse dans l'exploitation et l'entretien.
- ✧ Prévoir un canal by-pass de la grille principale, équipé d'une grille manuelle de secours pour les besoins d'entretien et de réparation et faisant également office de trop-plein de sécurité en cas de colmatage accidentelle.

* le calcul :

On prend :

- ✓ $\alpha = 60^\circ$
- ✓ $Q_{ts} = 0,087 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $Q_{pts} = 0,261 \text{ m}^3/\text{s}$

- ✓ $V = 1,3 \text{ m/s}$
- ✓ $h_{\text{max}} = 0,8 \text{ m}$
- ✓ $d = 2 \text{ cm}$
- ✓ $e = 5 \text{ cm}$
- ✓ $\beta = 0,25$
- ✓ $\sigma = 0,5$ (grille automatique).

Alors :
$$L = \frac{0,261 * \sin 60}{0,8 * 1,3 * (1 - 0,25) * 0,5} , L = 0,60 \text{ m.}$$

VII.2.5 Bassins de dessablement

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux.

Remarque

On a choisi un dessableur type couloir pour réduire et répartir la vitesse au niveau de la partie élargie car notre projet caractérise par des fortes pentes avec des vitesses importantes, placer après le déversoir d'orage et avant la STEP.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons définis tous les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement. Ces éléments représentent essentiellement les conduites circulaires, les regards et en fin deux déversoirs d'orage de type latéral et by-pass avec ses ouvrages de protection (grilles et chambre de tranquillisation et de dessablement) pour la vidange de la conduite aval.



Chapitre VIII

***ORGANISATION
DE CHANTIER***

Introduction

Après avoir déterminé toutes les caractéristiques et les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement, on va faire la réalisation du projet.

L'organisation du chantier est le premier point qu'on doit suivre. Elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur le chantier et avant le commencement de la réalisation.

L'organisation du chantier permet de déterminer la durée des travaux la plus courte possible et de minimiser le coût de la réalisation

VIII.1 Emplacement des canalisations

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue sous trottoir.

Dans la pratique les canalisations sont enterrées dans le sous sol du domaine public, pour le cas des intercepteurs ils passent dans des milieux non urbanisés.

Remarque

Pour le cas de notre agglomération les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée.

VIII.2 Exécution des travaux

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

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

VIII.2.1 Vérification, manutention des conduites

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut ;

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

VIII.2.2 décapage de la couche végétale

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

$$V = b.h.L \text{ (m}^3\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{(VIII.1)}$$

Avec :

b : largeur de la couche végétale (m) h

: hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m).

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

VIII .2.3 Emplacement des jalons des piquets

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

VIII .2.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

Pour faire l'exécution d'un fond de fouille on doit tenir compte de la pente du profil en long. L'angle de talutage et en fonction de la nature du terrain.

a)-largeur du fond de la tranchée :

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

$$B = d + (2 \cdot 0,3) \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots\text{(VIII.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

b)-profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots\text{(VIII.3)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

VIII .2.5 Aménagement du lit de pose

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

VIII .2.6 La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées;

- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales;

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

VIII .2.7 Assemblage des conduites

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

VIII.2. 8 Construction des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

VIII .2.9 Remblais des tranchées

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10: 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
 - A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;
- Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VIII.3 Planification des travaux

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

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VIII.3.1 Calcul de temps de réalisation (tr)

Les principales opérations à exécuter sont :

A. Piquetage.

B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.

C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

D. Aménagement du lit de pose.

E. Construction des regards.

F. La mise en place des canalisations en tranchée.

G. constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)

H. Assemblage des tuyaux.

I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.

J. Remblai des tranchées.

K. Travaux de finition.

Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : Détermination des délais.

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

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard.

MT : marge totale.

