

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME

**Diagnostic et réaménagement du réseau d'assainissement
De Bouchaoui (w. Alger)**

**Présenté Par :
Namoun Rafik**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr KHODJET- KESBA Omar	Professeur	Président
Mme BERBACHE Sabah	M.A.A	Examineur
Mr DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
Mme CHENITI Naoual	M.A.A	Examineur
Mme Hadj sadok Nabila	M.A.A	Promoteur

**Session - 2016/2017
H.U.**

Sommaire

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction	3
Situation géographique.....	3
Topographie du site	4
Géologie et sismicité du site.....	4
Géologie	4
Sismicité.....	5
Climatologie	5
Précipitation	5
Température	6
le vent.....	6
Situation démographique et urbaine.....	6
Conclusion.....	7

Chapitre II: Etude hydrologique et estimation du débit pluvial

II.I Etude hydrologique.....	
Introduction	8
II.1.1 Une averse	8
II.1 .2.Choix de la période de retour.....	8
II.1 .3.Analyse des données pluviométriques	8
II.1 .4.1.Test d'Homogénéité.....	10
II.1 .4.2.Caractéristiques empiriques de la série pluviométriques.....	13
II.1 .4.3.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	14
a. Procédé d'ajustement et résultats.....	14
b.Test d'adéquation de la loi de Gumbel	17
II.1 .4.4.Ajustement de la série pluviométrique par la loi de GALTON	17
(Loi log normale).....	17
II .1.4.5.Choix d'ajustement	19
.5.Ajustement de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari	20
Evaluation des débits d'eaux pluviales	21
II.2.I.Découpage de l'aire d'étude en sous bassin élémentaire.....	21
II.2 .2.Découpage des sous bassins	21
II.2.3 Methode utilisées pour l'estimation du débit des eaux pluviales.....	22
II.2.3.1.1 Choix du coefficient de ruissellement.....	22
a -Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	23

b-Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population	24
Hypothèses de la méthode rationnelle.....	25
Validité de la méthode rationnelle.....	25
II.2.3.2 La méthode Superficielle	25
II.2.3.2.1 Limite d'application de la méthode superficielle.....	27
II.2.4 Le choix de la méthode	28
Conclusion.....	28
Chapitre III: Estimation du débit d'eau usée à évacuer	
Introduction	30
III.1 Situation démographique.....	30
Systèmes d'assainissement.....	31
Système unitaire	31
Système séparatif.....	32
II.2.3 Système pseudo-séparatif.....	32
Schémas d'évacuation	34
Schéma perpendiculaire.....	34
Schéma par déplacement latéral	34
Schéma par zones étagées.....	35
Schéma radial	35
III.3.5 Choix du schéma d'évacuation.....	35
III.4 Estimation des débits à évacuer.....	36
Evaluation des débits d'eaux usées	36
Evaluation du débit de pointe	36
Notion et estimation des équivalents habitants.....	38
Densité d'occupation du sol	38
Conclusion	39
Chapitre IV: Diagnostic du réseau d'assainissement	
Introduction.....	41
IV.1 Objectif d'une étude de diagnostic	41
IV.1.1 Causes du dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement	41
IV.2 Etat du système d'assainissement existant de la zone de bouchaoui.....	44
IV.2.1 Présentation du système d'assainissement de bouchaoui.....	44
IV.2.2 Description des ouvrages d'assainissement existants.....	45
IV.2.3 Etat des bouches d'égout.....	45
IV.4 Diagnostic hydraulique du réseau	47
IV.4.1 Interprétation des résultats.....	47

Conclusion.....	48
Chapitre V : Diagnostic du réseau d'assainissement	
Introduction	50
Elaboration des variantes.....	50
Choix de la variante.....	50
Explication.....	50
Dimensionnement du DVO	51
V.3.1Calcul du coefficient de retardement	51
V.4Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	53
V.5Probleme reconnu sur le terrain.....	53
Conclusion.....	55
Chapitre VI : Diagnostic du réseau d'assainissement	
Introduction	57
VI.1 Les ouvrages annexes.....	57
VI .1.1 Les branchements	57
VI .1.2 Les caniveaux	57
VI .1.3 Les bouches d'égout.....	57
VI .1.4 Les regards	58
Dispositions	58
VI .2 Les déversoirs d'orage	59
VI .2.1Type des déversoirs d'orage	59
VI .2.2Déversoir d'orage à seuil frontal.....	60
VI .2.3Déversoir d'orage à seuil lateral	60
VI.2.4Déversoir d'orage à double seuil lateral.....	61
VI .2.5Déversoir d'orage avec ouverture du radier.....	61
VI .3Methode de dimmensionnement des deversoirs d'orage.....	61
VI .3 Poste de relèvement.....	63
DEFINITION	63
VI.3.1.1Principe de fonctionnement du poste de relevage	63
Données de base initiales	63
Dimensionnement de la conduite de refoulement	63
Calcul de la Hauteur manométrique de refoulement.....	64
Hauteur géométrique	64
Pertes de charge au refoulement.....	64
- A-Pertes de charge linéaires.....	64
- B-Calcul du coefficient de frottement λ	65
- C-Pertes de charge singulières	65

- D-Pertes de charge totales au refoulement	65
VI.3.3.4.Choix des pompes	65
Volume utile de la bache de relèvement.....	66
Condition de fonctionnement d'une pompe	66
VI.4 Les elements constitutifs d'un poste de relevage	68
Conclusion.....	68
Chapitre VII : Diagnostic du réseau d'assainissement	
Introduction	70
Détermination des différents volumes.....	70
a) Volume de la couche végétale.....	70
b) Volume des déblais des tranchées	70
c) Volume occupé par les conduites.....	71
d) Volume excédentaire	71
Conclusion.....	75

Liste des tableaux

Tableau I.1: Precipitation moyenne mensuelle (mm).....	5
Tableau I.2: Moyenne mensuelles et annuelles des temperatures (c°).....	5
Tableau I.3: Moyenne mensuelles et annuelles des vent.....	5
Tableau I.4: Situation urbaine du village de Bouchaoui	6
Tableau II.1: Coordonnées de la station pluviométrique de BIR MOURAD RAIS	9
Tableau II.2: Série de précipitations moyennes mensuelles et maximales journalières de la station expérimentale de BIR MOURAD RAIS	9
Tableau II.3: Observation non classées et comparaison avec la mediane	11
Tableau II.4: Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique	13
Tableau II.5: Resultats de l'ajustement par le logiciel hyfran	15
Tableau II.6: Les paramètres de la droite de gumbel	15
Tableau II.7: Estimation des paramètres de la droite de Gumbel.....	17
Tableau II.8: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	23
Tableau II.9: Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer	24
Tableau II.10: Coefficients de ruissellement en fonction de la population.....	24
Tableau II.11: Coefficients de ruissellement calculer	25
Tableau II.12: Evaluation des parametres equivalents d'un groupement de bassins	26
Tableau II.13: Evaluation des debits des eaux pluviales pour l'horizon future du village de bouchaou	28
Tableau III.1: Estimation de la population pour differents horizons pour cheraga.....	30
Tableau III.2: Avantages et inconvenients des systeme d'assainissement	33
Tableau III .3: Equipement du village de bouchaoui	37
Tableau III.4: Estimation de l'equivalent habitant	38
Tableau III.5: Estimation des debit moyens journalier	38
Tableau III .6: Estimation des debits d'eau usée moyens journalier pour la zone d'etude	38
Tableau III.7: Estimation des debit de pointe.....	39
Tableau III.8: Recapitulatifs des debits a evacuer du village de Bouchaoui.....	39
Tableau III.9: Debit total	39
Tableau IV.1: Etat des bouches d'egout.....	45
Tableau IV.2: Etat des regard de notre reseau.....	46
Tableau IV.3: Resultats du diagnostic.....	47
Tableau V.1: Dimensionnement du DVO de Bouchaoui	52
Tableau V.2: Dimensionnement du puisard de la station projeté.....	52
Tableau V.3: Dimensionnement du DVO	54
Tableau VII.1: Des travaux de la station de relevage (PR)	72
Tableau VII.2: Travaux du reseau de Bouchaoui.....	73

LISTE DES FIGURES ET DES CARTES

Carte N°1: Localisation du village de Bouchaoui	3
Carte N°1.2: Carte de microzonage sismique selon RPA99	4
Figure N°II.1: Graphique des observations	13
Figure N°II.2: Ajustement par la loi de Gumel	16
Figure N°II.3: Ajustement par la loi de Gumbel	16
Figure N°II.4: Ajustement par la loi de Galton	16
Figure N°II.5: Ajustement par la loi de Galton	18
Figure N°II.6: Test d'adéquation de la loi de Galton	18
Figure N°II.7: Test d'adéquation de la loi de Gumbel	19
Carte N°3 decoupage des sous bassin de la zone d'etude	21
Figure N°III.1: Système unitaire	31
Figure N° III.2: Système séparatif.....	32
Figure N°III.3: Système pseudo-séparatif	32
Figure N°III.3: Schéma perpendiculaire.....	34
Figure N°III.4: Schéma oblique	34
Figure N°III.5: Schéma latéral	35
Figure N°III.6: Schéma par zones étagées	35
Figure N° IV.1: reseau d'assainissement de Bouchaoui	44
Figure N°IV.2: Les point de rejets	45
Figure N°V.1: Acheminement des eaux usées vers la step	53
Figure N°V.2: Solution proposé pour l'acheminement des eaux.....	54
Figure N°VI .1: Déversoir d'orage.....	59
Figure N°VI.2: Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan)	60
Figure N°VI.3: Déversoir d'orage classique à seuil latéral biais.....	60
Figure N°VI.4: Déversoir d'orage à double seuil latéral	61
Figure N°VI.5: Déversoir d'orage avec ouverture du radier	61
Figure N°VI.6: Courbe caracteristique de la pompe	66

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément vital pour la vie sur terre, elle constitue un facteur décisif pour la croissance et l'épanouissement des êtres vivants ainsi que leur développement socioéconomique.

Toutefois, cette précieuse ressource peut être aussi source de danger particulièrement lors des crues ou de sa pollution. D'où, l'importance de mettre au point des systèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales aussi performants qu'économique pour écarter tout risque d'inondation et de contamination.

Le choix du mode de rejet, du milieu récepteur et des techniques d'évacuation devra être établi d'une façon très rigoureuse. En outre, la gestion et la maintenance des réseaux d'assainissement devront être une tâche permanente dans le but de s'assurer du bon fonctionnement du réseau. En effet, les paramètres d'écoulement peuvent à n'importe quel moment ne pas être vérifiés et des problèmes d'évacuation peuvent surgir. Dans ce cas de situation, des études d'expertise peuvent être lancées dans le but de diagnostiquer les échecs et les points d'anomalie sur le réseau.

Notre étude tient compte de l'état actuel du réseau d'assainissement existant et du problème de la pollution constante au niveau du village de Bouchaoui située dans la wilaya d'Alger, due aux rejets directs dans le milieu naturel. Elle consiste à faire une étude de diagnostic et de réhabilitation de ce réseau en tenant compte des conditions actuelles et futures.

Notre travail a été réalisé en quatre parties :

La première consistait à faire une étude démographique du village et l'occupation du sol à long terme, suivis d'une étude hydrologique pour estimer les eaux usées et pluvial véhiculera par notre réseau.

Suite à ça, nous avons établi un diagnostic détaillé du système d'assainissement à savoir (diagnostic hydraulique et physique) qui nous a permis de constater l'état actuel du réseau d'assainissement et de déterminer les points noirs qui nuis à ce dernier.

La troisième étape consiste à proposer des variantes pour trouver la solution la plus adéquate possible (hydrauliquement et économiquement parlant) dont nous avons déduit les recommandations suivantes :

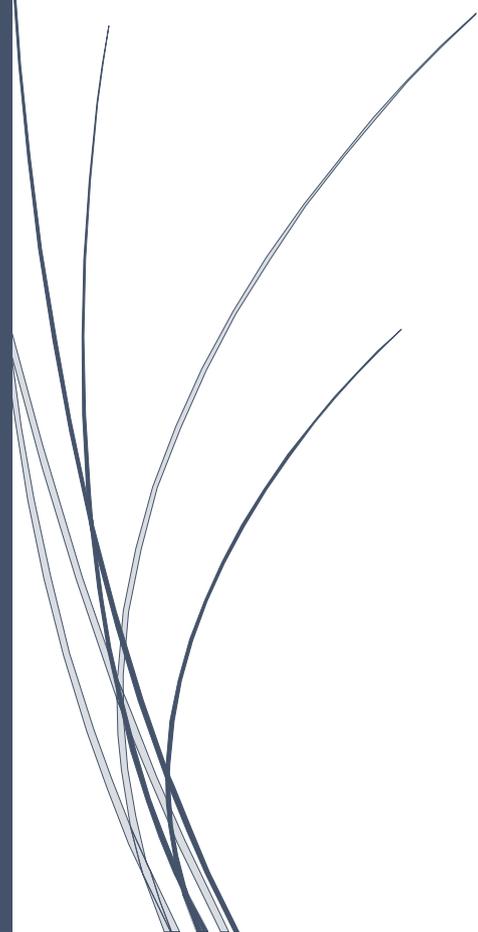
- redimensionnement des conduite défilantes de notre réseau d'assainissement en béton armé.
- corriger les contre pente pour favoriser l'écoulement gravitaire.
- projeter une station de relevage du point de rejet et dimensionner des conduites qui achemine les eaux directement vers le step.

Dans la dernière étape nous avons établi une étude technico-économique pour estimer les travaux et répartir les couts selon le programme définit.



Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude



Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, la présentation de la région est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- Les données naturelles du site ;
- Les données relatives à l'agglomération ;
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération ;
- Les données propres à l'assainissement.

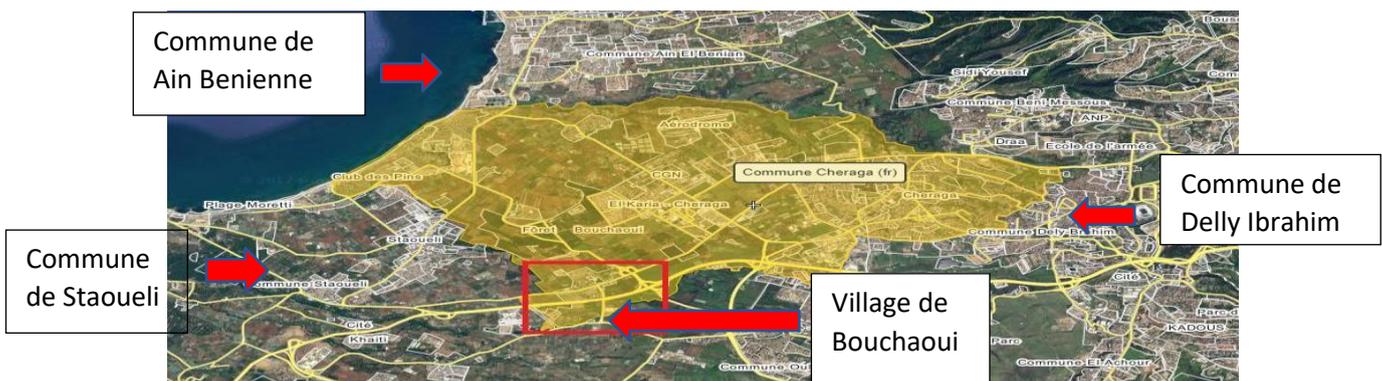
L'étude du site constitue un volet important et prépondérant dans le choix futur de la variante d'aménagement hydraulique de la ville, donc la présentation de l'étude est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude d'expertise et de diagnostic du réseau d'assainissement.

I.1 Situation géographique

Bouchaoui est un petit village algérien situé à une vingtaine de kilomètres à l'ouest d'Alger, il dépend de la daïra de Cheraga dans la wilaya d'Alger dont il représente une agglomération secondaire de celle-ci. La commune de Cheraga s'étend à 3200 ha et elle est délimitée par :

- Ain-Benian au Nord;
- Delly-Ibrahim à l'Est;
- Staoueli à l'Ouest;
- Ouled-Fayet au Sud.

Comme le montre la carte suivante:



Carte N°1 : Localisation du village de Bouchaoui dans la commune de Cheraga

I.2 Topographie du site

Notre zone d'étude qui se situe dans la banlieue Ouest de la wilaya d'Alger a une:

- Latitude : 36° 46' 38'' Nord;
- Longitude : 2° 54' 54 51'' Est.

Comprend une partie des collines tertiaire du sahel et presque toute la région centrale de la Mitidja .

Le Sahel en générale est une succession de collines modelées dans les marnes palais anciennes avec des pentes de 5 a30 %, le relief s'abaisse progressivement au sud vers la plaine de Mitidja.

La topographie résulte d'une tectonique post-astienne, a l'origine d'un soulèvement de la chaîne de l'Atlas de la formation de l'antiforme de Sahel et de la Mitidja, de ce fait le pendage des strates des marnes plais.

I.3 Géologie et sismicité du site

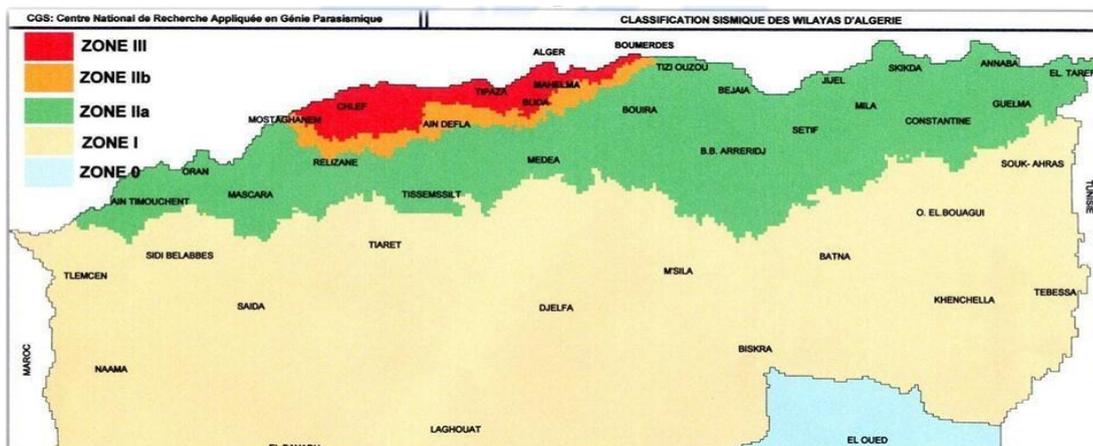
I.3.1 Géologie

La géologie du site est composée de quatre facies qui se lisent de la formation la plus ancienne on trouve :

- Des pilocènes inférieur (plais ancien) : arigiles ou marnes compact.
- Des terrasses marines de200m environ qui jouis de plusieurs caractéristique telle que le sable rouge (avec ou sans galet),les alluvions récent par depot torrentiels ou ruissellement.

