

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception de systèmes d'assainissement

THEME:

**ETUDE DE DIAGNOSTIC ET DE REHABILITATION DU
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DU CHEF-LIEU DE LA
COMMUNE DE MESSELMOUN (W. DE TIPASA)**

Présenté Par :

M^{lle} HANAFI MANEL

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r A.AMMARI	M.C.A.	Président
M ^{me} S.BELABES	M.A.A.	Examinatrice
M ^r A.BOUFEKANE	M.C.B.	Examinateur
M ^{me} F. DERNOUNI	M.A.A.	Examinatrice
M ^r M. BOUKHELIFA	M.A.A.	Promoteur

Septembre 2018

Dédicace

A mes chers parents et mes grands-parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs Zahra, Fella, Ferial, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A mon cher oncle, Mouloud, pour leur appui et leur encouragement,

A toute ma famille et mes amis pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infallible,

Merci d'être toujours là pour moi

Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon Promoteur de mémoire Monsieur Mustapha Boukhelifa, Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, Amar et Farida, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier ».

Je remercie très spécialement Mes sœurs, Zahra, Fella, Fariel et mon cher oncle Mouloud qui ont toujours été là pour moi.

Je remercie mes grands-parents, pour tous leurs amours, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

Enfin, je remercie tous mes Ami(e)s, Lydia, Hasna, Sara, Rayane, Asma, Noura, Widad, Meriem, Manel, Fethia, Adem-ilyes, Abdelmadjid, Azeddine, Zakaria, Salah, ... Pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

ملخص :

التجمع السكاني ببلدية مسلمون يعاني من مشكلتين رئيسيتين، المشكلة الأولى تتمثل في فيض في شبكة مياه الصرف الصحي على مستوى حي 50 مسكن والحي السفلي، اما الثانية فتتمثل في التفريغ المباشرة لمياه الصرف الصحي في شاطئ مسلمون.

تهدف هذه الدراسة الى تحديد مختلف الصعوبات المتواجدة على مستوى شبكة الصرف الصحي من خلال دراسة تشخيصية للشبكة بغرض ايجاد الحلول المناسبة .

الكلمات المفتاحية :

المشكلة ، فيض، التفريغ، شبكة الصرف الصحي، دراسة تشخيصية.

Résumé :

L'agglomération de la commune de Messelmoun souffre de deux problèmes majeurs. Le premier est le débordement des eaux usées au niveau de la cité 50 logements et la cité basse de la partie nord de la ville. Le deuxième est le rejet direct des eaux usées dans la plage de Messelmoun.

Notre étude vise à déterminer les différents points noirs que présente le réseau d'assainissement existant en passant par une étude de diagnostic afin de remédier à ces problèmes.

Mots clés:

Problème, Débordement, rejet, réseau d'assainissement, diagnostic.

Abstract:

The agglomeration of Messelmoun suffers of two major problems: the first is the overflow of wastewater in the "50 logement city" and "the lowland "of the northern part of Messelmoun and the second one is the discharge directly of wastewater into the beach of Messelmoun.

Our study aims to determine the different critical spots that present the existing sewerage network through a diagnostic study in order to help find solutions.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I.1. Histoire	1
I.2.Situation géographique et limites administratives.....	2
I.3.Monographie de la commune	3
I.3.1. Situation géologique	3
I.3.2.Situation climatologique	4
I.3.3. Situation hydraulique	5
I.3.4. Urbanisation.....	6
I.3.5. Activités	6
Conclusion	6

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	7
II.1Fréquence expérimentale.....	7
II.2Choix de la période de retour.....	8
II.3Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....	8
II.4Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.....	9
II.4.1.Analyse des données statistiques	9
II.4.2.Choix de la loi d'ajustement.....	11
II.4.2.1Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	12
II.4.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	17
II.4.3.Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI.....	19
II.4.4.Les résultats de test d'adéquation (Test de Khi2) par le logiciel Hyfran	20
Conclusion	20

Chapitre III : Estimation des débits usée et pluvial

Introduction.....	21
III.1 Situation démographique	21
III.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	23
III.4.Choix du coefficient de ruissellement.....	24

III.5.Estimation des débits à évacuer	27
III.5.1.Evaluation des débits d’eaux usées	27
III.5.1.1.Nature des eaux usées	27
III.5.1.2.Evaluation de la quantité d’eau usée à évacuer	28
III.5.1.2.1.Estimation des débits moyens journaliers des eaux usées	28
III.5.2.Evaluation des débits d’eaux pluviales	30
III.5.2.1.Choix de la méthode de calcul.....	31
III.5.2.2.La méthode rationnelle	31
III.5.2.2.1.hypothèses de la méthode	32
III.5.2.2.2. Validité de la méthode rationnelle	32
III.5.2.2.3.Temps de concentration	32
III.5.2.3.Intensité moyenne maximale	33
Conclusion	34

Chapitre IV : Diagnostic hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction.....	36
IV.1. Objectif de l’étude du diagnostic.....	36
IV.2. Les types de diagnostic.....	36
IV.2.1. Diagnostic fonctionnel	36
IV.2.2. Diagnostic structurel	36
IV.3.La méthodologie d’une étude de diagnostic	36
IV.4. Description du réseau existant.....	38
IV.4.1. État des ouvrages	38
IV.4.1.1. État des Ouvrages de rejet.....	38
IV.4.1.2.Etat bassin de décantation	41
IV.4.2.État du système d’assainissement existant de la ville de Messelmoun.....	41
IV.4.2.1.État de poste de relevage :.....	41
IV.4.2.2. État de Les collecteurs :	42
IV.4.2.3. État des regards :	42
IV.5.Constatation.....	59
IV.6. Recommandation	59
Conclusion	59