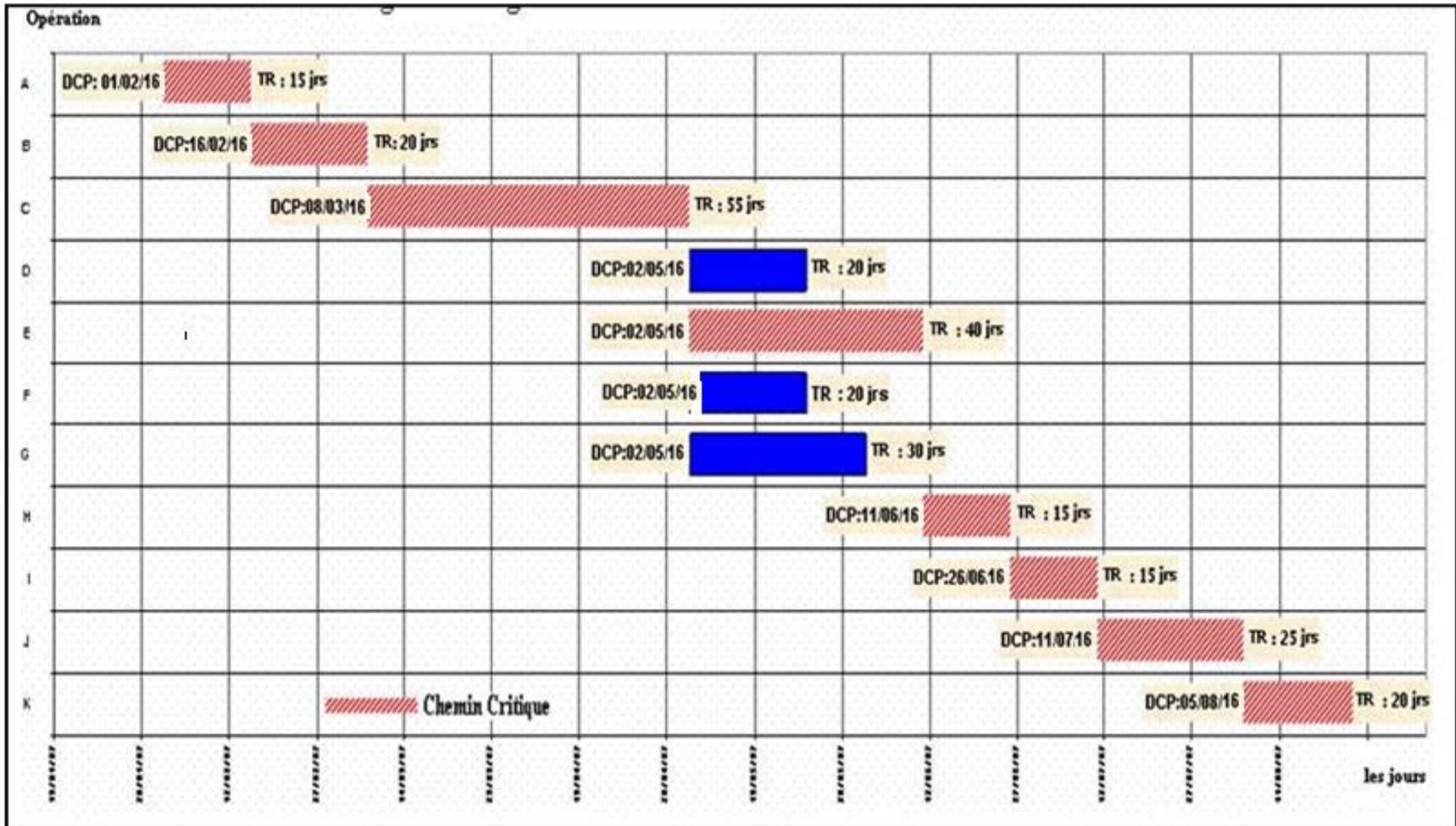
➤ Le chemin critique :

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

$\sum Tr=200$ jours .

Organisation de chantier

Figure VIII.1 : Diagramme de Gant



VIII.4 Devis quantitatif et estimatif

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

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

VIII.5 Détermination des différents volumes

A) Volume de la couche de terre végétale:

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \dots\dots\dots(VIII.4)$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m^3).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

B) Volume des déblais des tranchées :

$$V_{deb} = B \cdot L \cdot H \dots\dots\dots(VIII.5)$$

- Vd : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

C) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B \dots\dots\dots (VIII.6)$$

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

D) Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \dots\dots\dots(VIII.7)$$

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

E) Volume du remblai :

$$V_R = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \dots\dots\dots(VIII.8)$$

- V_R : Volume du remblai en (m³).

F) Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \dots\dots\dots(VIII.9)$$

Organisation de chantier

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

Tel que $V_f = V_{deb} \cdot K_f \dots \dots \dots (VIII.10)$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour
notre cas on a : $K_f = 1,24$.

Tableau VIII.2: Volumes des travaux en m³

Diamètre (mm)	longueur (m)	V(m ³) Déblais	V (m ³) Décapage	V (m ³) conduite	V (m ³) lit de sable	V (m ³) Remblais	V (m ³) excédentaire
300	7845,78	15299,27	1019,95	554,32	1019,95	12705,05	6266,04
400	2757,62	5791,00	386,07	346,36	386,07	4672,51	2508,33
500	1139,83	2564,62	170,97	223,69	170,97	1998,98	1181,15
600	1224,93	2939,83	195,98	346,17	195,98	2201,69	1443,71
800	913,99	2467,77	164,52	459,19	164,52	1679,55	1380,49
1000	841,3	2523,90	168,26	660,42	168,26	1526,96	1602,68
1200	770,73	2543,41	169,56	871,23	169,56	1333,06	1820,77
1500	338,72	1117,78	74,52	382,75	74,52	585,99	799,38
Somme	15832,9	35247,58	2349,83	3844,13	2349,83	26703,77	17002,54

Organisation de chantier

Tableau VIII.3 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée				
1	Décapage de terre végétale	m ³	2 349,83	200,00	469 966,00
2	Déblai	m ³	35 247,58	300,00	10 574 274,00
3	Pose du lit de sable	m ³	2 349,83	1 500,00	3 524 745,00
4	Remblai de a tranchée	m ³	26 703,77	350,00	9 346 319,50
5	Evacuation des déblaies excédentaires	m ³	17 002,54	180,00	3 060 457,20
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en PVC PN6 à joint				
	300	ml	7 845,78	2 900,00	22 752 762,00
	400	ml	2 757,62	4 200,00	11 582 004,00
	500	ml	1 139,83	6 500,00	7 408 895,00
2	Canalisation en béton armé				
	600	ml	1224,93	7 000,00	8 574 510,00
	800	ml	913,99	7 500,00	6 854 925,00
	1000	ml	841,3	9 100,00	7 655 830,00
	1200	ml	770,73	14 300,00	11 021 439,00
	1500	ml	338,72	20 000,00	6 774 400,00
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	451	60 000,00	27 060 000,00
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	2	500 000,00	1 000 000,00
HT					125 253 750,00
TVA 19%					23 798 212,50
TTC					149 051 963,00

Conclusion

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



CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

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

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

L'exploitation de ces informations s'est faite en tenant compte de l'objectif qui est diagnostic du réseau d'assainissement et des fosses septique des centres concernés (le Camp, Boussiar et Chouagria).

La suppression des rejets dans le milieu naturel a nécessité l'implantation d'un réseau unitaire et gravitaire avec des collecteurs obliques, les diamètres des collecteurs varie entre 300 mm et 1500 mm , on a aussi deux déversoirs d'orage et deux points de rejet qui déversent dans un bassin de dessablement (collecteur élargie) situé a l'amont de la station d'épuration, et tous cela pour améliorer les conditions d'hygiène de notre agglomération.