I.3.2 Sismicité

Notre zone d'étude se situe sur le sahel Algérois et une partie de la Mitidja central, la région est soumise à des secousses sismiques venant de la Mitidja ou de l'épicentre de l'ouest de Tipaza ou de celui qui se situe en pleine mer du Nord d'Alger, qui d'après le découpage de la carte nationale de zonage sismique, se trouve dans la zone III, une zone ou la sismicité est élevé comme le montre la carte suivante :



Carte N°2 :carte de microzonage sismique selon RPA99

I.4 Climatologie

Notre zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré et relativement chaud qui est connu par ses longs étés chauds et secs. Les hivers sont doux et humides, la neige est rare mais pas impossible, les pluies sont abondantes et peuvent être diluviennes, il fait généralement chaud surtout en période mi-juillet au mi-aout .

I.4.1 Précipitation

Le tableau suivant donne les précipitations de la région de Cheraga (incluent Bouchaoui) :

Tableau N°1 : precipitation moyenne mensuelle (mm)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
P(mm)	73.56	54.27	45.47	48.66	29.15	5.80	4.50	9.50	6.99	54.12	89.37	77.80	516.1

Source ONM (1994/2008)

Des précipitations moyennes de 4.50 mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. Le mois de Novembre, avec une moyenne de 89.37 mm, affiche les précipitations les plus important.

I.4.2 Température

Le tableau suivant donne les températures de la région de Cheraga (Incluent Bouchaoui) :

Tableau N°2 : Moyenne mensuelles et annuelles des températures (c°)

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
Tmax	16.95	17.59	19.87	21.73	25.07	29.06	31.8	32.4	29.55	26.54	20.9	17.83	24.13
Tmin	7.58	5.24	6.62	8.18	11.66	15.27	17.7	19.03	16.39	13.47	8.72	6.24	11.36
Tmoy	10.82	10.79	13.37	15.34	18.93	22.84	24.75	26.34	23.43	20.26	14.91	11.18	11.36

source ONM (1994 / 2008)

Avec une température moyenne de 26.34 C°, le mois d’Aout est le plus chaud de l’année. Au mois de janvier, la température moyenne est de 10.82C° faisant de lui le mois le plus froid de l’année .

I.4.3 le vent

Un vent faible a modéré, frais et humide surtout d’Est souffle de mai à octobre, tandis que le vent d’Ouest souffle de novembre à mai apportant la pluie.

La distribution des vitesses moyennes mensuelles de vent (source ONM) est donnée sur le tableau suivant :

TableauN°3 : Moyenne mensuelles et annuelles des vents

Mois	JAN	FE	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
V (M/S)	2.4	2.2	2.2	2.8	2.7	2.8	2.8	2.5	2.5	2.0	2.4	2.5

Source ONM (1994 / 2008)

I.5 situation démographique et urbaine

La commune de Cheraga a vu son habitat progressé de façon exponentielle, les cultures maraichères ont fait place à une urbanisation dévorante causant parfois un déséquilibre.

Caractériser par un taux d’accroissement très élevé 3%, la population de la commune a connu une réelle augmentation ces dernières années et continue à l’horizon.

Le tableau suivant donne la situation urbaine de la commune de Cheraga:

Tablau N°4 :situation urbaine du village de Bouchaoui

Equipements	Nombre
Etablissement primaire	20
Enseignement moyen	6
Enseignement secondaire	3
Siege de la commune	1
Inspection des impots	3
La poste	1
Poste de police	2
Gendarmerie	1
Centre culturel	3
Mosque	11
Stade	2
Sale omnisport	1
Polyclinique	3
Salle de soin	6
Laboratoire d'hygiene communal	1
Entreprise economique	8
Hotels	7

conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant la zone d'étude ,du point de vue géographique ,topographique,géologique,climatologique et urbain ,ces données vont nous servir à l'élaboration de notre projet.



Chapitre II

Étude hydrologique et estimation du débit pluviale



II.I Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique consiste à définir les caractéristiques des crues de différentes périodes de retour (débits, durées, fréquences). Elle est basée sur la connaissance des chroniques de débit sur la rivière, relevées aux stations hydrométriques et enrichies des informations sur les crues historiques. Des changements significatifs dans l'occupation de l'espace sur le bassin versant (forte urbanisation, reboisement important, etc.) ou des aménagements lourds en amont (barrages écrêteurs de crues) sont susceptibles de modifier le régime des crues (en particulier les crues moyennes) et peuvent nécessiter une actualisation d'études hydrologiques antérieures.

II.1.1 Une averse

Une averse est un mode de précipitations se caractérisant par un début et une fin brusque et par des variations rapides d'intensité. C'est une période de forte pluie qui peut varier d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps.

II.1 .2.Choix de la période de retour

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se reproduire. En général en assainissement on opte pour des pluies décennales.

Le choix de la période de retour en assainissement se fait par rapport au coût du réseau d'égout, son entretien et sa protection contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il peut provoquer en cas d'un mauvais fonctionnement.

II.1 .3.Analyse des données pluviométriques

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, une série pluviométrique comportant les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Pour notre cas, l'étude est basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de BIR MOURAD RAIS qui se localise dans les environs immédiats de la région d'étude.

La série de base de la station expérimentale de BIR MOURAD RAIS fournie par l'ANRH d'Alger, a une période de fonctionnement de 52 ans (soit de 1961 à 2013).

La station de BIR MOURAD RAIS qui est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau suivant:

Tableau N°II.1: Coordonnées de la station pluviométrique de BIR MOURAD RAIS

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z(m)	Période D'observation	Nombre d'années
BIR MOURAD RAIS	020509	531.3	382.8	140	1962-2013	52

Tableau N°II.2: Série de précipitations moyennes mensuelles et maximales journalières de la station expérimentale de BIR MOURAD RAIS

Années	Précipitations en (mm)												PJ max (mm)	Total (mm)
	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout		
1961	19,1	54	61,5	21	40	19,8	11	29,1	15,2	0,3	2,8	8,3	61,5	282
1962	17,4	15	29,3	15,4	27,7	33,3	30,6	17	41,8	20,2	0	48,9	48,9	296,3
1963	10,8	31	36,2	59	50,2	135	12,1	122,9	35	13,4	0	0	135,2	505,5
1964	13,6	28	18,8	16,4	21,9	0,4	4,3	19,7	16,7	5,3	0	0	27,5	144,6
1965	0,7	108	50,5	92,7	22,3	23,2	13,1	43,1	0	7,2	10	0	108,3	371,1
1966	1	75	50,5	14	6,6	27,1	15,4	18,8	49,1	77,8	0	3,6	77,8	338,5
1967	14,9	52	25,7	27,7	74	68,3	21,2	55	62	3,2	0	0	74	403,6
1968	1,1	8,5	7,8	44	44,8	0,5	9	14,5	0	5,3	4,4	0	44,8	139,9
1969	10,1	43	15,8	85,5	24,4	51,4	17,9	30	0,1	9,6	0	9,1	85,5	297,1
1970	0,9	24	105	13,9	90,2	28,2	7,3	10	1,1	9,3	1,6	0	104,5	291
1971	0,1	0	53,9	49,6	17,3	22,2	30,6	37,4	9,9	6,9	0,6	7,8	53,9	236,3
1972	44,5	37	27,2	107	15,4	11,8	28,5	36	14	6,4	1,2	0,2	106,5	328,7
1973	3,1	60	33,9	49,2	86,4	14,7	44	12,5	12,4	16,2	2,5	0	86,4	335,3
1974	58,2	30	28,1	54,6	21,5	58	94,6	18	0	11,3	0	3,1	94,6	377
1975	22,7	36	35,7	8,3	14,4	13,5	57,4	10,9	35,5	10,8	0	29	57,4	274,5
1976	2,6	16	42,1	57,9	22	43,2	8	8,6	25	7,6	35,4	27,1	57,9	295,2
1977	11,4	47	25,5	33,7	27,4	22,4	21,7	33,1	20,2	0	1,1	21,1	46,8	264,4
1978	0	3,4	54	6,9	34	12	19	58,4	29,3	0	1,2	0	58,4	218,2
1979	17,3	87	24	33,5	18,9	40,5	74,2	6,6	6,8	3,6	0	0,5	87	312,9
1980	25,8	24	36,6	49,6	50,1	15,2	51,5	56	9,2	1,5	0,2	3,5	56	323,2
1981	0,4	26	35,4	41,2	34,6	25,7	33,2	16	15,3	2,3	0,3	10,5	41,2	240,9
1982	6,4	20	23	27,3	57,1	26,4	8,5	12,4	26,7	14,6	0	0	57,1	222,4
1983	21,4	26	90,7	28,7	1	42,6	20,8	4,2	8,7	0	12,5	0	90,7	256,9
1984	16,5	115	31,3	24,9	29,5	13,4	35,5	9,1	29,7	2	0	0	115	306,9
1985	5,5	38	30,7	27	19	20,7	34,2	12	0,6	0	8,6	0	38,1	196,4
1986	64	27	25,5	38,8	30,4	53	6,1	0	12,9	13,7	3,9	0	64	275,6
1987	7,5	9,1	31,2	45,2	10,1	21,1	37,3	5	18	26,2	0	1	45,2	211,7
1988	27,1	3,5	58,5	54,2	7,4	15,4	18,9	75	4,4	2,6	0	39,5	75	306,5

1989	58	23	22	7,5	18,7	0	13,8	15,5	7,8	1,7	15	0	58	182,5
1990	3,4	23	28,8	24	23,9	30,5	17,2	15,6	16	5,6	0	0,9	30,5	189
1991	3	39	51,9	3,8	55,4	8,8	29,6	35,8	28,7	14,7	2,8	0	55,4	273,4
1992	3,7	69	48,8	43,5	19,8	35,7	19,2	19,6	23,2	0	0	3,8	69,4	286,7
1993	21,7	7,4	33,7	57,1	69	22,7	0,3	24,8	5,7	0	0	0	69	242,4
1994	33,8	30	29,3	25,4	45,4	27,6	38,5	8,1	0	6,7	0	19,6	45,4	264,7
1995	14,5	17	26,8	28,5	53,7	40	25,1	75,3	7,9	49,3	2,5	3,6	75,3	344,2
1996	21,2	57	27,2	23,6	15,3	14	6,2	34,4	6,3	4,7	1,5	3,5	57,2	215,1
1997	31,5	22	58,7	35,2	24,9	17,9	26,3	34,1	49	0	0,9	4,4	58,7	304,6
1998	8,9	28	25,4	35,5	34,8	30,9	38,6	18	0,2	1,9	0	1,6	38,6	223,4
1999	29,8	19	64,5	42,5	9,3	3,6	12,9	7,3	22,6	9,9	0	0	64,5	221,4
2000	15,6	26	26,3	19	47,7	32,7	2,6	17,2	7,9	1,2	0	2,7	47,7	198,4
2001	36,8	23	125	20,5	12,3	17,2	12,4	19,5	6,5	1	7,7	11,6	125	293,8
2002	25,3	39	32,8	45	37,5	36,4	8,6	24,2	6,8	0,5	1	6,3	45	262,9
2003	21,4	7	18	34,4	56,4	18,9	20,7	27	62,7	4,1	0	0	62,7	270,6
2004	1,3	17	53,9	67,8	37,5	30,3	25	8,5	3,3	0	0,3	0	67,8	244,6
2005	11,3	43	49,4	19,3	26,6	28,1	10,3	1,1	79,7	0	0,2	4,2	79,7	273
2006	13,8	6,6	14,4	45	10,1	28	30,8	32,8	3	3,6	0,4	5,4	45	193,9
2007	12,1	49	71	27,3	15,3	13,2	22,3	12,3	30	8,6	2	0	71	263
2008	34,8	15	33,5	31,4	27	4,8	21	19	13	0	3,5	1,3	34,8	203,9
2009	18,4	13	22,5	20,5	52,3	14,3	53,6	29	16,6	4,6	0	22,5	53,6	267,3
2010	5	40	24,1	31,6	37,2	36,5	6	39	41,5	7	1	0	41,5	268,9
2011	10	13	64,5	24	20,5	38	28	59,5	12	0,5	0	35,5	64,5	305
2012	4	20	67	20,5	41	50,5	22	50,5	116,5	1	0	1	116,5	393,5
2013	16,5	21	59,5	23,5	27,5	10	25,5	1,5	5	43	0,5	1	59,5	234,9

II.1 .4.1. Test d'Homogénéité

Avant de passer à l'ajustement de notre série il faut d'abord commencer par la vérification de l'homogénéité de cette dernière. Pour vérifier l'homogénéité de notre série pluviométrique on va passer par le Test de la Médiane (Test de Mood).

Principe du Test de la Médiane:

- ✓ On classe l'échantillon par ordre croissant.
- ✓ On détermine la Médiane Me .
- ✓ On remplace les valeurs de la série non classée par :
 - Un signe (-) si: $X_i < Me$.
 - Un signe (+) si: $X_i > Me$.
- ✓ On calcule les valeurs de T_s et N_s tel que :

N_s : Nombre total de séries de + ou de - ;

T_s : Taille de la plus grande série de + ou de - ;

$$N_s > \frac{1}{2} (n + 1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{n + 1}) \dots \text{(II.1)}$$

$$T_s < 3.3(\log n + 1) \dots \text{(II.2)}$$

La variable réduite de gauss pour un intervalle de confiance de 95% , $\mu_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$

n: la taille de la série.

Tableau N°II.3: Observations non classées et comparaison avec la médiane

Ordre	P (mm)	Signe	P (mm)	Signe
1	61,5	+	27,5	-
2	48,9	-	30,5	-
3	135,2	+	34,8	-
4	27,5	-	38,1	-
5	108,3	+	38,6	-
6	77,8	+	41,2	-
7	74	+	41,5	-
8	44,8	-	44,8	-
9	85,5	+	45	-
10	104,5	+	45	-
11	53,9	-	45,2	-
12	106,5	+	45,4	-
13	86,4	+	46,8	-
14	94,6	+	47,7	-
15	57,4	-	48,9	-
16	57,9	-	53,6	-
17	46,8	-	53,9	-
18	58,4	-	55,4	-
19	87	+	56	-
20	56	-	57,1	-
21	41,2	-	57,2	-
22	57,1	-	57,4	-
23	90,7	+	57,9	-
24	115	+	58	-
25	38,1	-	58,4	-
26	64	+	58,7	-
27	45,2	-	59,5	/
28	75	+	61,5	+
29	58	-	62,7	+
30	30,5	-	64	+
31	55,4	-	64,5	+
32	69,4	+	64,5	+

33	69	+	67,8	+
34	45,4	-	69	+
35	75,3	+	69,4	+
36	57,2	-	71	+
37	58,7	-	74	+
38	38,6	-	75	+
39	64,5	+	75,3	+
40	47,7	-	77,8	+
41	125	+	79,7	+
42	45	-	85,5	+
43	62,7	+	86,4	+
44	67,8	+	87	+
45	79,7	+	90,7	+
46	45	-	94,6	+
47	71	+	104,5	+
48	34,8	-	106,5	+
49	53,6	-	108,3	+
50	41,5	-	115	+
51	64,5	+	116,5	+
52	116,5	+	125	+
53	59,5	/	135,2	+

On Calcule : La médiane après avoir classé la série et puisque la série est impaire, la médiane est observée au rang $(n+1)/2$ c'est-à-dire au rang 27.

Donc: Médiane ($X_{50\%}$) = 59.5 mm

$N_s=33$; $T_s=6$

On a:

$N_s = 33 > \frac{1}{2}(n + 1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{n + 1}) = 19,865$; D'où la verification de la première intégralité.

$T_s = 6 < 3,3 \log_{10}(n) + 1 = 8,991$; D'où la vérification de la deuxième intégralité.

Donc la série pluviométrique est homogène.

II.1 .4.2.Caractéristiques empiriques de la série pluviométriques

La simulation par le logiciel hyfran nous donne Caractéristiques empiriques de la série pluviométriques qui consiste à la moyenne, l'écart type, Médiane et coefficient de variation

Qui sont capitale lors de l'analyse de celle-ci.

Tableau N°II.4: Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique

Caractéristiques de la série	Valeurs
Nombre D'années	41
Minimum	27
Maximum	135
Moyenne	66.3
Ecart-type	24.9
Médiane	59.5
Coefficient de Variation (Cv)	0.376
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.922
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.13
Exposant climatique	0.39

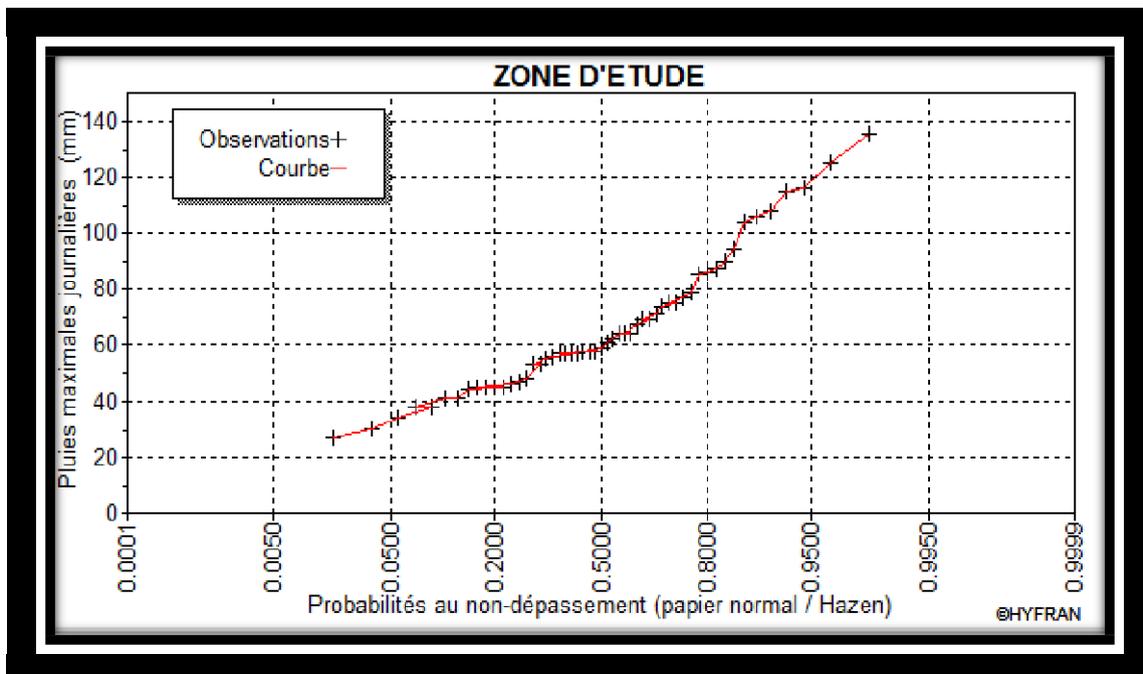


Figure N°II.2: Graphique des observations de la zone d'étude.