Chapitre V : Conception du nouveau système d'assainissement

Introduction.....	60
V.1.Conditions d’écoulement et de dimensionnement.....	60

V.2.Mode de calcul	60
V.3.Système d'assainissement.....	60
V.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	63
V.5.Dimentionnement de déversoir d'orage	68
V.6.Étude de pompage	69
V.6.1.Dimensionnement de la conduite de refoulement	69
V.6.1.1.Choix du matériau.....	69
V.6.2.1.Détermination du diamètre	70
V.6.2.1.1. Détermination du diamètre technico-économique	70
V.6.2.Dimensionnements des pompes pour la station de pompage.....	73
V.6.2.1.Données de base initiales.....	73
V.6.2.2.Type de bâtiment de la station	74
V.6.2.3.Equipements du poste de relevage.....	75
V.6.2.4.Détermination Du Volume De La Bâche D'eau	75
V.6.2.5.Surface De La Bâche	75
V.6.2.6.Détermination de la hauteur manométrique totale.....	76
Conclusion	76

Chapitre VI : Estimation de devis estimatifs et quantitatifs

Introduction.....	80
VI.2. Détermination des différents volumes	80
VI.2.1. Volumes des déblais des tranchées « V_p »	80
VI.2.2.Volume de la couche végétale « V_{cv} »	80
VI.2.3 Volume occupé par le lit de sable « V_{LP} »	81
VI.2.4 Volume de la conduite « V_c ».....	81
VI.2.5 Volume du remblai « V_R »	81
VI.3 Détermination du devis estimatif et quantitatif	86
Conclusion.....	86

Conclusion générale

Annexes.

Références Bibliographique

LISTES DES TABLEAUX

Tableau I. 1: températures moyennes mensuelles	4
Tableau I. 2: Humidités relatives mensuelles en %	5
Tableau I. 3: vitesse du vent mensuelles en km/h	5
Tableau I. 4: Précipitations mensuelles en mm	5
Tableau II. 1: Identification de la station pluviométrique de CHERCHEL.....	9
Tableau II. 2: Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de CHERCHEL.....	10
Tableau II. 3: Les Caractéristiques de la série	11
Tableau II. 4: Les valeurs des Variables réduites	14
Tableau II. 5: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	15
Tableau II. 6: Caractéristiques de l'échantillon par la loi de Gumbel	16
Tableau II. 7: Caractéristiques de l'échantillon par la loi de Gumbel	18
Tableau II. 8: Caractéristiques de l'échantillon par la loi de Galton	19
Tableau II. 9: Les résultats de test d'adéquation.....	20
Tableau III. 1: Répartition de la population à différents horizons de calcul pour la commune de Messelmoun.....	21
Tableau III. 2: Répartition de la population par zone à différents horizons de Calcul.....	22
Tableau III. 3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	25
Tableau III. 4: Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer	26
Tableau III. 5: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population	27
Tableau III. 6: Estimation des débits des eaux pluviales des sous bassin pour une période de retour de 10 ans.	28
Tableau III .7: Evaluation des débits des eaux usées des équipements	30
Tableau III. 8: Evaluation des débits de pointe de chaque sous bassin.	31
Tableau III. 9: Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.	34
Tableau III. 10: Tableau récapitulatif des eaux usées et pluviales	34
Tableau IV. 1: Les ouvrages de rejets Messelmoun.....	39
Tableau IV. 2: Les Caractéristiques de post de relevage de Messelmoun	42
Tableau IV. 3: État physique des regards et leurs caractéristiques.	43
Tableau IV. 4: vérification de la capacité d'évacuation des collecteurs.	58
Tableau V. 1: valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler Ks.....	61
Tableau V. 2: Dimensionnement hydrauliques de CITE BASSE (ZONE N°I)	67
Tableau V. 3: Dimensionnement hydrauliques de (ZONE N°II & III)	69
Tableau V. 4: Dimensions et prix des tuyaux en PEHD PN 6	71
Tableau V. 5: Calcul de la HMT de la station de pompage.....	72
Tableau V. 6: Calcul des frais d'exploitation de la station de relevage	72
Tableau V. 7: Calcul des frais de pose de la conduite de refoulement.....	72
Tableau V. 8: Cout total d'investissement.....	72
Tableau V. 9: Bilan des frais	73
Tableau VI. 1: Différents volumes pour la CITE BASSE (ZONE N°I)	82
Tableau VI. 2 : Différents volumes pour la (ZONE N°II & III)	85
Tableau VI. 3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	86

LISTES DES FIGURES

Figure I. 1: La ferme Sitgès à Messelmoun (Tipaza).	1
Figure I. 2: Situation de la commune de Messelmoun	2
Figure I. 3: Plan situation de la zone d'étude -Commune Messelmoun-	3
Figure I. 4: Principales unités géologiques de l'Algérie du Nord	4
Figure II. 1: L'emplacement des stations pluviométriques du bassin versant de l'Oued Messelmoun (extrait de la carte de postes d'observation de A.N.R.H).....	9
Figure II. 2: Ajustement à la loi de Gumbel.....	16
Figure II. 3: Ajustement à la loi de Galton.....	18
Figure III. 1: Evolution de population des habitations de la commune de Messelmoun	22
Figure III. 2: Plan d'élimination des sous bassin (ZONE 1).....	23
Figure III. 3: Plan d'élimination des sous bassin (ZONE 2).....	24
Figure III. 4: Plan d'élimination des sous bassin (ZONE 3).....	24
Figure IV. 1: Premier ouvrage de rejet	40
Figure IV. 2: Deuxième ouvrage de rejet	40
Figure IV.3: Poste de relevage de Messelmoun.	41
Figure V. 1 : Courbe d'optimisation du diamètre.....	75

LISTES DES ABRÉVIATION

ANRH : agence nationale des ressources hydriques

DRE : Direction de ressource en eau

ONS: Organisation nationale de statistiques

LISTES DES PLANCHES

- Plan de recollement du réseau existant avec levé topographique;
- Plan des réseaux d'assainissements projetés;
- Profils en long des conduites;
- Profils en long de conduit de refoulement;
- Plan des ouvrages hydrauliques annexes projetés

INTRODUCTION GENERAL

De nos jours, les grandes métropoles tout comme les petites nécessitent un bon management de l'assainissement des eaux usées. Il est devenu impératif de savoir gérer la situation sanitaire de la population, d'améliorer les méthodes de réhabilitation des eaux usées dans l'environnement ainsi que dans les réseaux d'assainissements. En effet, suite à l'accroissement exponentiel de la démographie et de l'urbanisation au cours du dernier siècle, le résultat consiste en une augmentation inévitable de production de déchets et de rejets polluants.