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

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

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



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

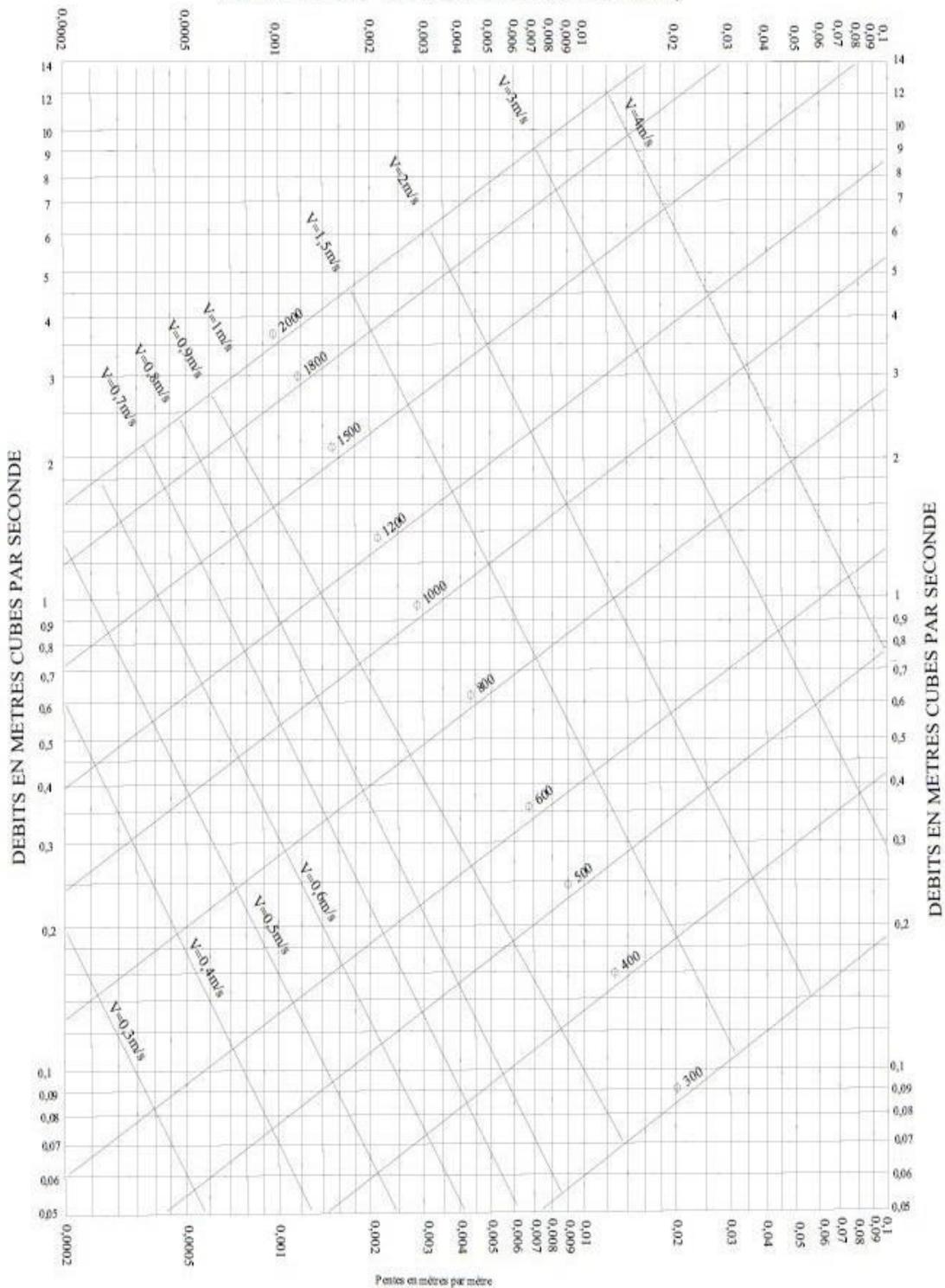
- **SALAH. B. 2014** ASSAINISSEMENT DES EAUX USEE ET PLUVIAUX DES AGGLOMERATION, ENSH. Blida.
- **TOUAIBIA. B. 2004** « Manuel pratique d'hydrologie». Presses Madani Frères. Guerrouaou. Blida.166p.
- **GOMELLA.C ET GUERREE.H. 1986** «Guide technique de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales». 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. France.
- **MARC. S ET BECHIR. S 1999** « Guide technique de l'assainissement 3^{eme} édition ». Le Moniteur Editions ; Paris. France.
- **François. G, Brière,** 1997, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal.
- **BOURIER. 1997** « Guide technique de conception et de gestion des réseaux d'assainissement unitaires ». 11, rue Lavoisier f 75384 Paris Cedex 08. France.374P.
- **BENLAOUKLI.B. 2015,** (Cours organisation de chantier 4^{eme} année), école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- **BENLAOUAKLI.B. 2016,** (Cours organisation de chantier2), école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- **Monchy, H.** Mémento d'assainissement: mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement, Paris: Eyrolles, 1974.- 125p.