Le coefficient de variation ça va nous permet de constaté que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, par cela les deux lois généralement utilisées sont:

- La loi de Gumbel.

- La loi de Galton.

II.4.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est:

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \text{ Ou bien On peut écrire: } y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- $Y = \alpha(x - x_0)$ est la variable réduite de Gumbel.
- x : précipitation maximale journalière (mm).
- x_0 : ordonnée à l'origine en (mm).
- $1/\alpha$: la pente de la droite de Gumbel.
- L'équation de la droite de Gumbel est $x = (1/\alpha)y + x_0$.

a. Procédé d'ajustement et résultats :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN: $F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots$
Avec: m : Rang de precipitation.
 n : nombre d'observations.
- Calculer la variable réduite de **GUMBEL** donnée par la formule suivante :
 $y = -\ln(-\ln(F(x)))$
- Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de Gumbel tel que : $x = (1/\alpha)y + x_0$.

Sachant que :

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

X_0 : l'ordonnée à l'origine ;

- Tracer la droite de Gumbel (à l'aide du logiciel HYFRAN).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau N°II.5: Résultats après utilisation de l'ajustement par le logiciel hyfran

T	q	XT	Ecart-type	intervalle de confiance
10000.0	0.9999	234	26.2	183 - 285
2000.0	0.9995	203	21.7	160 - 245
1000.0	0.9990	189	19.8	150 - 228
200.0	0.9950	158	15.3	128 - 188
100.0	0.9900	144	13.4	118 - 171
50.0	0.9800	131	11.5	108 - 153
20.0	0.9500	113	9.02	95.1 - 130
10.0	0.9000	98.8	7.14	84.8 - 113
5.0	0.8000	84.2	5.29	73.9 - 94.6
3.0	0.6667	72.6	3.99	64.8 - 80.4
2.0	0.5000	62.2	3.14	56.1 - 68.4
1.4286	0.3000	51.5	2.88	45.8 - 57.1
1.2500	0.2000	45.9	3.07	39.8 - 51.9
1.1111	0.1000	38.9	3.55	31.9 - 45.9
1.0526	0.0500	33.8	4.03	25.9 - 41.7
1.0204	0.0200	28.6	4.58	19.6 - 37.6
1.0101	0.0100	25.4	4.95	15.8 - 35.1
1.0050	0.0050	22.7	5.27	12.4 - 33.1
1.0010	0.0010	17.6	5.91	6.00 - 29.2
1.0005	0.0005	15.7	6.14	3.68 - 27.8
1.0001	0.0001	12.0	6.62	-0.988 - 25.0

Avec:

T: période de retour (T=10ans);

q: probabilité au non dépassement;

XT: précipitations maximales journalières;

Tableau N°II.6: Les paramètres de la droite de gumbel

$1/\alpha$	X_0
19.4134	55.0961

Alors la droite de gumbel devient: $X=19.4134Y+55.0961$

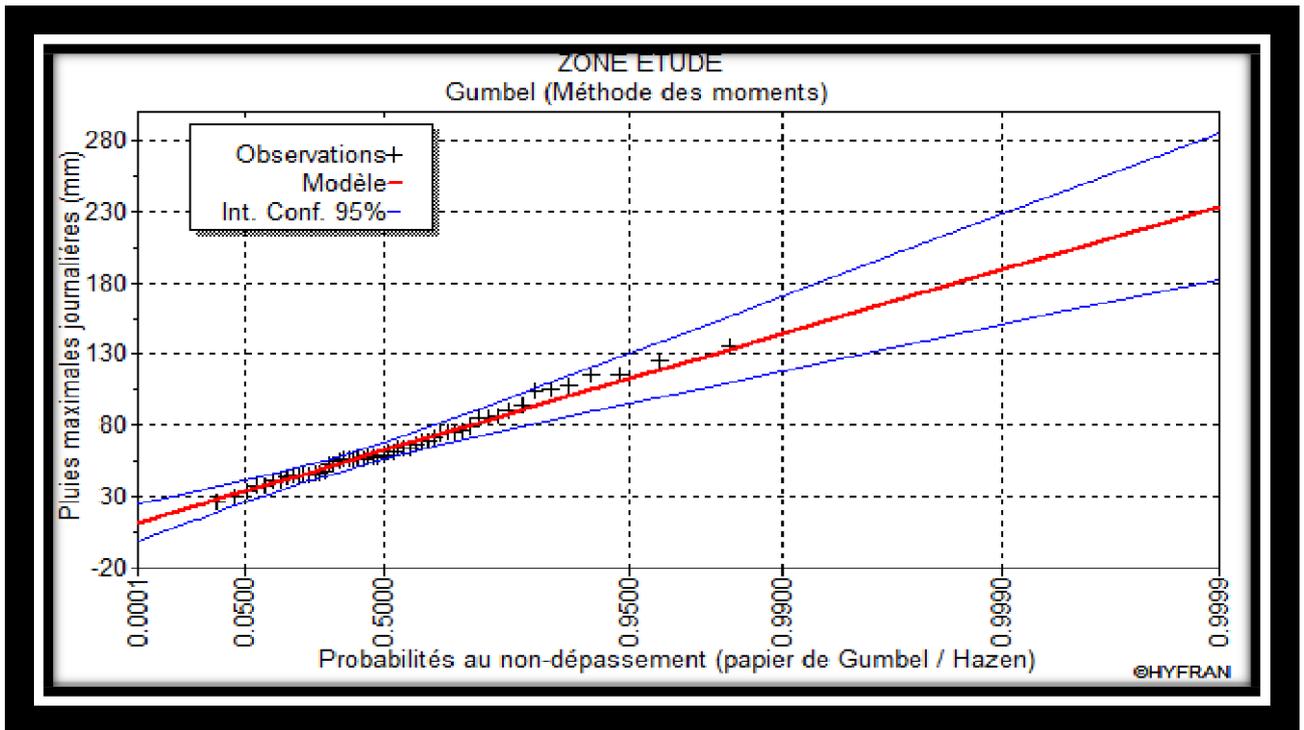


Figure N°II.3: Ajustement par la loi de Gumel

Pour une meilleure visualisation de la droite de Gumel on enlève l'intervalle de confiance.

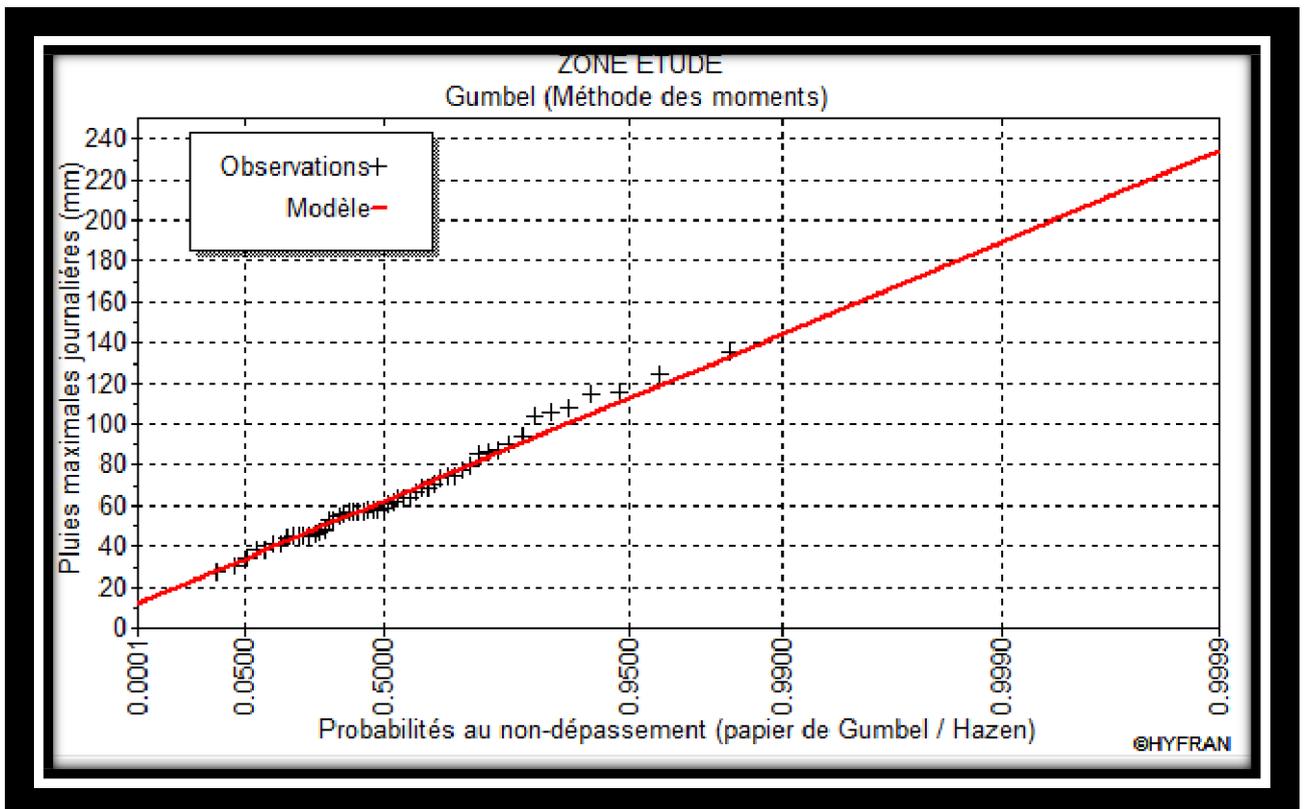


Figure N°II.4: Ajustement par la loi de Gumel

b. Test d'adéquation de la loi de Gumbel

Tableau N°II.6: Récapitulatif du test de khi 2

X ² calculé	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	X ² Théo
7.28	0.2955	6	9	12,5916

H0: L'échantillon provient d'une loi de gumbel.

H1: L'échantillon ne provient pas d'une loi de gumbel.

On a X² calculé < X² Théo.

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%.

II.4.4. Ajustement de la série pluviométrique par la loi de GALTON

(Loi log normale)

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (II. 14) \quad ,$$

$$\mu = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \dots \dots \dots (II. 15)$$

Tel-que:

F(x): La fréquence au non dépassement.

μ: La variable réduite.

a. Procédé d'ajustement et résultats :

- Classer les valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule d'HENRI.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série initiale puis ceux de la série transformée en $\overline{\ln x}$.
- Déterminer la droite de GALTON.
- Déterminer la valeur extrême soit graphiquement sur la droite de GALTON ou bien analytiquement par la formule :

$$\ln x = \overline{\ln x} + \mu \sigma_{\ln x} \dots \dots \dots (II. 16)$$

- Tracer la droite de GALTON à l'aide du logiciel HYFRAN.

Tableau N°II.7: Estimation des paramètres de la droite de Gumbel

$\overline{\ln x}$	$\sigma_{\ln x}$
4.12871	0.364425

Alors La droite de Galton devient:

$$\ln(x) = 4.12871 + 0.364425$$

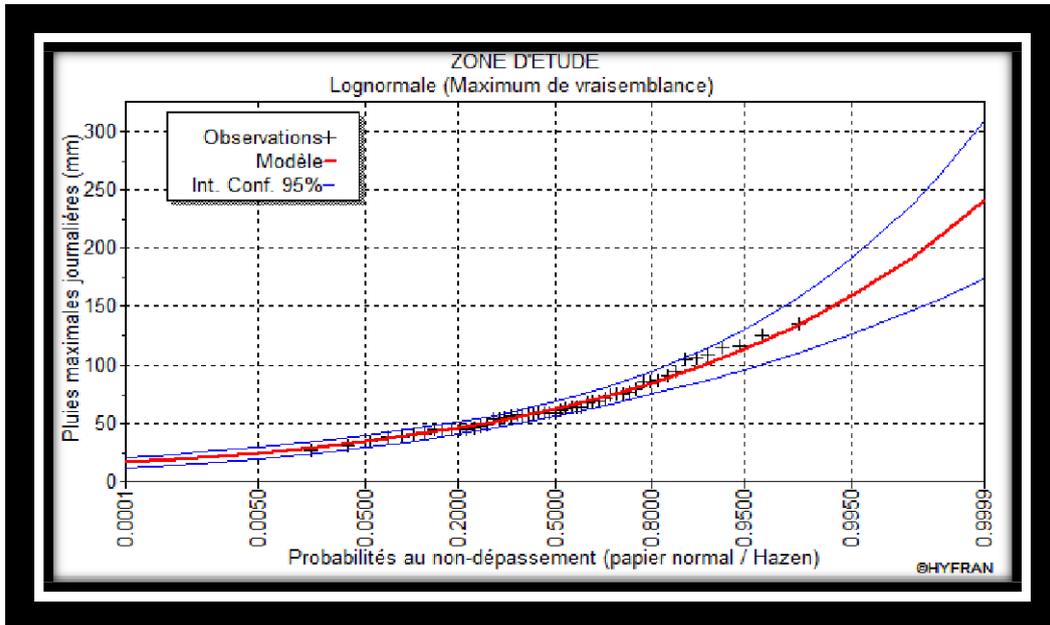


Figure N°II.5 : Ajustement par la loi de Galton

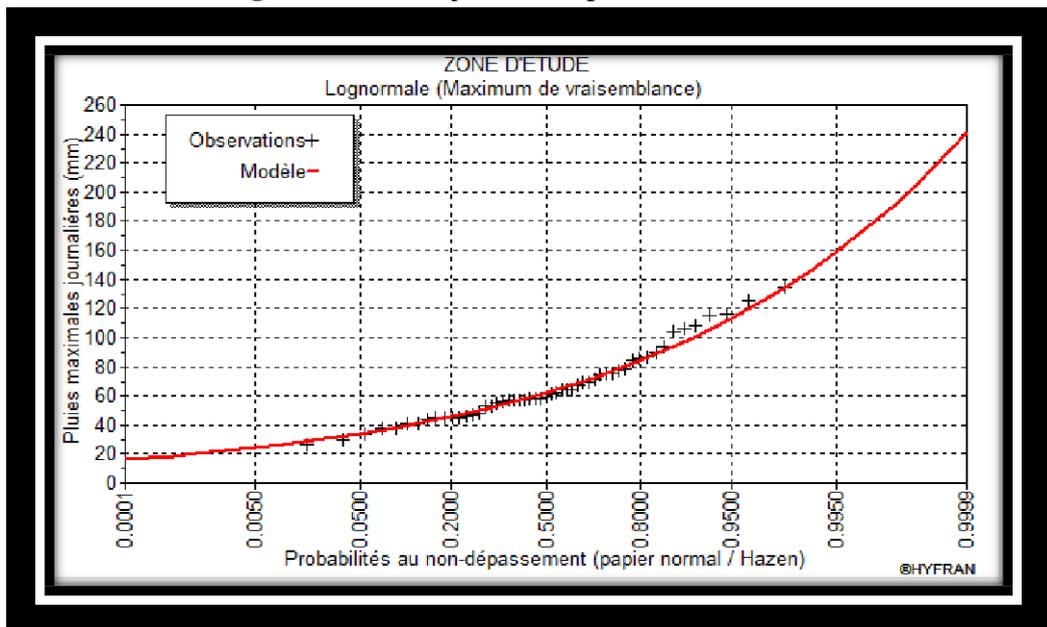


Figure N°II.6: Ajustement par la loi de Galton

Tableau N°II.8: Récapitulatif du test de khi 2

χ^2	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	χ^2 Théo
5.58	0.4713	6	9	12,5916

II .1.4.5.choix d'ajustement :

Après la comparaison entre les deux méthodes on remarque que notre série pluviométrique s'ajuste suivant les deux lois Gumbel et Galton, mais en comparant les deux graphiques on voit bien que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton car dans le graphe les points se rapprochent plus de la courbe du modèle de Galton que de Gumbel.

Et vu que les deux lois donnent des résultats proches on choisit la loi qui a le χ^2 le moins élevé car il donne l'écart entre valeurs observées et prévues et on cherche absolument à le minimiser.