Ces rejets sont collectés dans des réseaux d'assainissement qui les acheminent vers des stations d'épuration où ils subissent des traitements de dépollution. Les effluents résultant de ces différentes étapes peuvent être rejetés dans l'environnement sans dommages.

Néanmoins, l'accoisement non-proportionnel de l'urbanisation constatée en Algérie au cours des 60 dernières années, mène directement à l'usure, au vieillissement et à l'insuffisance des réseaux d'assainissement, les rendant ainsi inaptes à répondre aux normes spécifiques d'évacuation des eaux usées et pluviales, ce qui induit inévitablement au rejet des eaux usées dans des milieux naturels sans traitement préalable. Cette pratique bien que courante est susceptible d'entraîner une pollution permanente de l'environnement et des risques épidémiologiques élevés.

C'est dans cette optique que cette étude est menée. L'objectif général consiste à résoudre les problèmes liés au débordement des eaux usées au niveau de la cité basse de la commune de Messelmoun (w. Tipasa) et du rejet sans traitement dans la mer méditerranée.

Les différents objectifs spécifiques se résument par une vérification de la capacité hydraulique du réseau passant par le diagnostic de ce dernier, tout en localisant et évaluant de façon correcte et précise les anomalies structurelles et fonctionnelles du réseau, en vue de proposer des solutions adéquates afin de réduire voire même supprimer ces anomalies.

CHAPITRE I:

***PRÉSENTATION DE LA ZONE
D'ÉTUDE***

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement et remédier à ces problèmes, la reconnaissance et la présentation de la zone d'étude sont indispensables pour procéder au diagnostic du réseau d'assainissement existant, et le dimensionnement d'un nouveau réseau. En effet, l'étude de site tien en compte plusieurs facteurs (topographie, l'urbanisme, Climat, activités,).

I.1. Histoire

Messelmoun est une commune de la wilaya de Tipaza. Son nom provient d'une écorce recherchée par les marchands phéniciens pour la teinture des cheveux et du lainage, la ville a un grand impact dans l'histoire de la seconde guerre mondiale citant par sa fameux lieux "La ferme Sitgès", car c'est là ou "commença la route de la libération de la France, de l'Europe et du Monde du joug nazi, le 22 octobre 1942. En effet à cette date fut organisée l'opération Flagpole. Le Général Clark, adjoint d'Eisenhower, débarqué du sous-marin Seraph, parti de Gibraltar, rencontra ici les représentants de la Résistance Nord-Africaine.. Au cours de cette rencontre fut organisé le débarquement allié en Afrique du Nord (opération Torch) du 8 novembre 1942 (*Hachette, 1974*). Ce lieu historique qui avait abrité une réunion secrète présidée par le général américain Clarck, du 20 au 22 octobre 1942, pendant la Guerre de Libération Nationale (1954-1962), Un Camp de regroupement est implanté sous la surveillance de soldats du 22e RI, originaires de la région du Languedoc. Les familles de paysans (Fellah) sont brutalement parquées sur des terrains clôturés de barbelés et surveillés par les miradors coloniaux des S.A.S (Section administrative spécialisée). (*Le Soir d'Algérie, 2011*)

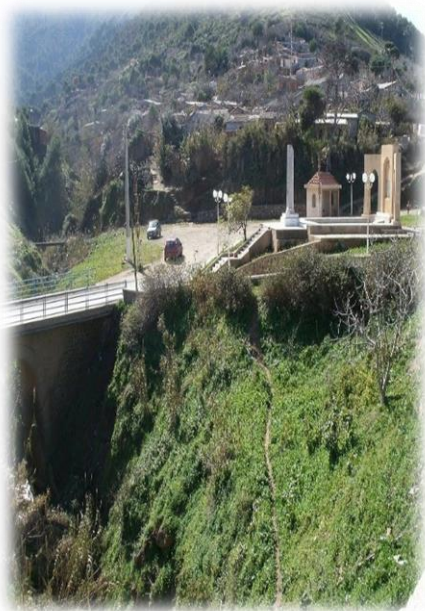


Figure I. 1: La ferme Sitgès à Messelmoun (Tipasa).

I.2.Situation géographique et limites administratives

Messelmoun est une commune de la wilaya de Tipasa, située à environ 50 KM à l'Ouest de la ville de Tipasa (Chef-lieu de Wilaya) le chef-lieu de la commune de Messelmoun est traversé par la Route Nationale RN 11 (Reliant Alger à Oran) et qui longe le littoral d'Est en Ouest.

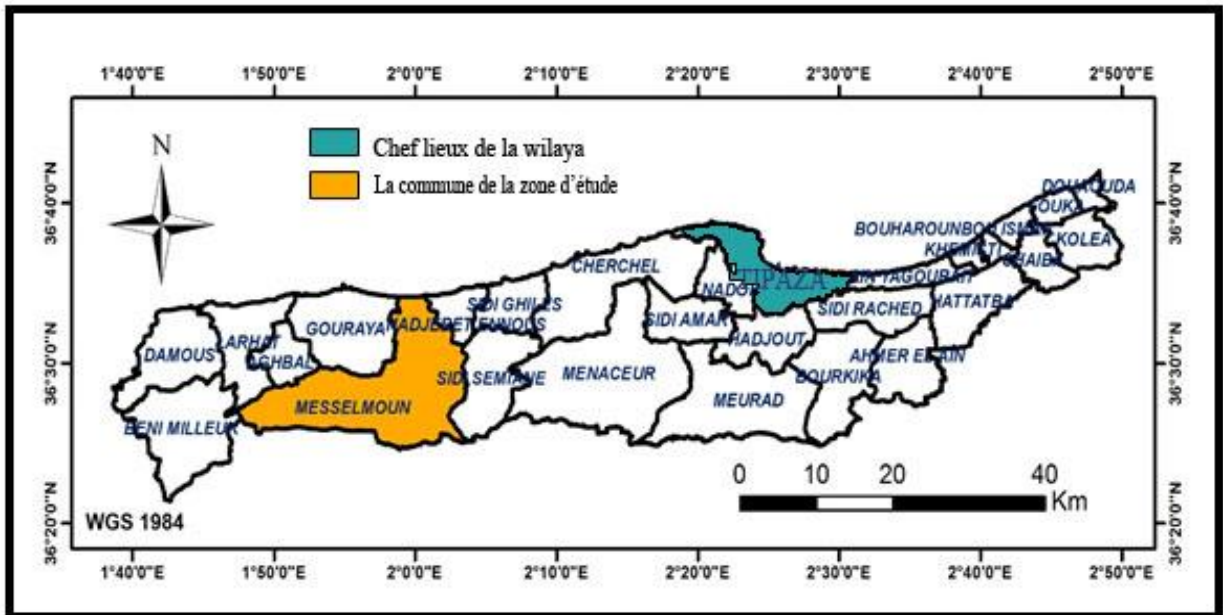


Figure I. 2 : Situation de la commune de Messelmoun

La zone d'étude est située au niveau de la commune de Messelmoun.