ANNEXES I

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

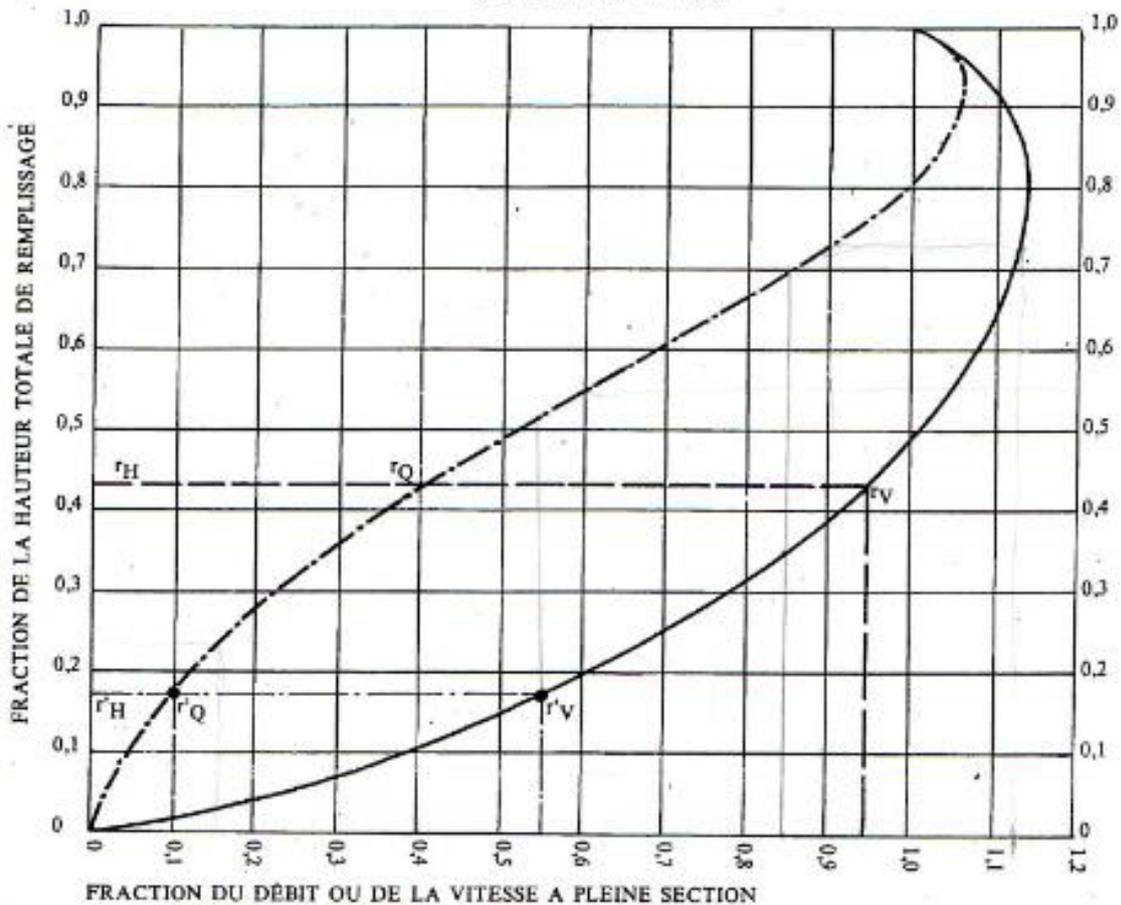
**RESEAUX PLUVIAUX EN SYSTEME UNITAIRE OU SEPARATIF
(Canalisations circulaires-Formule de Bazin)**



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

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

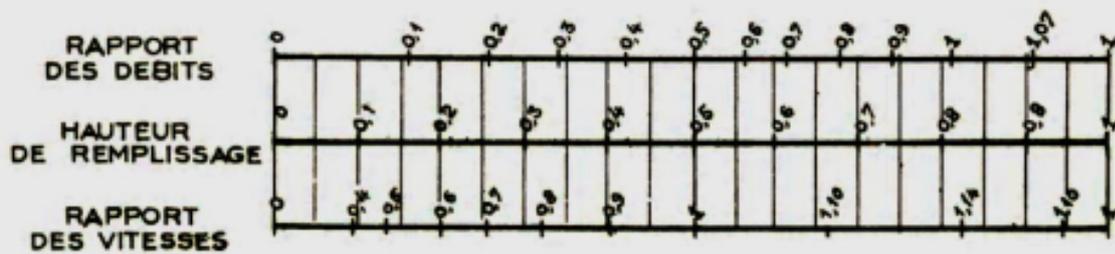
Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