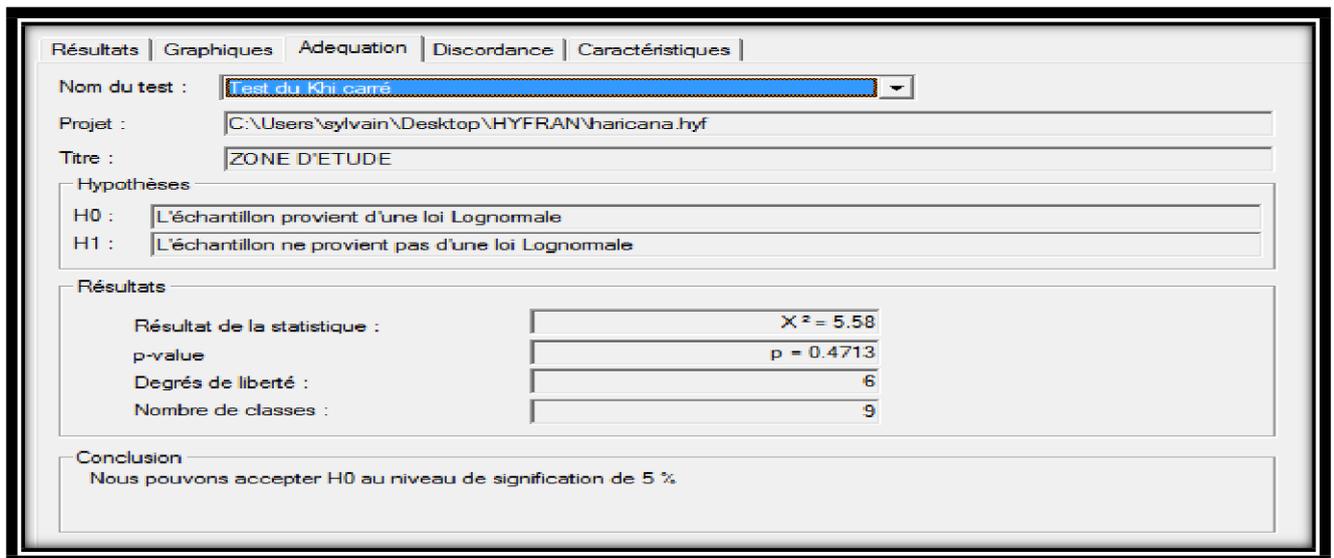


Figure N°II.7. Test d'adéquation de la loi de Galton

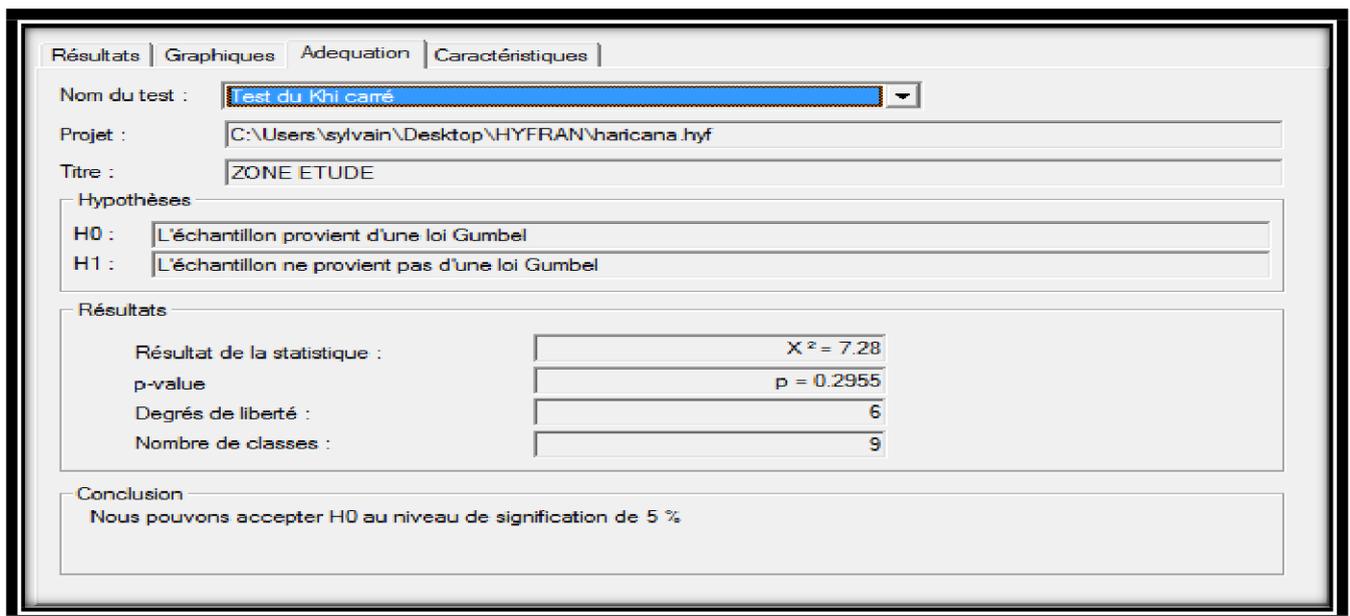


Figure N°II.8. Test d'adéquation de la loi de Gumbel

Et par cela X^2 de Galton (5.58) < X^2 de gumbel (7.28).

Alors on opte pour la loi de Galton.

II.1.5.Ajustement de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari

$$I_{\Delta t, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II.17})$$

Avec :

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

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

Δt : 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 ($b=0.42$), il est donnée par l'A.N.R.H de Birmouradrais .

Afin d'estimer la valeur de l'intensité, nous admettons une période de retour de 10 ans pour l'averse et une durée de 15 minutes.

On obtient donc:

$$I_{(15\text{min}), 10\%} = I_{24, 10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \implies I_{(15\text{min}), 10\%} = \frac{99.1}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.42-1)}$$

$$I_{(15\text{min}), 10\%} = 58.288 \text{ mm/h}$$

On détermine la valeur de l'intensité pluviale qui représente le débit spécifique tel que:

$$I = \frac{58 \times 10000}{3600} = 161,91 \text{ l/s/ha}$$

II.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les débits d'eaux pluviales sont les eaux de ruissellement de surface issues des précipitations. Elles s'écoulent sur le sol pour éventuellement rejoindre des cours d'eau.

L'estimation des eaux pluviales repose sur le découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassins, suivant des critères bien précis comme la nature du sol et les limites naturelles, ensuite on estime un coefficient de ruissellement pondéré correspondant à chaque sous bassin. La quantification de ces eaux se fait suivant différentes méthodes, parmi ces méthodes on cite la méthode superficielle et la méthode rationnelle.

II.2.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassin élémentaire

Un bassin versant est une aire délimitée par des lignes de partage des eaux, et drainée par un réseau d'assainissement.

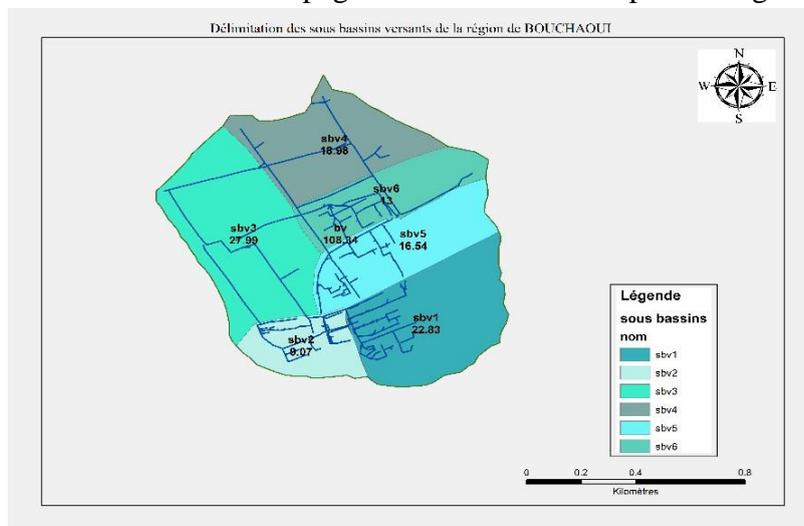
Un sous bassin est une section du bassin versant ayant les mêmes caractéristiques que ce dernier, le découpage du site en sous bassins élémentaire doit être fait selon :

- ✓ La nature du sol.
- ✓ La densité des habitants.
- ✓ Les courbes de niveau.
- ✓ Les routes et les voiries existantes.
- ✓ Les pentes et les contres pentes.
- ✓ Les limites naturelles (oueds, talwegs ...).

Dans notre projet, on procède au découpage de la zone à étudier suivant la nature du sol, la densité d'habitants, les routes et les voiries existantes ainsi que les limites naturelles.

II.2.2. DECOUPAGE DES SOUS BASSINS

Les cartes ci-dessus montrent le découpage de nos sous bassins pour la région de BOUCHAOUT.



Carte II.1 découpage des sous bassin de la zone d'étude

II.2.3 Méthodes utilisées pour l'estimation du débit des eaux pluviales

II.2.3.1 La méthode Rationnelle

La méthode rationnelle est une méthode qui permet de déterminer à l'aide d'une formulation simple les débits de pointe à l'exutoire d'un bassin versant, elle consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « I » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante:

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot I \cdot A \quad (l/s) \quad (II.18)$$

Avec

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

A : surface du bassin (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

I : intensité de précipitation (l/s/ha).

. α : coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace dont sa détermination de la forme du sous bassin, il est estimé suivant la relation de Caquot pour la méthode rationnelle :

$$\alpha = A^{-0.05} \quad \text{ou} \quad A: \text{surface du BV en Ha} \quad (II.19)$$

II.2.3.1.1 Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombée sur le bassin considéré. La détermination de ce coefficient est primordiale pour l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui sont pris en compte lors du dimensionnement du réseau.

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

Le coefficient de ruissellement est compris entre 0.05 et 1, et dépend des facteurs suivants:

- ✓ Le mode d'occupation du sol.
- ✓ L'inclinaison ou la topographie du terrain.
- ✓ La densité de la population.

- ✓ La nature du sol.
- ✓ La durée de pluie.

Dans le cas ou la surface du bassin est formée de plusieurs aires elementaires $\langle A_i \rangle$ aux quelles on affecte le coefficient de ruissellement $\langle C_{ri} \rangle$ on calcule le coefficient de ruissellement ponderé par la formule:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (\text{II.20})$$

Avec:

A_i : Surface du sous bassin (Ha)

A : Surface totale en (Ha)

C_{ri} : Coefficient de ruissellement partiel

C_{rp} : Coefficient de ruissellement total ponderé

i : Numéro du sous bassin ($i=1 \dots 6$)

a -Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

L'accroissement de la population implique une augmentation dans le coefficient de ruissellement, car en effet avec l'augmentation de la population on aura aussi une augmentation de la surface couverte par rapport à la surface perméable, ce qui donne un coefficient de ruissellement important.

Tableau N°II.8: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

(Cours d'assainissement 1-ENSH)

b- Coefficient de ruissellement en fonction des surfaces à drainer

Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de ces surfaces.

Tableau N°II.9: Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocage	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

(Cours d'assainissement 1-ENSH)

c- Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

La densité de population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées).

Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente.

Le tableau suivant montre quelques valeurs de ce coefficient:

Tableau N°II.10: Coefficients de ruissellement en fonction de la population

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0.23
30 – 80	0.2 – 0.27
60 – 150	0.25 – 0.34
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.6 – 0.62
300 – 400	0.6 – 0.8
400 – 600	0.7 – 0.9

(Cours d'assainissement 1-ENSH)

-Le coefficient de ruissellement pondéré calculé est résumé dans le tableau suivant :

Tableau N°II.11: Coefficients de ruissellement calculer

Sous bassin	Surface A	Cri	Ai	Crp
S1	22.8	0.9	55%	0.515
		0.2	45%	
S2	9.07	0.9	70%	0.69
		0.2	30%	
S3	27.98	0.6	20%	
		0.6	80%	
S4	18.98	0.65	0.65	0.65
S5	16.54	0.9	90%	0.83
		0.2	10%	
S6	13	0.9	55%	0.59
		0.2	45%	

II.2.3.1.4 Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de de la méthode rationnelle sont les suivantes:

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme sur l'ensemble du bassin drainé, dans le temps et dans l'espace.
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- Le coefficient de ruissellement est constant d'une averse à l'autre.

II.2.3.1.5 Validité de la méthode rationnelle

- Elle est applicable pour les petits bassins de caractéristique homogènes.
- Elle est applicable seulement pour les zones dont le temps de concentration est inférieure à 30 minutes.
- Elle n'est pas applicable pour des zones étendues car les calculs deviennent difficiles.

II.2.3.2 La méthode Superficielle

C'est une méthode proposée par A. Caquot en 1941, qui est une variante de la méthode rationnelle. Dans sa forme originale, elle repose sur une expression mathématique globale et surtout qui présente un intérêt pédagogique, explicite des composantes hydrologiques influant sur le ruissellement et a pour objectif une application manuelle plus facile à partir essentiellement de variables mesurables, intégrant notamment le temps de concentration difficile à appréhender.

Cette méthode se traduit par la relation suivante:

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} \quad (II.21)$$

Avec:

Q: Debot pluvial de frequence f (m3/s)

K u v w: Coefficient dont les relations sont donnés ci dessous.

I: Pente moyenne du collecteur du sous bassin consideré.

Cr: Coefficient de ruissellent.

A: Surface du sous bassin considéré (Ha).

Les coefficient K ,v ,u ,w sont données par les relations .

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (II.22)$$

Avec:

$$V = -0.41 b(f).$$

$$U = 1 + 0.28b(f).$$

$$W = 0.95 + 0.50b(f).$$

Dans le cas où le tracé présente des pentes, 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 :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (II.23)$$

Avec:

Li:Distance partielle du trancon.

Ii: Pente du trancon.

N: Nombre de trancon.

En outre si les trancons sont places en paralleles on utilise la formule suivante:

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \quad (II.24)$$

Avec :

Ii: Pente du trancon.

Qi:Debit du trancon.

N: Nombre des trancons.

Evaluation des parametres equivalents d'un groupement de bassins.

Tableau N°II.11- Evaluation des parametres equivalents d'un groupement de bassins

Paramètres Equivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassin en série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left[\frac{L (Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$

II.2.3.2.1 Limite d'application de la méthode superficielle

La méthode superficielle peut être appliquée si:

- La pente comprise entre 0,002 et 0.05 m/m.
- Le coefficient de ruissellement est compris entre 0,2 et 1 ..
- La surface total : $A \leq 200$ ha .
- Le coefficient d'allongement: $M \geq 0,8$.

II.2.4 Le choix de la methode

En tenant compte des caracterisstiques de notre zone d'étude du point de vue surface , pente, coefficient de ruissellement on opte pour la méthode rationnelle qui la plus adapté Le tableau ci dessous montrel'evaluation des debits pluviaux de chaque sous bassin.

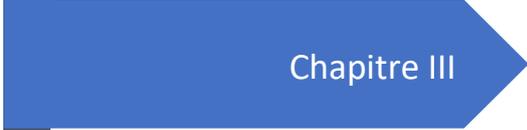
Tableau II.12: Evaluation des debits des eaux pluviales pour l'horizon future du village de bouchaoui

N sous bassin	Surface (ha)	Coef α	Cr	I(l/s/ha)	Qpl (l/s)	Qpl (m3/s)
1	22,8	0.85	0.52	162	1642.69	1,64
2	9,07	1	0.69	162	1013,84	1,01
3	27,98	084	0.60	162	2302,35	2,30
4	18,8	0.86	0.65	162	1709,54	1,71
5	16,54	0.86	0.85	162	1979 ,44	1,98
6	13	0.87	0.59	162	1092,98	1,09

Conclusion

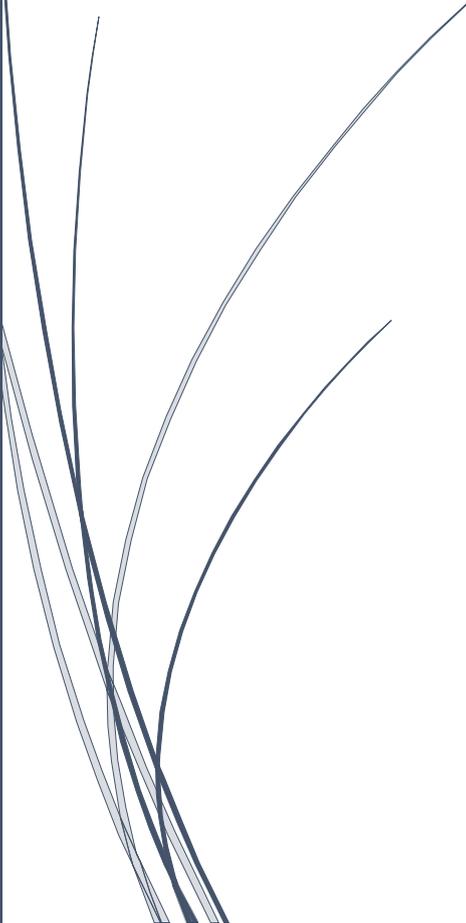
L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale des précipitations et cela en faisant l'ajustement de notre série pluviométrique avec la loi de Gumbel et la loi de Galton.

Les résultats obtenus par l'ajustement sont très rapprochés pour les deux lois mais on a opté pour la loi de Gumbel car c'est la loi avec le khi 2 minime ce qui réduis l'écart entre valeurs observées et prévues.,Elle nous a permis aussi de calculer le debit d'eaux pluviales qui ruisselle dans notre zone d'étude.



Chapitre III

Estimation des débits d'eaux usées à évacuer



Introduction

Un système d'assainissement projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine, ou industrielle permet d'évacuer:

- ✓ Les eaux pluviales en quantités importantes (eaux de ruissellement).
- ✓ Les eaux usées provenant des habitations appelées « eaux usées domestique ».
- ✓ Les eaux usées provenant des industries, services publics.
- ✓ Les eaux parasites.

Dans le but de dimensionner un réseau d'assainissement qui permet d'effectuer les opérations citées ci-dessous, il faut d'abord passer par:

- ✓ Le calcul de base du réseau.
- ✓ Le schéma à adopter pour le réseau.
- ✓ Le nombre de sous-bassins à assainir.
- ✓ Le coefficient de ruissellement correspondant.

III .1 Situation démographique

D'après le dernier recensement général (RGPH 2008), le nombre d'habitant de la commune de CHERAGA est estimé à **80824** habitant.

Pour estimer le nombre d'habitants sur la zone d'étude, on prend en charge les nouveaux programmes dans Cheraga , en se référant à la loi des accroissements géométrique donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1+T)^n \dots \text{(III.1)}$$

P_t : la population à l'horizon (hab).

P_0 : la population actuelle (hab).

T : taux d'accroissement (avec $T=3$ celui de la commune de cheraga).

n : écart des années entre l'horizon de calcul et l'année de référence.

TableauIII.1: Estimation de la population pour differents horizons pour cheraga:

Horizon	2008	2017	2026	2040
Cheraga	80824	105457	137597	208129

III.2 Systèmes d'assainissement

Un système d'assainissement est l'ensemble des ouvrages hydrauliques qui assurent l'évacuation des effluents des citoyens vers le milieu exutoire (STEP ou OUED).

L'évacuation de ces effluents se fait au moyen de trois systèmes principaux :

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

III.2.1 Système unitaire

L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collecté par un réseau unique. Les grands mérites de ce système sont la simplicité, le faible encombrement ainsi que l'économie à la conception et l'entretien.

Avantage:

- ✓ C'est un système économique puisqu'il nécessite des infrastructures moindres par rapport aux autres réseaux.

Inconvénients:

- ✓ Il oblige à dimensionner la station d'épuration en fonction des eaux de pluie qui requiert des infrastructures importantes, Ce désavantage peut être en partie réduit grâce aux déversoirs d'orage.