L'aire d'étude est délimitée comme suite :

- Au nord : Mer Méditerranée.
- Au sud : Route nationale N°11.
- A l'est : Oued Messelmoun.
- A l'ouest : Site historique Sitages.



Figure I. 3 : Image satellitaire de la zone d'étude - Commune Messelmoun (Mars, 2018)

I.3. Monographie de la commune

I.3.1. Situation géologique

Le Nord de l'Algérie est délimité par les éléments suivants :

- ✓ Au Sud : l'Atlas saharien, une chaîne de montagnes d'origine alpine
- ✓ Au centre : des plates-formes comme la Meseta Oranaise à l'ouest et le môle d'Ain Regada à l'est
- ✓ Dans la partie septentrionale, l'atlas Tellien, zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur. Des bassins néogènes tardifs comme le Chétif et le Hodna se sont installés sur ces nappes.

La carte ci-après présente de manière synthétique les principales unités géologiques de l'Algérie.

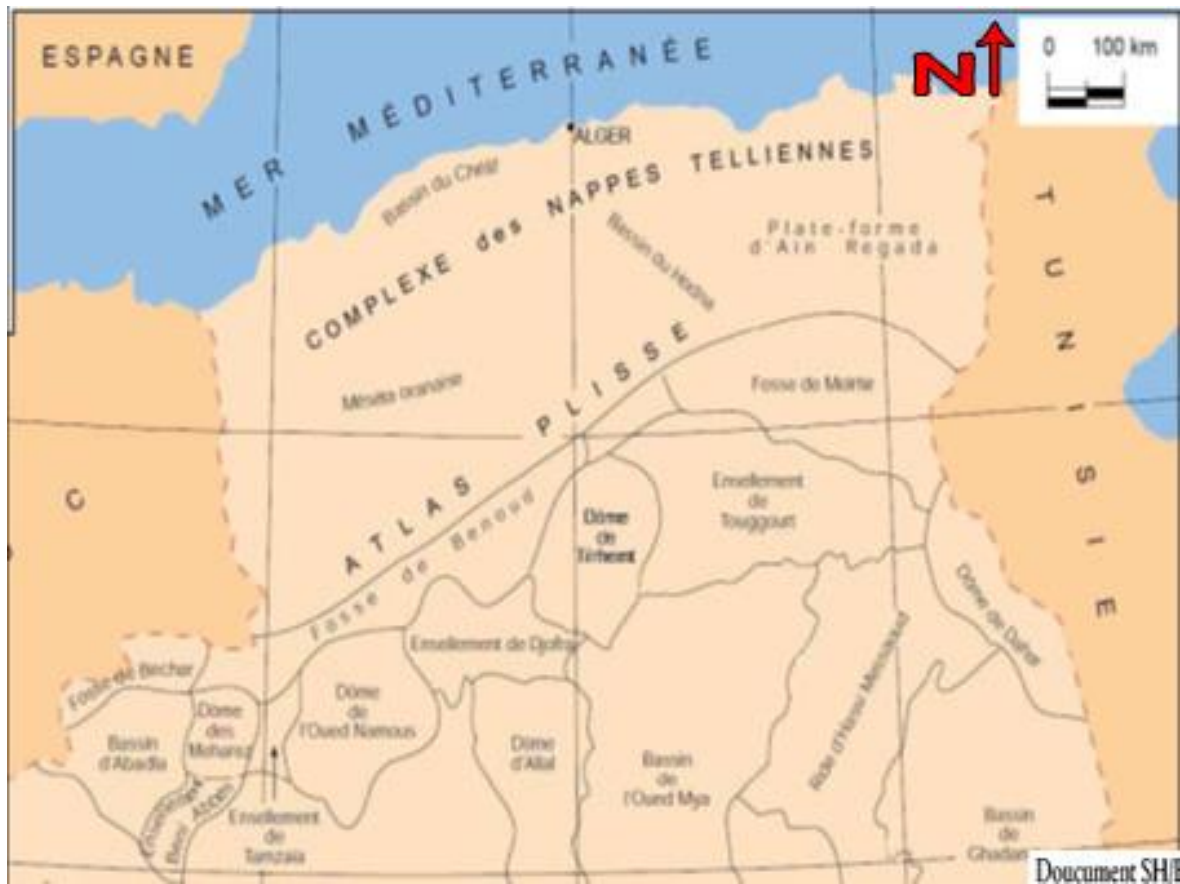


Figure I .4: Principales unités géologiques de Nord Algérienne

I.3.2. Situation climatologique

- **Climat**

Nous prenons en compte dans notre étude les données de la station climatologique de Barrage de Boukerdane qui est la plus représentative de la zone d'étude. La région est caractérisé par un climat chaud en été, et humide en hiver. Juillet et août sont les mois les plus chauds.

- **Les Températures**

La température influe directement sur le régime d'écoulement, elle augmente l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes. Pour notre zone d'étude, les températures maximales ont pour origine le sirocco.

Tableau I. 1: Températures moyennes mensuelles (période : 2014-2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Tc°	24.6	23.3	14.1	11.6	13.4	22.3	13.7	17.9	18.4	22.5	26.6	26.5

Source : ANRH

Le gradient de température moyenne du mois le plus froid au mois le plus chaud varie, de 11.6° C à 26.6°C pour la région.