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

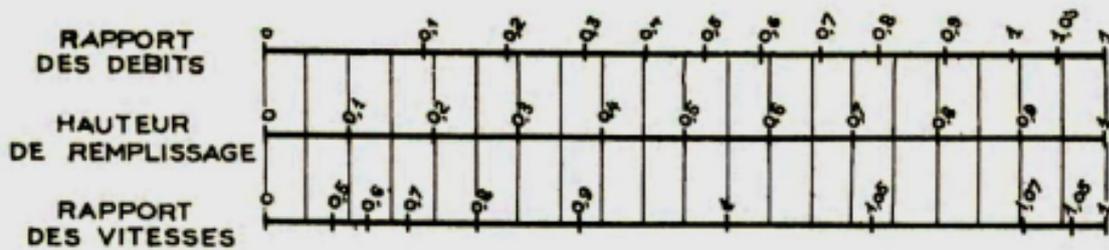
Abaque N°3 : Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

**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 II



ANNEXE III

Tableau VII.3 : Calcul du coefficient de retardement pour le 1er déversoir

Tronçon	Distance(m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
222-221	39	2,19	0,30	0,30
221-220	39	2,55	0,25	0,55
220-219	40,87	2,78	0,25	0,80
219-218	46,84	2,79	0,28	1,08
218-217	46,84	2,29	0,34	1,42
217-216	49	2,18	0,37	1,80
216-215	49	2,67	0,31	2,10
215-214	40,51	2,97	0,23	2,33
214-213	43	2,89	0,25	2,58
213-212	43	3,79	0,19	2,77
212-211	41	2,97	0,23	3,00
211-210	41	3,01	0,23	3,22
210-209	38,18	2,61	0,24	3,47
209-208	41	2,74	0,25	3,72
208-207	41	3,05	0,22	3,94
207-206	38,39	3,08	0,21	4,15
206-205	40	3,45	0,19	4,34
205-204	40	3,45	0,19	4,53
204-203	40,03	3,72	0,18	4,71
203-202	40	3,28	0,20	4,92
202-201	39,76	5,59	0,12	5,04
201-200	39,95	5,77	0,12	5,15
200-199	40,05	5,69	0,12	5,27
199-198	40	4,82	0,14	5,41
198-157	39,66	3,37	0,20	5,60

Tableau VII.4 : Calcul du coefficient de retardement pour le 2^{ème} déversoir

Trançon	Distance(m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
37-36	40	3,21	0,21	0,21
36-35	40,63	3,41	0,20	0,41
35-34	40	3,50	0,19	0,60
34-33	40	3,51	0,19	0,79
33-32	40	2,91	0,23	1,02
32-31	40	0,26	2,56	3,58
31-30	40	2,58	0,26	3,84
30-29	40	2,97	0,22	4,07
29-28	40	4,53	0,15	4,21
28-27	40	4,24	0,16	4,37
27-26	40	5,02	0,13	4,50
26-25	40	3,89	0,17	4,67
25-24	40	4,08	0,16	4,84
24-23	40	5,27	0,13	4,96
23-22	40	4,57	0,15	5,11
22-21	40	3,72	0,18	5,29
21-20	40	3,72	0,18	5,47
20-19	40	3,68	0,18	5,65
19-18	40	3,98	0,17	5,82
18-17	40	5,93	0,11	5,93
17-16	40	6,11	0,11	6,04
16-15	40	6,13	0,11	6,15
15-14	40	6,16	0,11	6,26
14-13	40	6,18	0,11	6,36
13-12	40	5,94	0,11	6,48
12-11	31,87	5,97	0,09	6,56
11-10	37,54	6,01	0,10	6,67
10-09	48,37	3,59	0,22	6,89
09-08	36,81	3,83	0,16	7,05
08-07	31,44	3,17	0,17	7,22
07-06	36,11	4,39	0,14	7,36
06-05	40	3,57	0,19	7,54
05-04	40	3,57	0,19	7,73
04-03	40	4,15	0,16	7,89
03-02	30,8	4,16	0,12	8,01