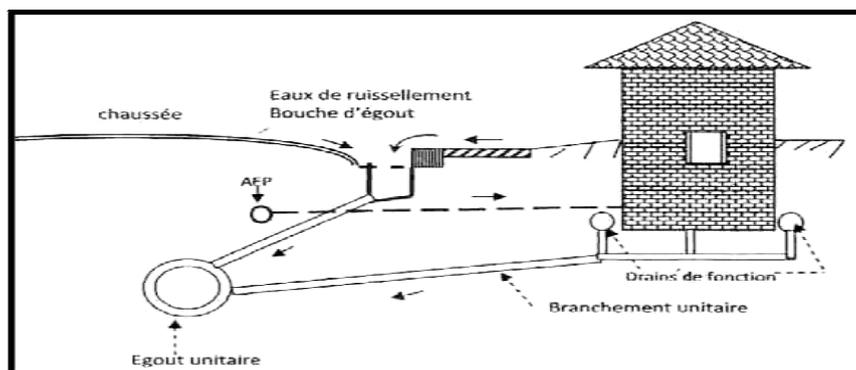


Figure N°III.1-Système unitaire Source : Cours (Assainissement 1-ENSH)

III.2.2 Système séparatif

Deux réseaux différents conduisent les eaux usées et les eaux pluviales à un point de rejet dans le milieu naturel. Ce système est a priori favorable au fonctionnement des stations d'épuration, mais en pratique, il nécessite un contrôle rigoureux des branchements et des pénétrations d'eaux parasites.

Avantage:

- ✓ Le dimensionnement de la station d'épuration est fait selon le débit de point d'eau usée seulement, il en résulte donc une économie.
- ✓ La station d'épuration fonctionne avec un bon rendement.
- ✓

Inconvénient:

- ✓ Le doublement du réseau implique une augmentation du coût.
- ✓ Les faux branchements.

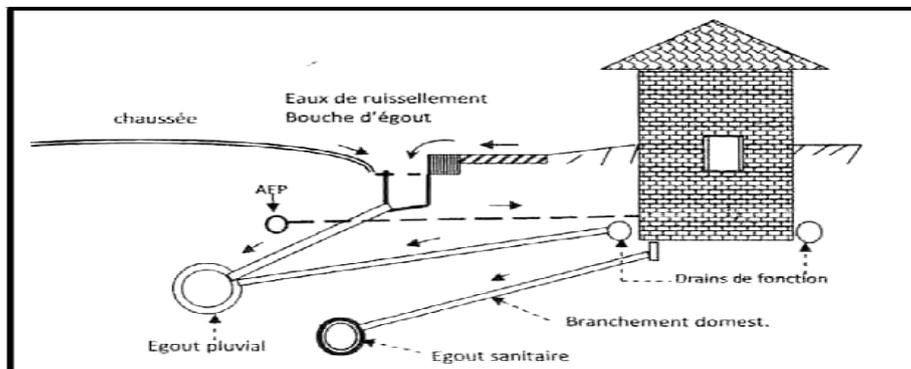


Figure III.2-Système séparatif Source (Cours Assainissement 1-Ensh)

II.2.3 Système pseudo-séparatif

Ce système est conçu de telle façon à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux des toitures et d'espaces privés, avec celles des eaux usées.

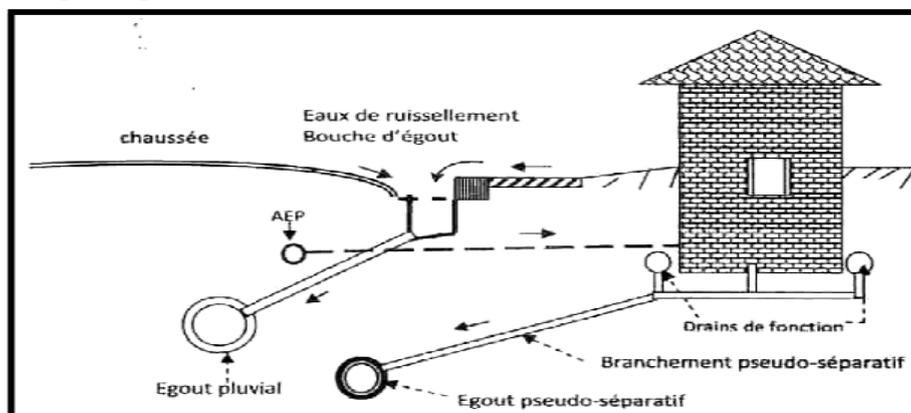


Figure III.3-Système pseudo-séparatif Source(Cours Assainissement 1-Ensh)

Les avantages et inconvénient de tout les systemes sont resumés dans le tableau suivant:

TABLEAU III.2: Avantages et inconvénients des systeme d'assainissement

Type du system	Avantages	Inconvenie
Système Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -Diminution de la capacité de traitement de la station d'épuration d'où économie d'argent, -Régularité de la qualité des eaux d'où efficacité de l'épuration, -Aucun contact des eaux usées avec le milieu naturel d'où préservation de sa qualité. 	<ul style="list-style-type: none"> -Doublement du réseau donc coût plus important ; -Risque de pollution du milieu récepteur par les eaux pluviales dont la pollution peut être non négligeable ; -Risque d'erreurs de branchements particuliers (EU dans le réseau d'EP et vice-versa).
Système Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> -Peu couteux par rapport au séparatif ; -Plus simple à réaliser ; -Pas de risque d'erreurs de branchements particuliers. 	<ul style="list-style-type: none"> -Le mélange eaux usées et eaux pluviales par temps de pluie implique : <ul style="list-style-type: none"> ➤ Augmentation de la capacité de la STEP, donc augmentation du coût ; ➤ Perturbation de la STEP en raison de la variation brusque du débit et de qualité d'eau. -Les rejets par déversoirs d'orage ne sont pas traité, d'où risque de
Système pseudo-séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -Diminution de la capacité de traitement de la station d'épuration d'où économie d'argent ; -Régularité de la qualité des eaux d'où efficacité de l'épuration ; -Absence du risque d'erreurs de branchements particuliers ; -Aucun contact des eaux usées avec le milieu naturel d'où préservation de sa qualité. 	<ul style="list-style-type: none"> -Doublement partiel du réseau donc coût relativement important par rapport au réseau unitaire ; -Risque de pollution du milieu récepteur par les eaux pluviales dont la pollution peut être non négligeable ; -Les rejets par déversoirs d'orage ne sont pas traité, d'où risque de pollution du milieu récepteur ; -Perturbation dans le débit à traiter par la STEP (en temps de pluie ou en temps sec) -Augmentation de la capacité de la STEP.

III.2.4 Choix du système d'assainissement

Pour choisir le système d'assainissement il faut tenir compte de :

- L'aspect économique en faisant une comparaison entre plusieurs variantes.
- La topographie du terrain naturel.
- Les conditions de rejet.
- La largeur des chaussées.
- L'urbanisation de l'agglomération et son encombrement.

III.3 Schémas d'évacuation

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas .

III.3.1 Schéma perpendiculaire

Pour ce type de schéma, l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Et l'épuration est difficile car il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile ,Il est seulement utilisable dans le cas des réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections.

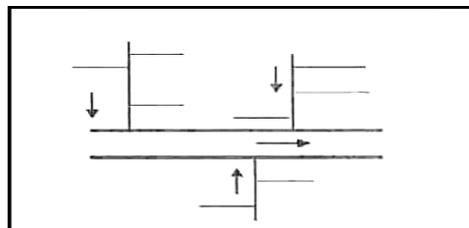


Figure III.3: Schéma perpendiculaire Source(Cours Assainissement 1-Ensh)

III.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 soit pas un tracé oblique, soit par un collecteur latéral.

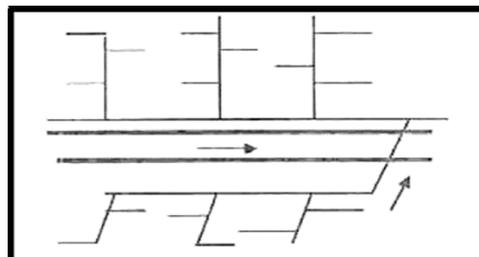


Figure III.4: Schéma oblique(Cours Assainissement 1-Ensh)

III.3.3 Schéma par zones étagées

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Le réseau (2) est utilisé pour ne pas trop chargé le réseau .

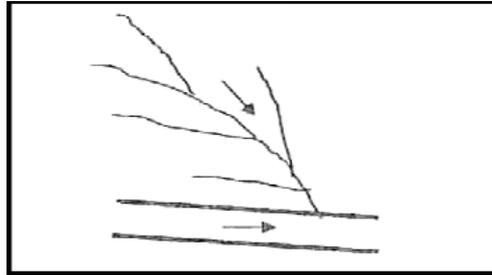


Figure N°III.5-Schéma par zones étagées
Source(Cours Assainissement 1-Ensh)

III.3.4 Schéma radial

Ce schéma est utilisé dans les terrains plats, pour collecter tous les effluents en un point, par la suite un relevage est nécessaire pour le transit vers le cours d'eau récepteur.

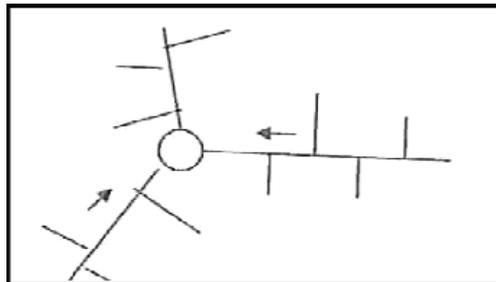


Figure N°III.6.-Schéma radial Source(Cours Assainissement 1-Ensh)

III.3.5 Choix du schéma d'évacuation

Pour le choix d'un schéma d'évacuation il faut tenir compte de:

- La topographie du terrain.
- La répartition géographique des habitants.
- L'implantation de canalisations.
- L'emplacement de la STEP.
- Les inondations des rejets.

Les eaux usées peuvent être subdivisées en trois catégories:

a-Eaux usées domestiques: Elles se répartissent en : eaux ménagères (provenant des douches et de cuisine. De par leur provenance, ces eaux sont chargées de détergents, graisses, solvants, débris organiques, etc.) et eaux vannes ou de w.c. qui sont chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux .

b-Eaux industrielles :Leurs caractéristiques varient d'une unité industrielle à l'autre. En plus de matières organiques azotées ou phosphorées, ces eaux peuvent contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des hydrocarbures, etc.

c-Eaux pluviales :Elles peuvent être contaminées par les polluants atmosphériques (dioxyde de soufre, oxyde d'azote, etc.) dûs aux activités anthropogéniques . Par ailleurs, en ruisselant, ces eaux se chargent de résidus des toits et chaussées (huile de vidange, carburants, etc.).

III.4 Estimation des débits à évacuer

III.4.1 Evaluation des débits d'eaux usées

L'évaluation de la quantité d'eau usée à évacuer se fera à partir de la consommation d'eau potable par habitant, ainsi que les rejets des différents services publics. Plus notre zone d'étude est urbanisée et plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

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

a. Estimation des débits moyens journaliers des eaux usées

Le débit moyen journalier est donné par l'expression suivante :

$$Q_{mj} = \frac{\text{Dotation} * \text{Nombre d'ahabitant} * K_r}{86400} \quad (\text{III.2})$$

Avec:

Q_{mj} : Debit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

K_r : Coefficient de rejet pris egal a 80% de la quantité d'eau potable consommé.

Dotation: Dotation journaliere prise egale a 200 (l/s).

III.4.2 Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \quad (\text{III.3})$$

Avec:

Q_{pte} =debit de pointe

k_p : Coefficient de pointe :

$$\text{Si: } Q_{moyj} > 2.8 \text{ l/s} \quad \dots\dots\dots k_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{jmoy}}} \quad (\text{III.4})$$

$$\text{Si: } Q_{moyj} < 2.8 \frac{l}{s} \quad \dots\dots\dots k_p = 3 \quad (\text{III.5})$$

Les équipements du village de bouchaoui sont resumé dans le tableau suivant :

TABLEAU III .3: Equipement du village de bouchaoui

Equ0ipement	Nombre	Unite de mesure	Nombre total	Dotation (l/j/habit)	Qmoy (m ³ /j)
Etablissement primaire	20	Eleve	8488	40	339.52
Enseignement moyen	6	Eleve	4444	40	177.76
Enseignement secondaire	3	Eleve	3039	60	182.34
Siege de la commune	1	Bureau	50	60	3
Inspection des impots	3	Bureau	9	60	0.54
La poste	1	Bureau	6	60	0.36
Poste de police	2	Bureau	18	60	1.08
Gendarmerie	1	Bureau	12	60	0.72
Centre culturel	3	bureau	5	60	0.3
Mosque	11	Fidele	1500	100	150
Stade	2	Fonctionnaire	30	10	0.3
Sale omnisport	1	Personne	150	10	1.5
Polyclinique	3	Lit	45	50	2.25
Salle de soin	6	M ²	660	5	3.3
Laboratoire d'hygiene communal	1	M ²	300	5	1.5
Entreprise economique	8	Bureau	50	10	0.5
Hotels	7	Chambre	350	300	105
					969.97

III.4.3 Notion et estimation des équivalents habitants :

Afin de rendre l'unité homogène il faudra estimer le nombre de population équivalent aux besoins des équipements par la loi suivante:

$$EH = \frac{Q_{moyj}}{\dot{}} = \frac{Q_{moyj}}{0.2} \quad (\text{III.6})$$

Ce qui nous donne:

Tableau III.4: Estimation de l'équivalent habitant

Commune	Debit moy j	EH
Cheraga	969.97	4850

On en déduit la population totale, qui est représentée dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Estimation des débits moyens journaliers

Horizon	2017	2026	2040
Cheraga	110307	142447	212979

III.4.4 Densité d'occupation du sol

La densité d'occupation du sol est le rapport entre la population totale et la surface totale de la zone.

Elle est exprimée par la relation suivante:

$$D_p = \frac{P_t}{S_t} = \frac{212979}{3200} = 66 \text{ hab/ha} \quad (\text{III.7})$$

Avec:

P_t : population totale .

S_t : surface totale .

TABLEAU III.6:

Estimation des débits d'eau usée moyens journaliers pour la zone d'étude

N sous bassin	Surface(ha)	D _p (hab/ha)	Nombre d'hab	Dot (l/j/hab)	K _r	Q _{moy j} (l/s)	Q _{moyj} (m ³ /s)
S1	22.8	66	1504	200	0,8	2,787	0.00278
S2	9.07	66	598	200	0,8	1,108	0.00108
S3	27.98	66	1847	200	0,8	3,420	0.00342
S4	18.98	66	1241	200	0,8	2,298	0.002297
S5	16.54	66	1092	200	0,8	2,021	0.002021
S6	13	66	858	200	0,8	1,589	0.001589

Estimation du debit de pointe:

il se fait en utilisant la formule (III.3) dont les resultats sont presentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7: Estimation des debit de pointe :

N sous bassin	Qjmoy	Kp	Qp (l/s)	Qp (m ³ /s)
S1	2,79	3	8,37	0.008
S2	1,1	3	3,3	0.003
S3	3,42	2.85	9,747	0.0097
S4	2,3	3	6,9	0.0069
S5	2,02	3	6,06	0.006
S6	1,59	3	4,77	0.005

Tableau III.8: Recapitulatifs des debits des eaux pluviales pour l'horizon future du village de bouchaoui

N sous bassin	Surface (ha)	Coef α	Cr	I(l/s/ha)	Qep (l/s)	Qep (m3/s)
1	22,8	0.85	0.52	162	1642,69	1,643
2	9,07	1	0.69	162	1013,84	1,014
3	27,98	084	0.60	162	2302,35	2,302
4	18,8	0.86	0.65	162	1709,54	1,709
5	16,54	0.86	0.85	162	1979,44	1,979
6	13	0.87	0.59	162	1092,98	1,093

Debit total de chaque sous bassin:

Le resultat est donnée dans le tableau suivant:

TABLEAU III.9: DEBIT TOTAL

N sous bassin	Surface (ha)	Qeu (m3/s)	Qpl (m3/s)	Qt(m3/s)
1	22,8	0.008	1,643	1,651
2	9,07	0.003	1,014	1,017
3	27,98	0.0097	2,302	2,312
4	18,8	0.0069	1,709	1,716
5	16,54	0.006	1,979	1,985
6	13	0.005	1,093	1,098

Conclusion

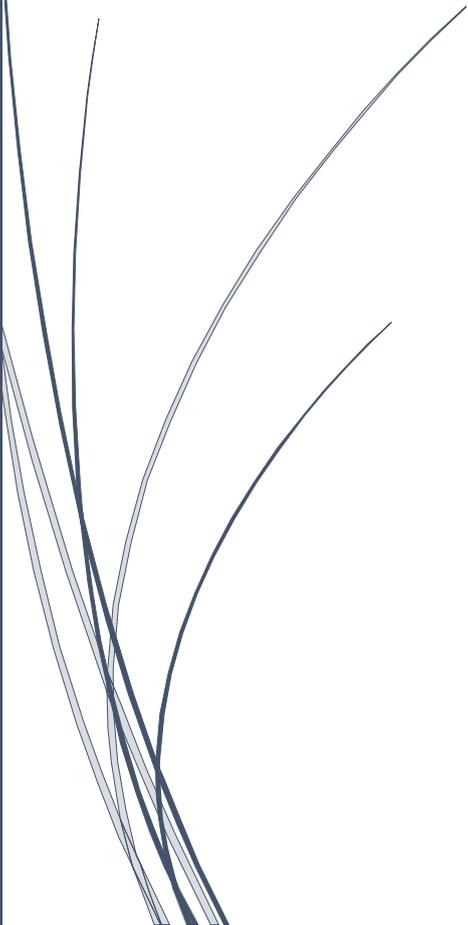
Dans ce chapitre nous avons procédé au calcul des débits des eaux usées et pluviales pour chaque bassin urbain.

D'après les valeurs obtenues, on constate que les débits d'eaux usées sont négligeables par rapport aux débits d'eaux pluviales, par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'éviter le problème d'auto curage dans le cas de débits minimum.



Chapitre IV

Diagnostic du réseau d'assainissement



Introduction

Un diagnostic d'un système d'assainissement est une évaluation (d'une situation problématique) par l'analyse de diverses données collectées sur l'état physique et fonctionnel du système. Il s'agit généralement de réaliser des visites sur site et des campagnes de mesures et faire des modélisations du fonctionnement du système pour repérer et mettre en évidence les anomalies et les dysfonctionnements éventuels. L'objectif de cette étude est de déterminer les voies et moyens permettant de remédier aux problèmes rencontrés, en particulier ceux de débordement des eaux usées et pluviales. La solution consiste à projeter des ouvrages de remplacement et/ou de complément de ceux existants.

IV.1 Objectif d'une étude de diagnostic

Le Diagnostic a pour objectif principal l'amélioration des connaissances du fonctionnement hydraulique et de la structure du réseau.