- **Humidité de l'air**

Dans le tableau suivant sont mentionnées les valeurs de l'humidité de l'air mensuelle.

Tableau I. 2:Humidités relatives mensuelles en % (période : 2014-2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Humidité en %	59.0	48.0	55.0	60.0	55.5	53.5	54.5	47.7	57.0	55.0	50.5	50.5

Source : ANRH

L'humidité moyenne inter annuelle est d'environ 55%. Elle chute en été et atteint jusqu'à 50 % en mois de Juillet et Août.

- **Le Vent**

Les vents soufflent durant toute l'année avec une légère importance en Juillet et Aout, qui ont une direction du Nord vers le sud.

Tableau I. 3:vitesse du vent mensuelles en km/h (période : 2014-2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vent en Km/h	3.3	2.5	1.7	1.9	1.7	1.5	1.8	1.1	1.2	1.8	2.4	3.1

Source : ANRH

- **Pluviométrie**

L'étude des précipitations joue un rôle très important surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter.

La région reçoit 67.2 mm de pluie au mois de décembre étant donné le mois le plus pluvieux et moins dans le mois de juillet et aout.

Tableau I. 4:Précipitations mensuelles en mm (période : 2014-2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P en mm	16.1	44.9	50	67.2	46.6	49.7	158.5	6.2	38.7	53.8	0.0	0.5

Source : ANRH

I.3.3. Situation hydraulique (DRE, Tipasa)

- **Alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable de la wilaya de Tipaza est assurée par plusieurs sources :

- ✓ Les champs captants (nappe de Mitidja).
- ✓ Les stations de dessalement d'eau de mer.
- ✓ Les ressources superficielles (les barrages).

L'alimentation en eau potable de l'agglomération de notre zone d'étude est assurée par des forages.

- **Assainissement**

- 1) **Les réseaux d'assainissement de la ville de Messelmoun**

Les réseaux sont de type unitaire, ils sont conçus par trois types de matériaux à savoir, le ciment comprimé, le béton armé et l'amiante ciment.

Elle concerne le centre-ville de Messelmoun :

- ✓ Cités des 50 logements.
- ✓ la cité basse de Messelmoun.

2) Poste de relevage de Messelmoun

Le poste de relevage de Messelmoun a été réalisé en 2002, il assure le pompage des eaux usées de la partie ouest de la ville de Messelmoun qui sont acheminés par trois collecteurs :

- ✓ Collecteur en béton armé DN 600 qui collecte en période estivale les eaux usées qui se diversifient vers la plage avec un ouvrage hydraulique.
- ✓ Collecteur en amiante ciment DN 300 qui collecte les eaux usées des bâtiments centre-ville.
- ✓ Collecteur en amiante ciment DN 300 qui collecte les eaux usées des habitations de centre-ville.

I.3.4. Urbanisation

Lors du recensement de 2008 effectué par l'ONS la population totale de la commune de Messelmoun a été estimée à 7651 personnes avec un taux d'accroissement annuel de 1.48%.

I.3.5. Activités

Messelmoun est une ville côtière, qui se situe sur une position stratégique entre mer et montagne. On y trouve ainsi des activités comme l'activité touristique à cause de ces plages de sable s'abritant dans des criques parsemées cette côte.

La pêche est aussi une activité pratiquée par les gens de la région comme loisir ou profession. La commune contient des serres agricoles des différents légumes comme les tomates, les poivrons, etc., ainsi que les arbres fruitiers ce qui encourage l'activité agricole.

Conclusion

Dans cette partie nous avons présenté notre zone du point de vue climatique, géologique, topographique, hydrogéologique, démographique et hydraulique. Chose qui nous est nécessaire pour l'élaboration de notre projet.

CHAPITRE II :
ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science de la terre, Elle est à la fois la connaissance des processus naturels, devant répondre à une exigence de précision sans cesse plus forte tout en bénéficiant de moyens d'observation nouveaux, et l'utilisation de plus en plus développée aujourd'hui de ces connaissances en temps réel ; c'est comme si climatologie et météorologie étaient maintenant regroupées au sein d'une même discipline. (Roche et Miquel et Gaume, 2012)

L'étude hydrologique vise plusieurs objectifs et notamment : l'évaluation des moyens pluviométriques inters-annuel pour apprécier les potentialités en eau de la zone d'étude, le régime des précipitations pour la programmation des travaux agricoles et autres travaux publics et de la construction, l'évaluation des pluies maximales journalières et leurs caractéristiques pour le dimensionnement de réseau d'assainissement.

En ce qui concerne cette dernière, l'étude des précipitations est une phase inévitable dont le but principale est de déterminer l'intensité moyenne maximale, d'après l'étude des averses qui revêt une importante capitale en Hydrologie, dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales reçu par un bassin versant donné, ce qui est l'objectif de ce chapitre.

II.1 Fréquence expérimentale

La fréquence d'une pluie d'intensité " i " et de durée " tr " est décrite par son intervalle de récurrence (période de retour). Cet intervalle est la période moyenne qui sépare l'apparition de deux pluies d'une intensité égale ou supérieure à i et d'une durée d'au moins tr .

Si, par exemple, une pluie d'intensité 25 mm/h d'une durée de 1 heure a une fréquence de 1 fois en 2 ans (2 ans étant la période de retour), nous pouvons affirmer qu'en moyenne, une pluie de cette intensité et d'au moins cette durée ne devrait pas se produire plus souvent qu'une fois dans deux ans.

Si on garde la même intensité et que l'on prolonge la durée à 2 heures, il est évident que la fréquence diminuera et que l'intervalle de récurrence augmentera.

Dans la pratique, on travaille soit à :

- ✓ La fréquence expérimentale au non dépassement ;
- ✓ La fréquence expérimentale au dépassement.

Fréquence d'une de ces observations est la relation qui existe entre le nombre de fois qu'elle apparaît dans la série et le nombre total d'observation.

II.2 Choix de la période de retour

Par définition, la probabilité est le rapport du nombre d'événements favorable sur le nombre total de durées.

Les fréquences ont pour unité (T^{-1}), puisque l'on associe généralement une durée à chaque événement. La période de retour a donc la dimension d'un temps.