Il permet ainsi de suivre l'évolution du réseau (gestion du réseau) en évaluant les impacts:

- Des extensions des zones de collecte.
- Des vieillissements des collecteurs.
- Des réhabilitations des collecteurs.
- Des aménagements du réseau (stockage, restructuration).

IV .1.1 Causes du dysfonctionnement d'un reseau d'assainissement

Sur les réseaux d'assainissement, différents types de défauts peuvent entraîner le dysfonctionnement de ceux-ci :

- Les inversions de pente entraînent des poches d'eaux usées.
- La défaillance du joint d'étanchéité entraîne l'infiltration d'eaux claires dans le réseau et l'exfiltration d'eaux usées .
- Les problèmes de branchements pénétrants liés à un défaut de pose. Ceux-ci réduisent la section de la canalisation principale et entraînent à long terme son obturation.
- Les problèmes de fissuration, de déboîtement, d'effondrement, etc. peuvent apparaître sur les canalisations mal placées ou mal conçues .
- L'encrassement du réseau dû au transport permanent des eaux polluées ; - l'érosion, la corrosion et le bouchage .
- Les dépôts de matières (solides, boues, sable, etc.) dans le réseau d'assainissement réduisent considérablement la vitesse d'écoulement des eaux usées .

V.1.2 Etapes du diagnostic

1. Recueil et exploitation de données

Le recueil des données nécessite au préalable un scénario d'interventions de manière à ordonner au fur et à mesure de l'avancement, la prise des connaissances et les visites d'ouvrages.

En effet, tous les documents graphiques et les informations techniques s'y rapportant doivent être coordonnés et complétés par des contrôles in situ.

On distingue deux sortes de données ;

Données de base

Elles constituent l'ensemble des données nécessaires à un bon diagnostic, ce dernier étant l'acte qui vise à déterminer, dans un premier temps, la nature et les causes d'un dysfonctionnement, et dans un deuxième temps les conséquences qui en découlent.

Les données de base sont définies comme :

Données relatives à la collecte :

- Le nombre d'habitants pour chaque sous bassin élémentaire et leur consommation en eau potable ;
- La surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité de pluie et la pente).

Données relatives au réseau et ses ouvrages annexes

(Collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, dessableur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage, ...).

Données relatives au traitement :

- Bilan de traitement.

Données d'orientation

Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements: impact sur le bâti et les réseaux voisins, perturbation des usages en surface, pollution d'une nappe, etc....

Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place.

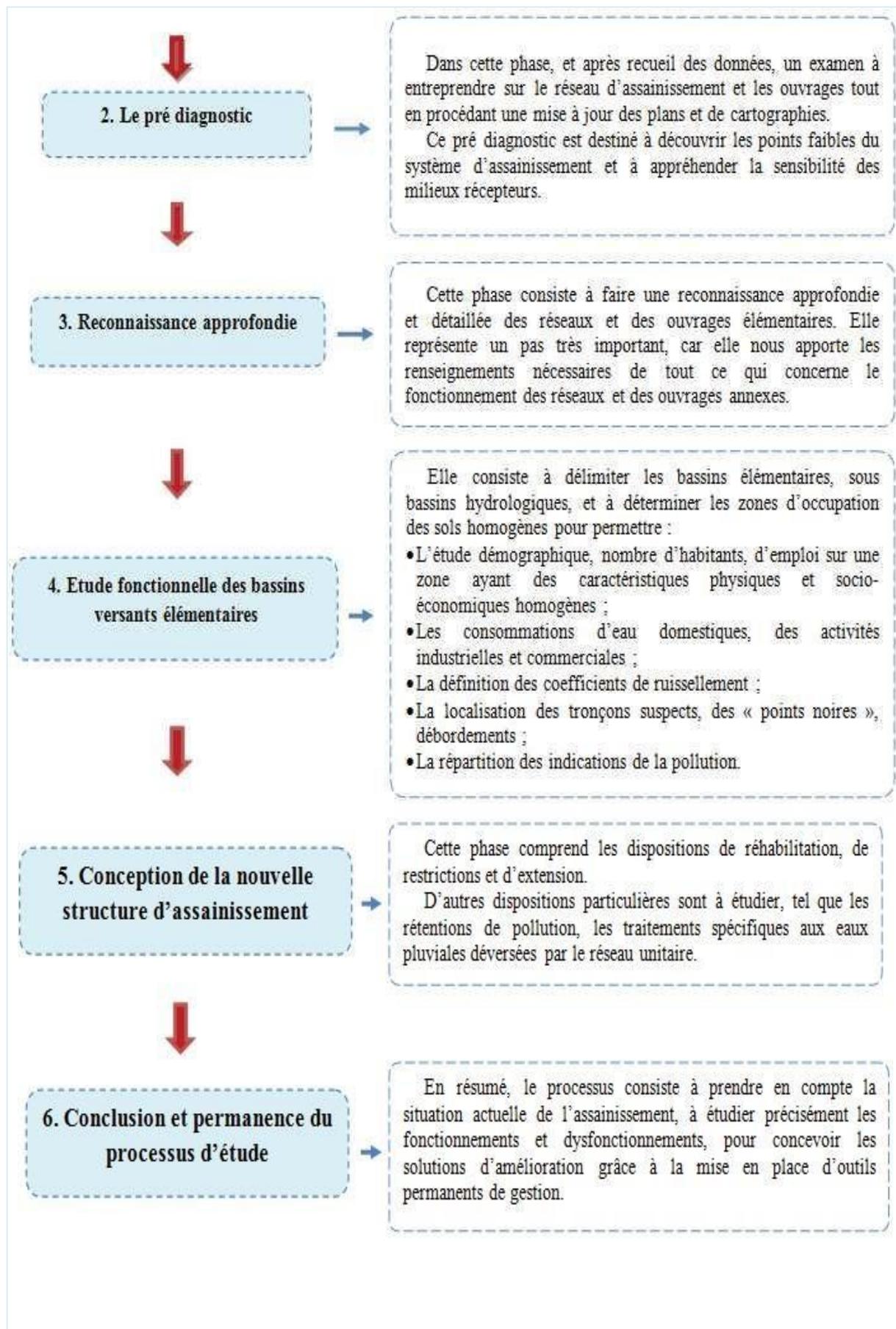
On distingue comme données d'orientation, **les symptômes et les signes**.

Dans notre étude, pour rester en cohérence avec le langage habituellement utilisé en génie urbain, nous adopterons les définitions suivantes :

#. **Signe** : toute manifestation extérieure au réseau physique (structurel) ; comme par exemple, les plaintes des riverains et des usagers, les effondrements de chaussées, ... ;

#. **Symptôme** : toute marque intérieure au réseau physique, comme par exemple les fissures, les déboîtements, les effritements de l'enduit,

Les symptômes et les signes sont ceux qu'interprète un diagnostic, par les auscultations, pour trouver les causes d'un dysfonctionnement, ou d'une panne.



IV .2Etat du système d'assainissement existant de la zone de bouchaoui

IV .2.1Présentation du ssysteme d'assainissemnt de bouchaoui

Notre réseau d'assainissement est de type unitaire et occupe la region de bouchaoui centre, le reseau dispose de 3 point de rejet dans le milieu naturel comme le montre la figure suivante :

Les collecteurs sont en beton de diametre 200, 300,400,500 et 1000 mm.

Comme le montre les figures suivantes:

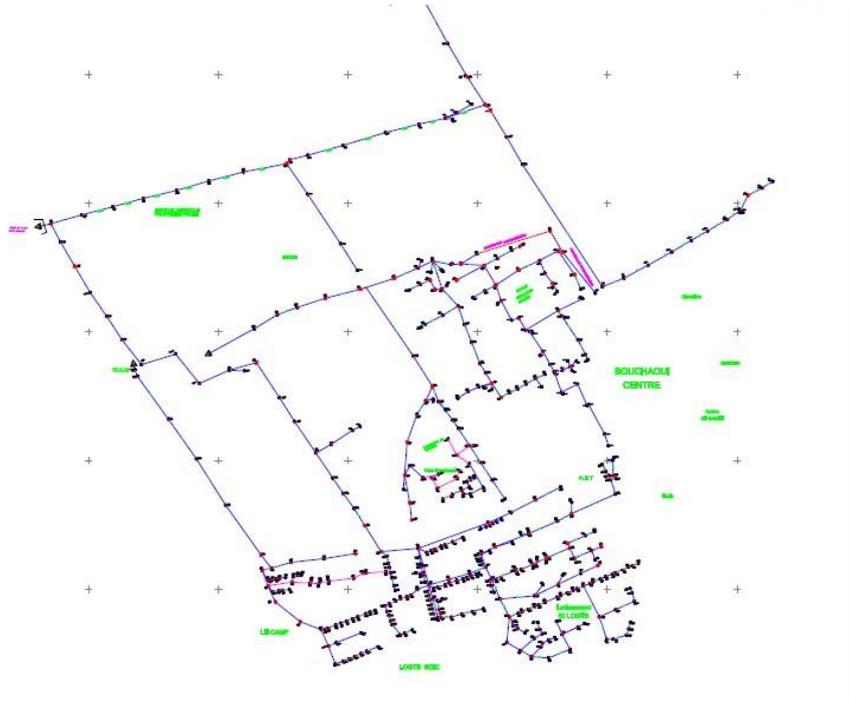


Figure IV.1 reseau d'assainissement de Bouchaoui

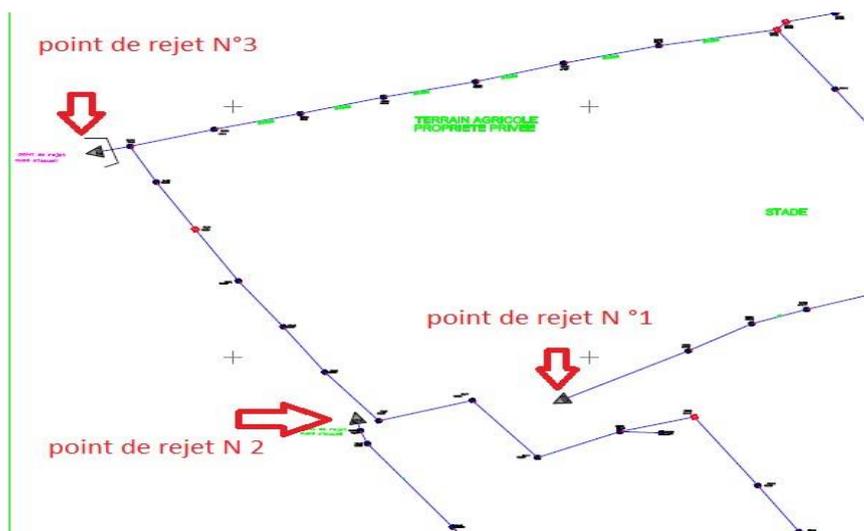


Figure IV..2 présentation des point de rejet

IV .2.2Description des ouvrages d’assainissement existants

IV .2.3Etat des bouches d’égout

Notre sortie sur terrain nous a permis de constater que les bouches d’égout existantes dans notre zone d’étude sont en très mauvais état, ces dernières sont envasées par la terre et les déchets solides. Chose qui est du à l’absence totale de l’entretien régulier et des travaux de nettoyage.

Le tableau suivant représente l’état des bouches d’égout dans notre zone d’étude:

Tableau IV.1: Etat des bouches d’egouts

	Illustration	Observation
Bouches d’egout		Obstruction de la bouche par du sable de construction d’un chantier avoisinant
		Bouche d’egout completement boucher par les feuilles d’arbre et ordure
		Bouche d’egout a moitier boucher a cause du sable et de feuille morte

IV .2.4Etat des regard

Notre sortie sur le terrain nous a permis de constater que la plupart des regard sont en auvais etat et cela a cause de la négligence et l'absence total des travaux de mintenances

Tableau IV.2: Etat des bouches des regards

Regard		Asphalté et difficulté d'utilisation
		Voie tapissée en enfouissant les regards
		Regard noyé
		Profondeur insuffisante

IV .3 Resultats du diagnostic:

Les resultats du diagnostic peuvent etre resumes comme suit :

Tableau IV.3: Resultats du diagnostic

Probleme	Explication
Regards enfouis	des regards sont totalement couvert. Les conduites ne sont pas visibles à cause des stagnations des boues et des déchets ; aussi lors de la visite du site nous avons remarqué que plusieurs ruelles sont tapissé de nouveau en enfouissant les regards.
Réseaux encrassés	D'après les tableaux des caractéristiques des conduites on remarque que ces réseaux sont à pente faible ou en contre pente d'où la stagnation des boues et le non écoulement qui cause l'encrassement des conduites.
Contre pente	Expliqué par l'implantation du réseau à des profondeurs insuffisantes et le non-respect de la pente minimale pour pouvoir se brancher dans le collecteur principal, (le collecteur principal n'est pas assez profond pour collecter toutes les eaux de la ville). Voir tableaux des caractéristiques des canalisations
Faible pente	
Rejet direct dans le milieu naturel	- Les eaux ne possèdent aucun traitement avant leurs rejet, l'utilisation des eaux d'Oued pour l'irrigation pourrait contaminer les cultures et notamment les potagers

IV .4 Diagnostic hydraulique du reseau:

Le resultat du diagnostic hydraulique est donnée en annexe:

(Annexe IV .1 diagnostic hydraulique du reseau d'assainissement de Bouchaoui)

IV .4.1.Interpretation des resultats

D'apres les resultat obtenue nous remarquons que notre reseau d'assainissement est en piteux etat et cela a cause de plusieurs conduite voire la majorité qui seront inondé en cas de forte pluie et sont sous dimensionner , on ajoute a ca certaine conduite qui sont dimensionner en contre pente et cela nuis a l'écoulement gravitaire du coup nuis a notre système d'assainissement.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi un diagnostic sur l'état du réseau existant. Nous nous sommes surtout intéressés aux différents points de rejets.

Nous avons constaté que les points de rejet se déversent de manière anarchique dans Oued Staoueli et ne sont donc pas acheminés vers la station de relevage.



Chapitre V

Solution et réaménagement du système



Introduction

Afin de choisir la solution adéquate au bon fonctionnement du reseau nous allons proposer une programmation pour assurer la protection du milieu naturel et reamenager notre reseau .

V.1 Elaboration des variantes

Après avoir fait le diagnostic du reseau,nous passons au reamenagement du système qui consiste a proposer des variantes afin de choisir la bonne solution pour notre système.

Pour choisir la solution la plus adequate au bon fonctionnement du réseau nous allons proposer un reamenagement pour assurer la protection du milieu naturel ,pour cela nous allons procéder comme suit :

Nous allons corriger les contre pentes et redimensionner les trancons defayants physiquement de manière a évacuer toutes les eaux convenablement et eviter les debordement en elaborant deux variantes tout en favorisant l'ecoulement gravitaire:

Variante 1: nous dimensionnerons notre reseau avec des conduites en PEHD comme materiau caracterisé par un ($K_s= 110$), dont les resultat sont données en annexe (v.1) :

(Annexe V.1 dimensionnement du reseau d'assainissement avec du PEHD)

Variante 2 nous dimensionnerons notre reseau avec des conduites en beton comme materiau caracterisé par un ($K_s= 75$), dont les resultat sont données en annexe (v.2) :

(Annexe V.1 dimensionnement du reseau d'assainissement avec du beton)

V.2Choix de la variante

→Après avoir redimensionner notre reseau avec les 2 variantes et verifier tout les rapports hydraulique à savoir:

-Le rapport de vitesse;

-Le rapport de debit;

-La vitesse d'auto curage.

On opte pour la variante 2

Explication :

Vue que le réseau d'assainissement existant est déjà en beton ,si on opte pour des conduite en PEHD , nous serons Alor obligés de refaire le dimmensionnement de tout le reseau et ce qui va nous couter beaucoup plus chere que si on remplace seulement les conduites affecté par du beton ,on ajoute a ca la difficulté voir l'impossibilité de raccorder les canalisation en PEHD avec celle en beton directment ,on redimensionne que les canalisations endomager .

→Après avoir corriger toute les contre pente et redimensionner les conduites defayantes nous avons décidé de diminuer le rejet a l'aval et acheminer les eaux usées directement vers la STEP de Beni mesouus pour cela nous devons suivre les etapes suivante :

a- on dimensionne un Deversoir d'orage : a une distance de 20m du dernier regard du reseau N1131, on projete un deversoir d'orage pour soulager le reseau et controler le debit qui va vers la STEP :

Pour dimensionner le déversoir d'orage ,on a proposer de redimensionner le collecteur principale gravitaire a partir du regard N 1338 au R 1131 et ce la on verifiant a chaque fois les parametre hydraulique et les conditions d'auto-curage .

Le resultat est donné en annexe:

AnnexeV.3: Dimensionnement du collecteur gravitaire du regard (1338 -1131)

V.3 Dimensionnement du DVO :

La methode du calcul sera detaille dansle chapitre ouvrage anexe :

- Diametre d'entrée =1500 mm.
- Qtot = 7.18 m³/S.
- Q_{ps}=7.86 m³/S.
- Pente du collecteur = 0.013m/m.
- Debit sortant = Q_{st}= 2 x Q_{PTE eu} = 0.25 m³/S.
- Hauteur d'entré a l'amont du déversoir h₁ =0.98m.

V.3.1Calcul du coefficient de retardement :

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:

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

Avec Tc =15mnt ...====→ Z=0.85

Le debit corrigé :

→Qcorrigé = 7.18 x 0.85 = 6.10 m³/s

→Debit rejeté vers l'exutoir Q_r= 6.10-0.25 = 5.85 m³/S

→on utilisons les abque on calculi la hauteur de remplissage de la conduit de sortie a l'aval du déversoir H₂

→H₂ = R_h x D_e = 0.27 m

→H_{deversé} =(h₁ - h₂) / 2 = 0.355m

→on en deduit la longuer du deversoir d'orage d'apres la firmule de bazin

→L =12 m

On prend donc un déversoir à double seuil avec une longueur égal à :

$$\rightarrow L' = b/2 = 12 / 2 = 6 \text{ m}$$

Les resultat du dim en sionn em ent sont resumé dans l e t ableau s uivant :

TABLEAU V.1: Dimensionnement du deversoir d'orage de Bouchaoui

DVO	Rq	Rh	H2 m	H1 m	Qd	Hd (m)	L (m)
	0.89	0.76	0.27	0.98	5.85	0.355	6

On rappelle que la procedure de calcul est detaillée dans le chapitre ouvrage annexe du reseau

b- dimensionner une station de relevage : pour acheminer les eaux usées du point de rejet qui se trouve pres du regard N 1131 vers la STEP et ce la a cause de la difference des cote du terrain naturel en effet il se trouve que le point de rejet se trouve a une cote inferieur a celle de la STEP.

→ Apres avoir dimensionner le deversoir d'orage et deduit les debits qui serons rejetés dans l'oued ,L'etape suivante consiste dimensionner la station de relevage PR pour pouvoir acheminer les eaux usées de Bouchaoui vers la STEP de Beni Mesous.

⇒ La station de relevage refoule les eaux usées (2Qts) jusqu'à un point haut (vers le regard de tete C1)qui se trouve a une distance 690.8 puis ces eaux finirons leur acheminement gravitairement .

Tableau V.2: Dimensionnement du puisard de la station projeté

Cote PR	91.98
Cote C1	114.89
Hauteur du puisard (m)	4
Hauteur geometrique	22.91
Surface du puisard (m2)	9.5
Volume du puisard (m3)	38
Q(m3/h)	900
Nombre de demarrage	6
Longeur derefolement	690.8
Nombre de pompes	2+1 de secours

N.S: Les pompes sont immergées et installées en parallele

V.4 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Cette fois si puise que la conduite n'est pas encor installé on choisit de la dimensionner avec du PEHD.

- ⇒ Apres avoir acheminé les eaux usées vers le regard C1 grace a la station de relevage , nous projeterons un collecteur gravitaire traversant les terrains parallelement a la route jusqu'au regard C 24 qui se trouve a coté de la gendarmerie et qui acheminera les eaux gravitairement et directement vers la step comme la photo l'illustree :



Figure V.1 Acheminement des eaux usées vers la

step Les resultats sont donnée en annexe :

Annexe V.4 Dimensionnement du collecteur gravitaire (RC1 -RC24)

V.5 Probleme reconnu sur le terrain :

En effet l'état actuel de l'acheminement des eaux usées est le suivant :

Le regard de jonction C24 recoit les eaux preveant du collecteur de la gendarmerie , ce dernier transfert les eaux jusqu'au PR06 qui se trouve a club des pains gravitairement pour revenir par refoulement au meme point R16 pour les acheminer ensuite vers la STEP.

Pour regler ce problème nous avons decider de deviller l'acheminement directement vers la step du regard C24 sans passer la PR06 et ce la nous evitera a diagnostiquer la station de relevage PR06, même la redimensionner en cas de non satisfaction des besoins .

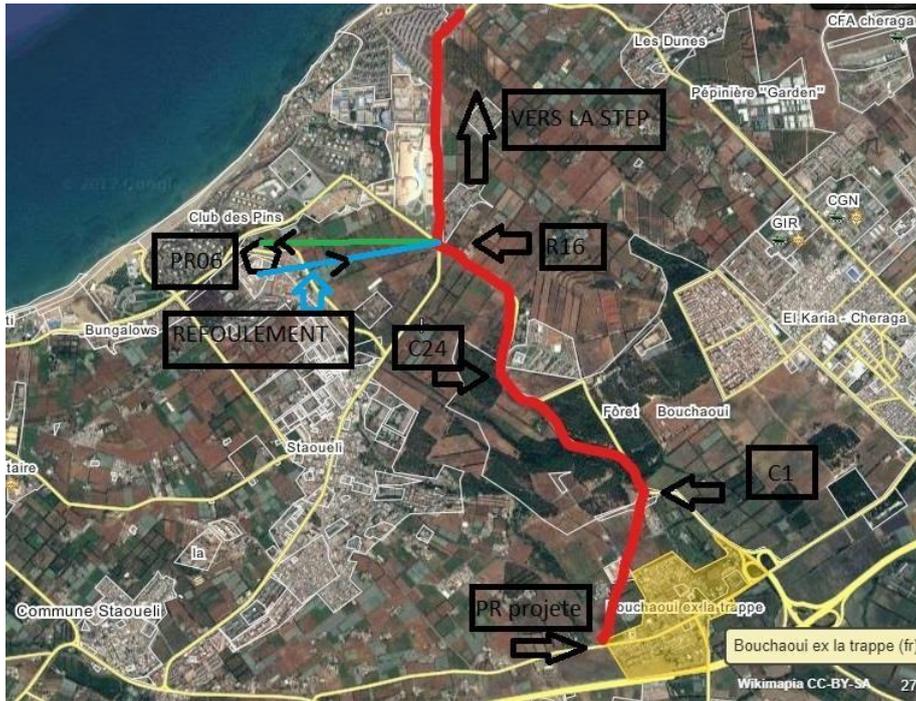


Figure V.2 Solution proposé pour l'acheminement des eaux

→ Dimensionnement du collecteur gravitaire (C24 -R16) :

Après avoir validé le tracé de la conduite, les calculs de dimensionnement ont donné en annexe :

→ Dimensionnement du collecteur gravitaire (c24 vers la r16) annexe V.5

→ Dimensionnement du deversoir d'orage de la gendarmerie

TABLEAU V.3: Dimensionnement du DVO

DVO	Rq	Rh	H2(cm)	H1(m)	Hseuil (cm)	Qd(m3)	Hd (cm)	L (m)
	0.29	0.349	34.9	0.565	21.6	2.577	10.8	8.32

Le regard N 16 reçoit les eaux usées par les conduites suivantes :

- La conduite de refoulement provenant du PR06 .
- Collecteur gravitaire provenant de la gendarmerie (c24 -r16).

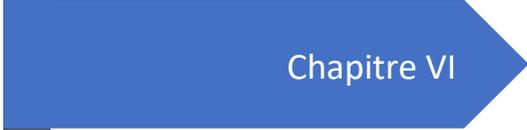
V.6 Dimensionnement du collecteur gravitaire(R16-STEP) :

Après avoir validé le tracé de la conduite le dimensionnement de celle-ci est donné en annexe :

Dimensionnement du collecteur gravitaire (r16 vers la step)annexe v.6

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons proposé et selectionner la veriante la plus adequate pour mieux soulager notre reseau et e redimensionner afin de vehiculer le debit correctement.



Chapitre VI

Ouvrage annexe du réseau



Introduction

Les ouvrages constituant un système d'assainissement ont pour but d'assurer la réception des rejets d'eaux usées ou l'engouffrement des eaux pluviales, et leur évacuation efficace et rapide tout en évitant leur stagnation.

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

- **Les ouvrages principaux** : correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans 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 rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

VI.1 Les ouvrages annexes

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

VI .1.1 Les branchements

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

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

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

VI .1.2 Les caniveaux

Les caniveaux, annexes de la voirie en bordure du trottoir, sont destinés à recevoir les eaux de ruissellement et de gouttières, et assurent le transport en surface des eaux pluviales jusqu'aux bouches et avaloirs. Leur utilisation est également nécessaire aux ruptures de pentes des espaces revêtus, selon l'importance, ils peuvent être constitués d'ouvrage longitudinal équipé de grilles ou de fentes, plus économiques et bien adaptées aux voies urbaines express, à la fragilité des grilles ...

VI .1.3 Les bouches d'égout

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

La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50m. La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

VI .1.4 Les regards

Leur rôle est de permettre l'accès aux ouvrages visitables, pour le débouage, le nettoyage des canaux, et l'aération des canaux.

Dispositions

La fonction doit respecter la forme du canal. La distance entre deux regards et leurs emplacements varient avec la nature des ouvrages et la topographie du terrain.

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- à tous les points de jonction.
- au changement de direction.
- au changement de pente de canaux.
- aux points de chute.
- pour les canalisations plus petites et non praticables.

VI .1.4.1 Regards de jonction

Ces regards forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non. Ils sont construits de manière à avoir :

- La bonne aération des collecteurs en jonction.
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- Une absence de reflux d'eau par temps sec.
- Des niveaux d'eau dans les collecteurs en jonction à la même hauteur.

Prévoir un regard commun pour deux canalisations serait plus avantageux, tout en s'assurant que la conduite d'eau pluviale soit à un niveau supérieur que celui de la conduite d'eau usée. Chose qui facilitera le passage des branchements au niveau de la deuxième conduite et évitera la contamination. Il est préférable que cet ouvrage soit visitable.

VI .1.4.2 Les regards doubles

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

VI .1.4.3 Les regards de visite

Ces ouvrages disposés aux nœuds du réseau, et sur les branches en espaces réguliers (intervalle de 50 à 100m), permettent l'accès du personnel d'inspection et d'entretien.

VI .2 Les déversoirs d'orage

Généralement on désigne par le terme (déversoir) des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau et donc vers la step ,ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects comme par :

- Sur un réseau unitaire ,on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les points de ruissellement de manière à décharger le réseau aval .
- ((une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval)) .
- ((le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur ;les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la step en cas de pluie)) .

Un déversoir d'orage est donc un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement ,il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que 'on appelle débit de référence ,le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement soit y être réinjecté après stockage dans le bassin

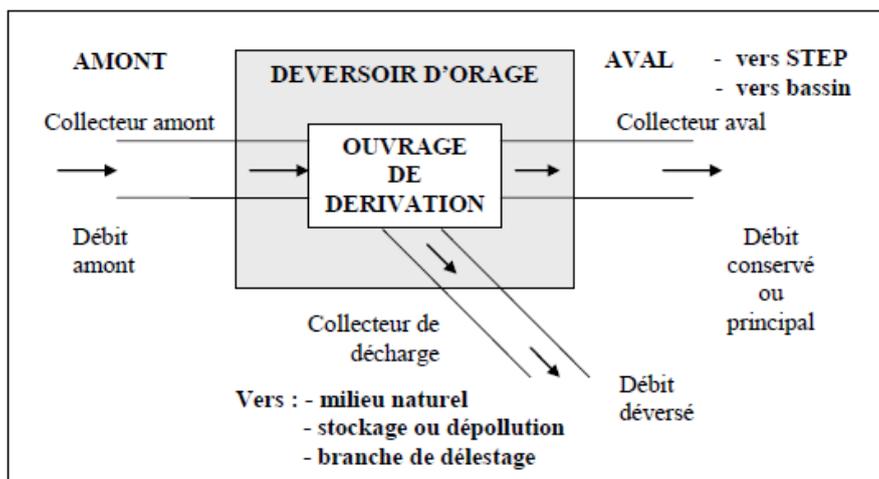


Figure VI .1 Déversoir d'orage

VI .2.1 Type des déversoirs d'orage

On distingue différents types des déversoirs d'orage selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP (station d'épuration).

- Déversoirs d'orage à seuil frontal.
- Déversoirs d'orage à seuil latéral.
- Déversoirs d'orage avec ouverture du radier.
- Déversoir d'orage à double seuil latéral.
- Déversoir d'orage avec ouverture du radier.

VI .2.2-Déversoir d'orage à seuil frontal

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction.

Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement. L'implantation de ce type de déversoir d'orage est tout indiquée sur une branche de réseau adjacente à un collecteur de berge, à condition de n'être pas perturbée, par les mises en charge imposées à l'aval.



Figure VI .2Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan).

VI .2.3 -Déversoir d'orage à seuil latéral

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place.

A l'aval de la chambre de déversement, le contrôle du débit conservé en système unitaire peut être réalisé par le choix d'un orifice calibré, situé à l'entrée du collecteur unitaire aval ou collecteur d'acheminement des eaux polluées vers la station d'épuration :

- s'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable ;
- au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibre du débit conservé.

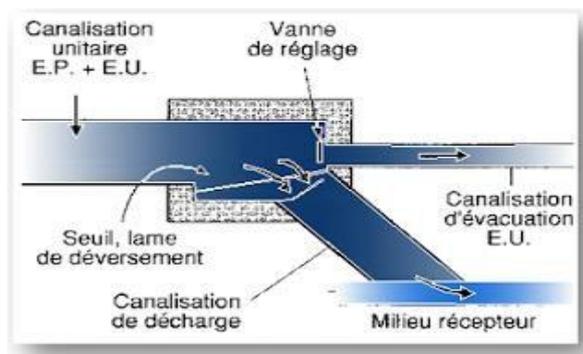


Figure VI.3 Déversoir d'orage classique à seuil latéral biais

VI.2.4 Déversoir d'orage à double seuil latéral

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette transitant le débit de temps sec et de « petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre.

Il s'agit de cas bien particuliers, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes.

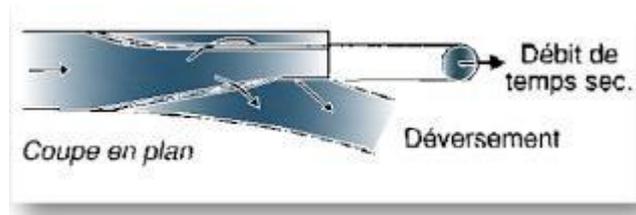


Figure VI.4 Déversoir d'orage à double seuil latéral

VI .2.5 Déversoir d'orage avec ouverture du radier

Dans ce type de déversoir d'orage, le débit de temps sec et de « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier.

Le débit de fuite de temps sec ou de petite pluie se calcule selon la loi des orifices.

Il s'agit d'un type d'ouvrage à déconseiller fortement, qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.

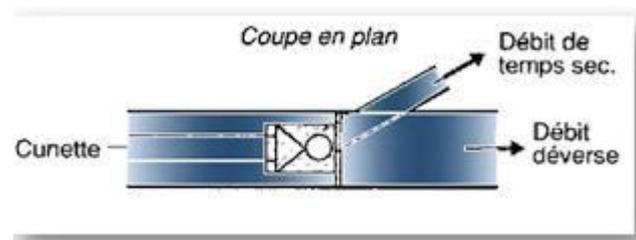


Figure VI.5 Déversoir d'orage avec ouverture du radier

VI .3 Méthode de dimensionnement des déversoirs d'orage

Dans notre cas on a choisi un déversoir à seuil latéral, tout d'accord on doit calculer le débit total de dimensionnement qui est égale à :

$$Q_t = Q_p + Q_{ts} \quad (\text{VI.1})$$

Où :

Q_{ts} : débit de pointe transité vers le collecteur de sortie qui égale à

$$Q_{ts} = 2 \times Q_{EU} \quad (\text{VI.2})$$

Determination de la longueur du deversoir Par l'utilisation de la formule de BAZIN :

$$Q_r = \frac{2}{3} \times \mu \times L \times \sqrt{(2g H_{dev}^{3/2})} \quad (VI.3)$$

Avec :

μ : Coefficient de contraction de la lame deversant il est compris entre 0.41 et 0.52.

L : Longueur de la lame déversant exprimé en mètre .

G : Force de pesanteur $g=9.81 \text{ m/s}^2$.

H_{dev} = Hauteur de la charge au-dessus du seuil du déversoir en (m) .

Determination de la hauteur deversée H_{dev}

1^{er} cas : charge triangulaire :

La lame deversant construit une forme triangulaire au dessus du seuil , cette charge est égale a :

$$H_{dev} = \frac{h_1 - h_2}{2} \quad (VI.3.1)$$

Ou h_1 = Hauteur de remplissage de la conduite d'entrée a l'amont du déversoir.

H_2 : la hauteur de remplissage de la conduite de sortie a l'aval du déversoir.

2^{eme} cas : Charge uniforme

On installe une vanne ou une conduite d'etirement qui joue un role d'obstacle afin de diminuer la longueur du seuil du déversoir.

Dans notre cas on s'intéresse a la vanne automatique qui a une ouverture inversement proportionnelle a la hauteur de remplissage d'arrivée.

Il est nécessaire de placer un élément d'aération afin d'éviter la dépression au niveau de la conduite qui mène a une détérioration de ce dernier .

Donc la hauteur d'eau deversée devient :

$$H_{dev} = h_1 - h_2$$

Conduite de sortie vers l'oued

$$Q_r = Q_T - Q_{ts} \quad (VI.4)$$

Ou :

Q_T : Debit total de dimensionnement.

Q_{ts} : Debit transité vers le collecteur de sortie .

Determination du diametre de rejet vers l'oued :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2 \times Q_r}{K_S \times \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (VI.5)$$

VI .3 Poste de relèvement

DEFINITION

Un poste de relevage est installé chaque fois que le niveau d'évacuation des eaux usées est situé en contrebas du réseau de collecte (habitat individuel, collectif, collectivités) ou chaque fois que le niveau du réseau collectif arrive en contrebas du niveau de la station d'épuration. Le poste de relevage va alors pomper les eaux usées pour les acheminer à une cote d'altitude supérieure.

VI.3.1.Principe de fonctionnement du poste de relevage

Les eaux usées arrivent dans une cuve en polyester ou en béton équipée de pompes électriques immergées. Un panier de protection retient les gros déchets pour protéger les pompes. Un ou plusieurs flotteurs vont réguler le niveau d'eau dans la cuve. La remontée des flotteurs met en route les pompes; les eaux usées vont alors être aspirées et transférées, par de par des tuyaux verticaux dans le tuyau de refoulement , muni d'un clapet anti-retour Il est nécessaire de prévoir une ventilation de l'ouvrage L'accès aux pompes devra être facilité afin d'entretenir les éléments électromécaniques sans difficulté: une échelle permet de descendre dans la cuve. L'alimentation électrique , se trouve à l'extérieur de l'installation Un tampon de fermeture assure la sécurité du dispositif .

Ce poste se situe juste après les grilles grossières et fines.

Données de base initiales

Le choix d'une pompe peut se faire en connaissant ces trois principaux paramètres :

- Le débit de pointe par temps de pluie Q (m³/s).
- La hauteur manométrique totale HMT (m).
- Le rendement global de l'installation η (%).

On a opté pour des pompes centrifuges submersibles, ce type de machines est le plus employé pour le relevage des eaux usées, elles fonctionnent seulement en refoulement car elles sont immergées dans un réservoir nommé bêche d'aspiration ou encore bêche de relèvement, la conduite d'aspiration est donc supprimée.

Dimensionnement de la conduite de refoulement

Au refoulement la vitesse V varie entre 1.50 et 3.00 m/s.

On aura deux conduites en parallèle, chacune, refoule la moitié de débit total vers les deux dessableurs-déshuileurs. Le diamètre de chaque conduite de refoulement sera calculé de façon à avoir une vitesse de circulation proche de 2,5 m/s lors du pompage.