Exemple :

Si on a établi la statistique des crues maximales annuelles (un débit par an), la crue de fréquence au non dépassement 0.9 à une période de retour de :

$$T = \frac{1}{1 - 0.9} = 10 \text{ans} \dots\dots\dots (II.1)$$

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre coût de sa construction et de son entretien. Elle est généralement prise égale 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

II.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations (Touaïbia, 2004)

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

Soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- ✓ Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- ✓ Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- ✓ Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

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

II.4.1. Analyse des données statistiques

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

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons CHERCHEL comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de ville dont ces caractéristiques sont définies dans le tableau qui suit :

Tableau II. 1: Identification de la station pluviométrique de CHERCHEL (ANRH, Blida)

Station	Code	Coordonnées (Lambert)		Côte	Années D'observation	Nombre d'années d'observations
		X (km)	Y (km)	Z (m)		
Cherchel	020312	454.35	368.00	16.00	1976-2006	31 ans



Figure II. 1: Emplacement des stations pluviométriques du bassin versant de l'Oued Messelmoun (extrait de la carte de postes d'observation de A.N.R.H)

La série pluviométrique enregistrée sur la période de 31ans est présenté par le tableau suivant :

Tableau II. 2: Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de CHERCHEL (ANRH, Blida)

année	Précipitations (mm)												Max
	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	
1976	11.8	33	16.2	10	23.7	24	35.3	35.3	16.8	1.3	3.2	3.5	35.5
1977	0.3	1.1	34.7	6.2	15	6.7	17.3	37.4	16.6	0.4	0.4	0.2	37.4
1978	10.5	61.4	25.5	44.4	5.4	56.9	48.5	8.9	5	2.5	2.8	2.4	61.4
1979	20.1	75	14.9	43.5	34.5	11.4	46.6	21.9	13.2	0.3	10.5	0	75
1980	3.5	17.4	22.2	49.5	37.8	24	14.2	12.8	12.6	1.3	0	2	49.2
1981	2	27.1	0.5	19.5	31.2	20.5	14.2	6.4	29.3	0.3	0	2.6	31.2
1982	20.2	24.7	100.4	21	0.1	30.2	10.4	2.3	0.7	0	4.3	3.3	100.4
1983	0	8.8	66.5	40.7	26.1	17	18.3	21.1	32.4	10	0	0	66.5
1984	5.1	82.6	18.6	26.8	23.1	14.4	30.5	17.6	27.8	2.5	0	5	82.6
1985	1.7	26.7	7.9	12.5	17.1	20.2	13	10.8	4.3	8.8	0	0	26.7
1986	24	18.7	57	47	23.5	31.4	5.2	0.2	5	2	7.7	2	57
1987	17.9	1.5	14.5	25.5	22.5	6.9	15.8	9.5	24	12.5	0	0.5	25.5
1988	11.2	4.9	39.3	42.3	9.9	15.5	24.1	35.4	10.2	4.5	0	4.1	42.3
1989	17.4	4.4	24	19.6	22.3	0	17.6	11.6	7.7	0	6.8	9.3	24
1990	1	6.6	13.8	26	26.6	20.7	9.9	12.4	10.2	0.3	0.2	1.9	26.6
1991	3	53.5	11.9	1.8	19.7	12.2	14	19.5	23.7	9.6	1.6	0	53.5
1992	0	4	18.6	47.6	0	26.5	8	17.5	4.5	1.2	0	3.3	47.6
1993	10.1	4	7.1	4.6	32.2	6.5	2	3.5	6.5	0	2	0	32.2
1994	39	52.7	26.4	8.5	26	55	32	6	0.2	16.8	0	48.5	55
1995	25.5	5.3	22.3	14.1	7.2	36.2	25	79	0	11	0.8	5.6	79
1996	38.6	30	1.7	16.3	16.9	20.5	4.8	27	5.2	0	0.1	1	38.6
1997	6	17.9	21	16.7	6.5	11.3	16.6	20.5	78.3	0.2	0	2	78.3
1998	10.5	9.2	21	33	32.7	29	37.5	8.7	2.8	0.6	0	2.5	37.5
1999	11	6.7	57.7	105.8	8.5	2.3	26.2	8	10.5	1.6	0	2.1	105.8
2000	3.5	45.2	33	21.2	22.5	19	0.1	47.5	4.6	0.2	0	0	47.5
2001	33.5	0.8	49.5	18	11.9	6.6	40.2	20.2	10.2	0.2	3.6	7.2	49.5
2002	20	19.3	14.1	19.5	28	22.6	3.6	9.9	6.8	1	3.4	3.5	28
2003	4	19.7	46.5	13.8	16	11.2	14.5	45.1	32.7	2.2	1	8	46.5
2004	28	13	39	28	12	38	34	11	1.1	0.5	0	1	39
2005	11.5	21.1	16.8	64	32	15	9.3	3.7	76.3	0.1	0	8.5	76.3
2006	23	0	64	41.3	6	20	21	19.1	0	0.5	0	0.6	64

a. Caractéristiques de cette série sont :

➤ Moyenne des précipitations maximales journalières $\overline{Pmax j}$:

$$\overline{Pmax j} = \frac{\sum_{i=1}^n Pmax j}{N} \dots\dots\dots(II.3)$$

Avec :

N : le nombre d'années d'observations (N=31 ans).

➤ Ecart type « $\sigma_{max,j}$ »:

$$\sigma_{max,j} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Pmax j - \overline{Pmax j})^2}{N-1}} \dots\dots\dots(II.4)$$

➤ Coefficient de variation « Cv » :

$$Cv = \frac{\sigma_{max,j}}{\overline{Pmax j}} \dots\dots\dots(II.5)$$

➤ Coefficient d'asymétrie« Cs » :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n (Pmax j - \overline{Pmax j})^3}{(n-1) \sigma_{max,j}^3} \dots\dots\dots(II.6)$$

➤ Coefficient d'aplatissement« Ck » :

$$Ck = \frac{\sum_{i=1}^n (Pmax j - \overline{Pmax j})^4}{(n-1) \sigma_{max,j}^4} \dots\dots\dots(II.7)$$

Les valeurs sont dans le tableau qui suit :

Tableau II. 3:Les Caractéristiques de la série

Caractéristiques	Valeurs
la moyenne des $\overline{Pmax j}$ en (mm)	52.2
L'écart type « $\sigma_{max,j}$ » en (mm)	22.0
Coefficient de variation « Cv »	0.422
Coefficient d'asymétrie« Cs »	0.787
Coefficient d'aplatissement« Ck »	2.60
L'exposant climatique (ANRH, Blida)	b = 0.38

II.4.2.Choix de la loi d'ajustement

Il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques. L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives. Autant empiriques que théoriques. Ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- ❖ la loi de GUMBEL.
- ❖ la loi de GALTON (log-normal).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par le logiciel **Hyfran**.