On sait que : $Q = V \cdot S = V \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$ (VI. 6) d'où : $D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.25}{\pi \cdot 3}}$

Le diamètre sera égale alors à : D = 0,325 m ; on prend : D = 400 mm

VI.3.3.1 Calcul de la Hauteur manométrique de refoulement

L'écoulement d'un fluide dans une canalisation se fait avec perte d'énergie due à la rugosité des parois, au régime généralement turbulent. Ce sont les pertes de charges linéaires. Par ailleurs, certains obstacles (coudes, vannes, etc...) freinent le passage de l'eau et créent des pertes de charges dites singulières.

Lors du pompage d'un liquide, la pompe ne doit pas seulement fournir une pression équivalente à celle correspondante à la différence des niveaux entre l'aspiration et le refoulement (ce qu'on appelle hauteur géométrique totale), mais également la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites; c'est ce qu'on appelle la hauteur manométrique totale HMT, pour déterminer cette dernière on utilise l'équation généralisée de BERNOULLI.

D'après l'équation de BERNOULLI, on a :

$$HMT = \frac{P_1 - P_2}{\rho g} + (Z_2 - Z_1) + J_{asp} + J_{res} \quad (\text{VI. 7})$$

Avec : $(Z_2 - Z_1)$: Hauteur géométrique Hg .

P_1 et P_2 : Pressions dans deux points de l'installation ; Pour le cas de notre installation $P_1 = P_2 = P_{atm} \Rightarrow P_2 - P_1 = 0$.

J_{asp} : Pertes de charge à l'inspiration ; Nos pompes sont immergées alors $J_{asp} = 0$.

J_{res} : Pertes de charges au refoulement.

$$HMT = (Z_2 - Z_1) + J_{ref}$$

VI.3.3.2 Hauteur géométrique

Z_1 : Côte du point bas = côte d'arrivée des EU

$Z_1 = 91.98\text{m}$

Z_2 : Côte point haut = côte TN du point le plus haut

$Z_2 = 114.89\text{m}$

Donc : $Hg = Z_2 - Z_1 = 22.91\text{m}$.

VI.3.3.3 Pertes de charge au refoulement

- A- Pertes de charge linéaires

Ce genre de perte est causé par le frottement intérieur qui se produit entre le liquide et les parois de la conduite ; Il se rencontre dans les conduites lisses aussi bien que dans les conduites rugueuses.

Entre deux points séparés par une longueur L dans un tuyau de diamètre D apparaît :

- Une perte de charge exprimée en mètre de colonne d'eau (m.c.E).

$$\Delta H_L = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{VI. 8})$$

Avec : λ : Coefficient de frottement $\lambda = f(\mathcal{R}e, \varepsilon/D)$

. L : Longueur de la conduite de refoulement.

D : diamètre de la conduite de refoulement (m).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur (m²/s) .

- B-Calcul du coefficient de frottement λ

La valeur de ce coefficient sera déterminée à l'aide du diagramme de MOODY (Annexe.5), qui montre la relation entre la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$ et le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (\text{VI. 9})$$

ν : viscosité cinématique de l'eau prise égale à 10^{-6} pour T= 22 °C

$$Re = \frac{3 \times 0.4}{10^{-6}} = 1200000$$

Le linéaire de refoulement est de 690.8m.

On utilise le PEHD, Polyéthylène Haute Densité : c'est un matériau qui résiste aux eaux usées ménagères, aux acides et aux eaux de lessive dans une large gamme de concentration et de température à des pH de 1 à 14. Il présente des caractéristiques résistantes remarquables vis à vis l'étanchéité, les chocs et l'abrasion. Il a une rugosité ε faible : $\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$.

Rugosité relative : $\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0.010}{400} = 0.000025$

À partir de diagramme de MOODY : $\lambda = 0.013$

$$\Delta H_L = 0.011 \cdot \frac{690.8}{0.4} \cdot \frac{9}{2 \times 9.81} = 10.29 \text{ m}$$

- C-Pertes de charge singulières

On suppose que les pertes de charge singulières présentent 15% des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_S = 0.15 \times \Delta H_L$$

$$\Delta H_S = 0.15 \times 10.29 = 1.54 \text{ m}$$

- D-Pertes de charge totales au refoulement

$$\Delta H_{\text{ref}} = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$$\Delta H_{\text{ref}} = 10.29 + 1.54 = 11.84 \text{ m}$$

La hauteur d'élévation vaut donc : $HMT = H_g + \Delta H_{\text{ref}} = 22.91 + 11.84$

$$HMT = 34.75 \text{ m}$$

VI.3.3.4.Choix des pompes

On optera pour notre installation des pompes immergées de marque CAPRARI, choisies selon le débit maximal entrant et la hauteur manométriques totale, et notamment la nature de liquide à pomper qui est une eau usée chargée dans notre cas.

Notre poste de relevage sera doté de 3pompes centrifuges immergées, installées en refoulement en parallèle (2 pompes , dont une est de secours).

Volume utile de la bête de relèvement

Le volume utile de la bête appelée aussi marnage est le volume compris entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bas d'arrêt. Il peut être calculé par la formule préconisée par le fascicule 81 relatifs à la construction d'installations de pompage :

$$V = \frac{Q}{n \cdot 4 \cdot (N - 1)} \quad (\text{VI. 10})$$

Avec : V : Volume utile de la bête (m³)

Q : Débit de fonctionnement (m³/h)

n : Nombre maximal de démarrages par heures, pour une puissance de 21 kW, on peut retenir 6 démarrages par heure.

N : Nombre de pompes identiques (3 pompes).

D'où : **V=38m³**

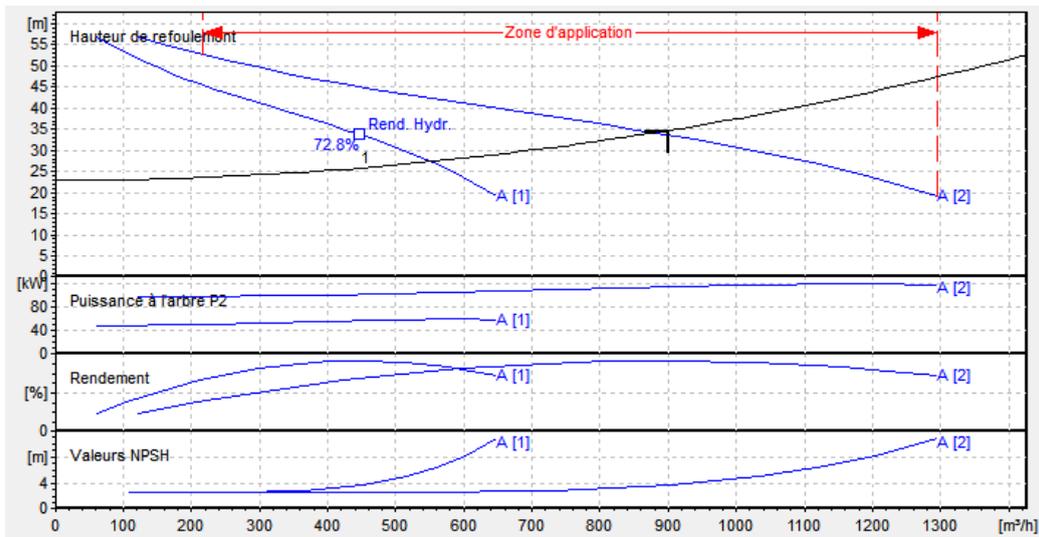


Figure VI.6 courbe caractéristique de la pompe

Condition de fonctionnement d'une pompe

- A-Phénomène de cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des microbulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entre les aubes de la roues des pompes centrifuges.) ces cavités s'entraînent par l'écoulement dans les zones de pressions plus fortes ce qui engendre leurs implosions à des fréquences élevées et créent ainsi des surpressions locales très élevées sur les parois de la pompe.

Une pompe qui cavite s'use rapidement.

- **B-NPSH**

Le NPSH (net positive suction head) qui est la capacité pratique d'aspiration est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter le phénomène de cavitation dans la pompe.

On distingue le NPSH requis donné par le constructeur et le NPSH disponible qui est calculé selon le type d'installation de pompage.

Pour une installation de pompage puisse fonctionner, il faut que :

$$NPSH_{disponible} \geq NPSH_{requis} + 0.5m$$

Le NPSH est une hauteur, il est donc exprimé en mètre.

Le NPSH disponible pour un circuit et un débit donné correspond, en mcE, à la marge de pression au-dessus de la pression de vapeur saturante du fluide.

Le NPSH disponible se calculi comme suit :

$$NPSH_{disponible} = \frac{P_0 - P_v}{\rho g} + (Z_2 - Z_1) \quad (\text{VI. 11})$$

P_0 : la pression à la surface de la bêche.

$Z_2 - Z_1$: la hauteur géométrique (la pompe est en charge $H_g = 4$ m).

ΔH_{asp} : la perte de charge en aspiration = 0 .

P_v : la pression de vapeur saturante = 0.320 m.c.E pour $T = 22^\circ\text{C}$.

ρ : la masse volumique du fluide .

g : l'accélération de la pesanteur.

$$NPSH_{disponible} = \frac{10^5 - 3200}{1300 \times 9.81} + 22.91 = 30.5 \text{ m}$$

NPSH requis = 3.82m (donné dans le catalogue CAPRARI)

$$NPSH_{disponible} \geq NPSH_{requis} + 0.5m$$

$$30.5 \text{ m} \geq 4.32 \text{ m}$$

La condition de fonctionnement de l'installation est vérifiée, on peut dire que la pompe est bien calée.

VI.4 Les elements constitutifs d'un poste de relevage :

La station de relevage est compose essentiellement de :

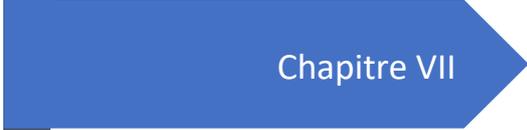
- Une bache de reprise (puisard)** : qui joue le role tampon , il est caracterisé par son volume.
- Des pompes** :ells sont completement immergées dans le puisard afin de les proteger contre la cavitation.
- Une grille d'entrée** : elle retient les dechets solides trop importants qui risquent d'abimer les pompes .
- Conduit de refoulement** :vehicular les eaux .
- Trop-plein**: permet l'evacuation des eaux vers le cours d'eau en cas de disfonctionnement des installations.
- Un clapet anti retour** :qui sert a proteger contre le retour des eaux usées vers la station en cas d'arret de la conduit de refoulement.
- Ballon d'air** :pour empecher les coups de belier dans les conduites.

En ajoute a ca des accessoires pour assurer le bon fonctionnement de la pompe !

- * **Des circuits electrique** :pour fournir l'energie electrique .
- ***Un automatisme de fonctionnement** : la pompe alterne les demarrage et arrest selon la demande en eau selon le debit d'arrivee des eaux usees ,et de ce fait le fonctionnement manuel de la pome est tres onereux et peut porter prejudice a la pompe d'ou l'automatisme de fonctionnement.
- ***Des protections electriques** :pour projeter les moteurs de la pomes .
- ***Vanne de sectionnement** :pour isoler une pompe et demonter sans porter prejudice a la staton et son fonctionnement .
- ***Vanne et conduite de vidange**: pour pououvoir intervenir sur la conduite de refoulement il faut la vider.

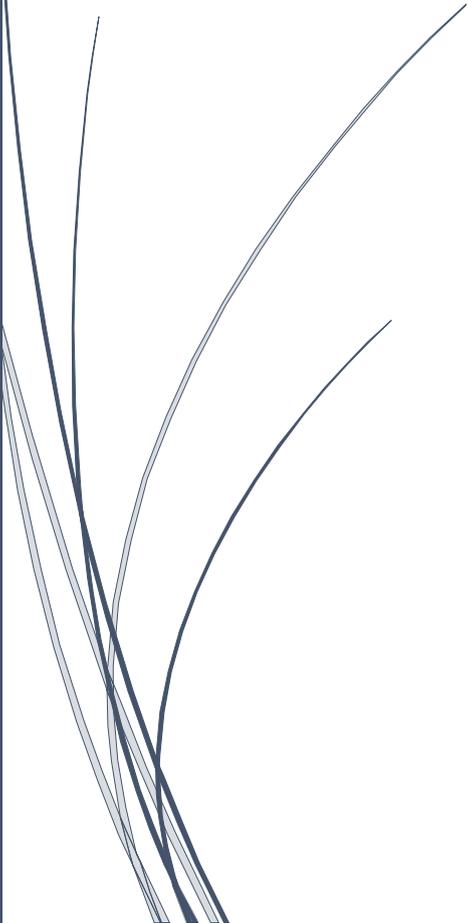
Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu les different ouvrage annexes qui constituent notre raison d'assainissement insi le dimensionnement de notre station de relevage.



Chapitre VII

Etude technico- économique



Introduction

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet, il est utile également dans le cas du choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

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

Les différentes opérations effectuées sont :

- ✓ Travaux de décapage de la terre végétale ;
- ✓ L'exécution des tranchées ;
- ✓ Fourniture et pose de lit de sable ;
- ✓ Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé ;
- ✓ Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé ;

Détermination des différents volumes

a) **Volume de la couche végétale :**

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \text{ (VII.1)}$$

- V_{cv} : Volume de la couche végétale en (m³).
- H_v : Profondeur de la couche végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche végétale en (m).

b) **Volume des déblais des tranchées :**

$$V_d = B \cdot L \cdot H \text{ (VII.2)}$$

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

c) **Volume occupé par le lit du sable :**

$$V_{ls} = e \cdot L \cdot B \text{ (VII.3)}$$

- 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).

d) **Volume occupé par les conduites :**

$$V_{cdt} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad (\text{VII.4})$$

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

e) **Volume du remblai :**

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (\text{VII.5})$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

f) **Volume excédentaire :**

$$V_{exc} = V_f - V_r \quad (\text{VII.6})$$

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

Tel que :

$$V_f = V_d \cdot K_f \quad (\text{VII.7})$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol pour n

l'estimation du cout des travaux est resumé dans les tableaux suivant :

TableauVII.1: Des travaux de la station de relevage (PR)

Poste de pompage (PR)							
N°	D'signation des travaux	Unité	quantité	P.U	unité		
Travaux de terrassement							
1	Deblai	M ³	748.8	400.00	299520.00		
2	Remblai	M ³	219.2	160.00	35072.00		
3	Volume des terres excédentaire	M ³	392.48	200.00	78496.00		
Construction en béton armé							
1	Fourniture et mise en oeuvre de beton armé	M ³	137.12	35000.00	4799200		
2	Lit en beton	M ³	15.58	8500.00	132430.00		
Autre							
1	Pompes		3+1	1200000.0	4800000.00		
2	Accessoires	30% prix des pompes				1440000.00	
				Total H.T	11584718		
				T.V.A 19%	2201096.4		
				TOTAT T.T.C	13785814.4		

TABLEAU VII .2: Travaux du reseau de Bouchaoui

Designation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement				
Terrassement mécanique en tranche	M ³	11660.88	500.00	5830440.00
Démolition de la chaussée goudronnée	M ³	560.17	500.00	2800.85.00
Réfrection de la chaussée	M ³	560.17	1500.00	840255.00
Fourniture et pose d'un lit de sable	M ³	390.9	2500	977250.00
Rempblais de fouilles en sable fin au dessus dela genartrice superieure de la conduite	M ³	2974.31	2500.00	7435775.00
Remblai de fouille réalisé avec terres meubles	M ³	6985.15	350.00	2444802.00
Evacuation des terres excedentaires	M ³	3255.73	400.00	1302292.00

Canalization				
Fourniture transport et pose des canalization				
Ø300 mm	Ml	763.7	2900.00	2214788.00
Ø400 mm	Ml	487.21	3200.00	1559072.00
Ø500mm	Mm	487.68	4150.00	2023872.00
Ø600mm	Mm	190.07	5150.00	978860.00
Ø800mm	Mm	80.83	7000.00	56580.00
Ø1000mm	Mm	382.53	8900.00	3404517.00
Ø1200mm	Mm	506.97	10800.00	5475276.00
Ø1500mm	Mm	252.54	12700.00	3207258.00
Construction				
Execution de regard de visite ,de jonction , de chute en beton armé				
Profondeur0 a 1.5m	U	78	95000.00	7410000.00
Profondeur 1.5a 2 m	U	28	125000.00	3500000
Profondeur2.5a 4 m	U	9	152000.00	1368000.00
Profondeur>4m	U	1	170000.00	170000
D.V.O		2	1140000.00	360000
			TOTAL(ht)	51893922.00
			T.V.A (19%)	9459845.18
			Total T.T.C	61753767.18
CANALISATION				
FOURNITURE ,TRANSPORT ET POSE DE CANALISATION				
Ø1000mm	Ml	382.53	31000	11858430.00

Total (HT)	13651717.00
T.V.A (19%)	2593826.23
Total T.T.C	16245543.23
Montant total du projet	13 785 814.4

Conclusion

Un système d'assainissement se constitue de plusieurs ouvrages hydrauliques ,telle que les conduites de différents diamètres,les regards ; les déversoirs d'orages ,insi la bonne qualité des matériaux de ces ouvrages et le choix du type de ces dernier en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national rendent notre système d'assainissement plus fonctionnel et plus économique.

CONCLUSION GENERALE

Le réseau d'assainissement du village de Bouchaouia a connu ces derniers temps un grand nombre de problèmes de dysfonctionnement, d'insuffisance hydraulique, de pollution de l'environnement, et de santé publique.

A cet égard nous avons mené une étude globale de diagnostic dans le but d'évaluer les contraintes et les dysfonctionnements empêchant le fonctionnement du réseau. Cette étude se présente sous deux aspects:

- Un aspect structurel visant l'inspection des ouvrages constituant le réseau par la visite sur site pour mieux connaître l'état du réseau;
- Un aspect hydraulique qui a pour objectif l'identification des points noirs et des anomalies au niveau des ouvrages constituant le réseau par la modélisation hydraulique en examinant notre réseau actuel en fonction des débits futurs de la zone étudiée.

L'élaboration du diagnostic du réseau existant a abouti à plusieurs propositions de solutions pour assurer le bon fonctionnement du système. Pour notre étude, on a préconisé un système d'évacuation des eaux usées et pluviales unitaire tel qu'il existe actuellement avec la projection des nouvelles canalisations principales pour évacuer les eaux chargées et le dimensionnement des ouvrages de dérivation pour éliminer les surcharges débordantes.

La topographie du site nous a impliqué la projection d'autres ouvrages annexes (station de relevage) pour atteindre l'exutoire final (STEP).

A la fin, nous avons élaboré un cahier des charges décrivant les principales méthodologies et recommandations dont il faut tenir compte pour une bonne exploitation et gestion du réseau d'assainissement le long de sa durée de vie.