❖ **Ajustement de la série pluviométrique par le logiciel hyfran**

Nous utilisons le logiciel Hyfran pour calculer la Précipitation max journalière pour une période de retour de 10 ans.

Les Procédés d'ajustement sont les suivants :

- ✓ Lancement d'Hyfran
- ✓ Mettre la formule de Hazen comme formule de probabilité empirique
- ✓ Insérer les données (Journalière max classé)
- ✓ Ajuster à la loi Gumbel (méthode maximum de vraisemblance)
- ✓ Tirer les coefficients de la droite

II.4.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.8)$$

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

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

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

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.9)$$

Avec :

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

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

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

a) Procédé d'ajustement

- ✓ Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Avec:

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

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

$$y = -[Ln(-LnF(x))] \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

- ✓ Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

\bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

- ✓ Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

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

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée.

- ✓ Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- ✓ Calculer l'intervalle de confiance.

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

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma_x = 0.78 * \sigma_x$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 21.9 = 17.08 \quad \text{donc : } \frac{1}{\alpha} = 17.08 \text{ mm.}$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{31} y}{n} = 0.568$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} = 52.2 - 17.08(0.568) = 42.5 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 17.08y + 42.5$$

D'où : $P_{\max,j,p\%} = 17.08y + 42.5$

➤ Le coefficient de corrélation $r = 0.89$

Les valeurs des Variables réduites sont représentées par le tableau **II.4**

Tableau II. 4: Les valeurs des Variables réduites

$P_{\max,j}$	$P_{\max,j}$ classées	Rang de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite
35.5	105.8	1	0.016	-1.418
37.4	100.4	2	0.048	-1.108
61.4	82.6	3	0.081	-0.923
75	79	4	0.113	-0.780
49.2	78.3	5	0.145	-0.657
31.2	76.3	6	0.177	-0.548
100.4	75	7	0.210	-0.446
66.5	66.5	8	0.242	-0.350
82.6	64	9	0.274	-0.258
26.7	61.4	10	0.306	-0.168
57	57	11	0.339	-0.079
25.5	55	12	0.371	0.008
42.3	53.5	13	0.403	0.096
24	49.5	14	0.435	0.185
26.6	49.2	15	0.468	0.275
53.5	47.6	16	0.500	0.367
47.6	47.5	17	0.532	0.461
32.2	46.5	18	0.565	0.559
55	42.3	19	0.597	0.661
79	39	20	0.629	0.769
38.6	38.6	21	0.661	0.883
78.3	37.5	22	0.694	1.005
37.5	37.4	23	0.726	1.138

$P_{max,j}$	$P_{max,j}$ classées	Rang de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite
105.8	35.5	24	0.758	1.284
49.5	31.2	26	0.823	1.633
28	28	27	0.855	1.853
46.5	26.7	28	0.887	2.122
39	26.6	29	0.919	2.476
76.3	25.5	30	0.952	3.004
64	24	31	0.984	4.119

Remarque

La corrélation est satisfaisante donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL.

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

GUMBEL (Méthode de maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 31

Quantiles

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

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II. 5:Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
1000	0.999	160	18.2	124 - 196
100	0.99	121	12.6	95.8 - 145
50	0.98	109	11	87.2 - 130
20	0.95	92.8	8.8	75.5 - 110
10	0.9	80.5	7.17	66.4 - 94.5
5	0.8	67.7	5.56	56.8 - 78.6

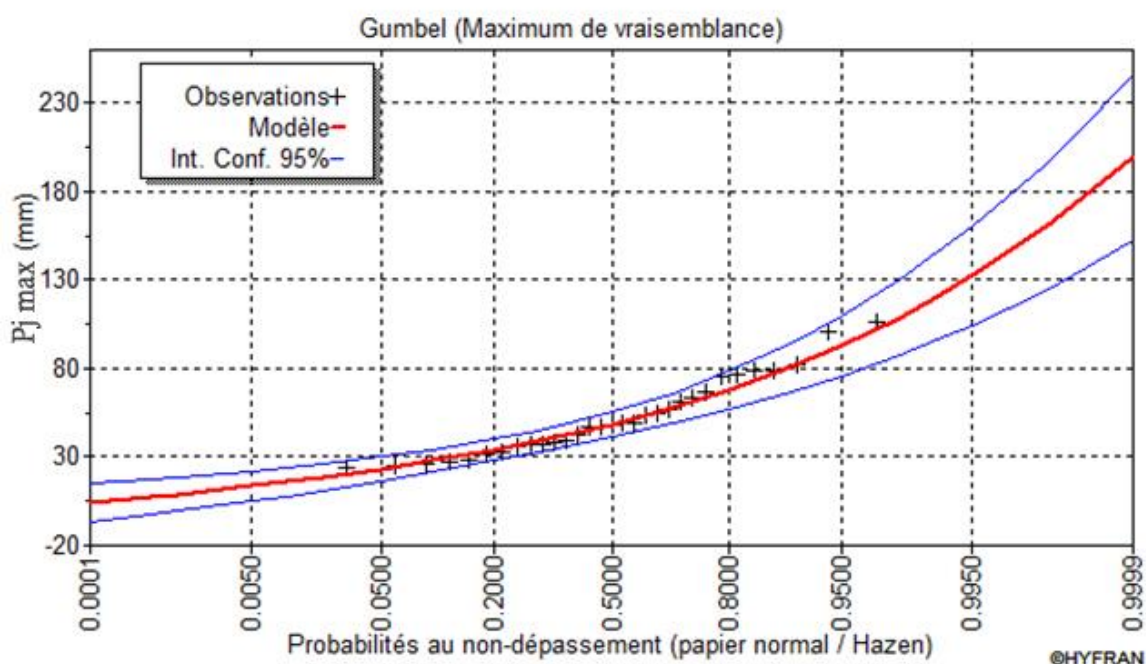


Figure II. 2: Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel

Remarque

La série s'ajuste à la loi de Gumbel mais la borne inférieure de l'intervalle de confiance prend une valeur négative ce qui n'est pas acceptable hydrologiquement.

Tableau II. 6: Caractéristiques de l'échantillon par la loi de Gumbel

Gumbel (Maximum de vraisemblance)	Carac.de l'échantillon
Maximum	106
Minimum	24.0
Moyenne	51.9
Ecart – type	21.9
Médiane	48.3
Coefficient de variation (C _v)	0.422
Coefficient d'asymétrie « C _s »	1.14
Coefficient d'aplatissement « C _k » :	2.40

II.4.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$

a) Procédé d'ajustement

- ✓ Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale.
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \overline{x} et σ
- ✓ Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- ✓ Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- ✓ Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$
- ✓ Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(\text{II.16})$$

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

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 3.87$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0.42$$

L'équation totale devient :

$$\ln x = 3.87 + u * 0.42 \dots\dots\dots(\text{II.17})$$

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

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 31.

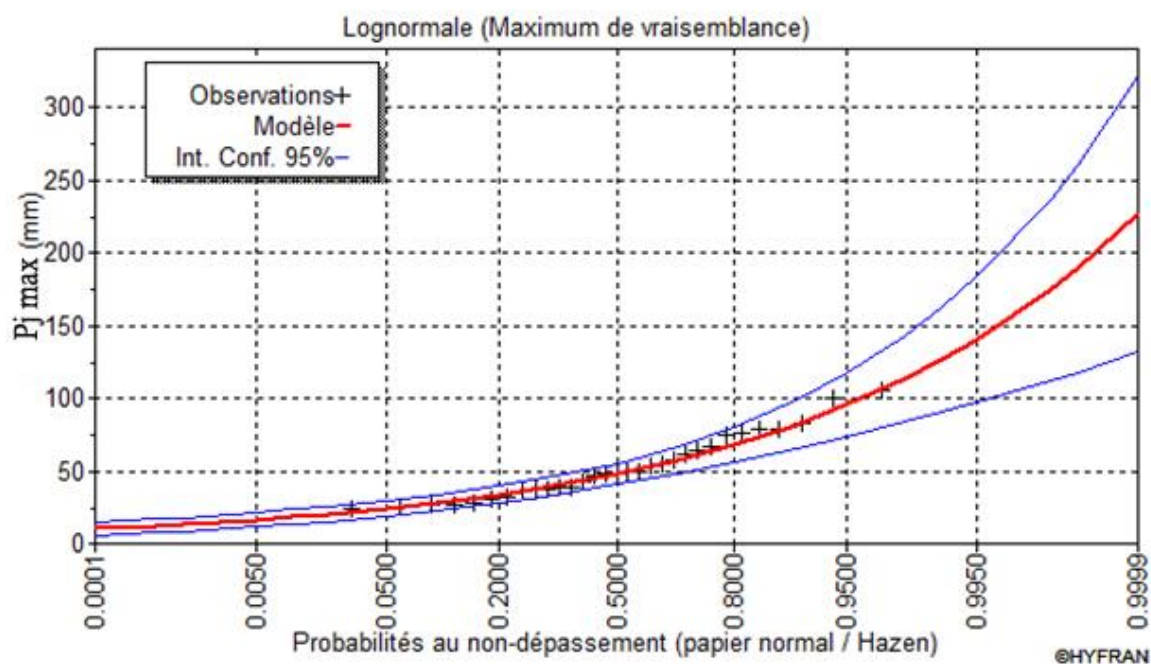
Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

Tableau II. 7:Caractéristiques de l'échantillon par la loi de Galton

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
1000	0.999	174	31.7	112 – 236
100	0.99	127	18.5	90.5 – 163
50	0.98	113	15.1	83.5 – 143
20	0.95	95.3	11	73.7 – 117
10	0.9	81.9	8.34	65.6 – 98.3
5	0.8	68.2	5.97	56.5 – 79.9

**Figure II. 3:** Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton

Remarque

La série s'ajuste à la loi de Galton

Tableau II. 8:Caractéristiques de l'échantillon par la loi de Galton

Galton (Maximum de vraisemblance)	Carac.de l'échantillon
Minimum	19.0
Maximum	68.5
Moyenne	52.4
Ecart – type	22.8
Médiane	48.0
Coefficient de variation (Cv)	0.435
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1.39
Coefficient d'aplatissement « Ck » :	6.61

II.4.3.Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t15min,p\%} = I_{24,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(II.18)$$

I_{t15 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.

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

b : exposant climatique de la région (b=0.38),

Nous aurons donc :

$$I_{15min,10\%} = I_{24,10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24,10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(II.19)$$

❖ **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15 min,10\%} = \frac{81.9}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1}$$

$$I_{15 min,10\%} = \mathbf{57.82 \text{ mm/h}}$$

❖ **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15 min,10\%} = \frac{80.5}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1}$$

$$I_{15 min,10\%} = \mathbf{56.83 \text{ mm/h}}$$

II.4.4. Les résultats de test d'adéquation (Test de Khi2) par le logiciel Hyfran

Tableau II. 9: Les résultats de test d'adéquation.

Loi	Nombre de degrés de liberté	Khi 2 calculé	Khi 2 théorique (calcul base sur la table de χ^2) Annexe-1
Gumbel	4	3.10	7.78
Galton	4	3.10	7.78

Donc $\chi^2_{\text{calc}} < \chi^2_{\text{theo}}$,

Remarque : Pour les deux lois le test a donné les mêmes valeurs, ce qui montre la bonne adéquation des deux.

Conclusion

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

D'après le test d'adéquation les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) sont bonnes.

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

$$I = \frac{57.82 * (10000)}{3600}$$

$$I = 160.61 \text{ l/s/ha}$$

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

CHAPITRE III:

***ÉSTIMATION DES DÉBITS USÉES
ET PLUVIALS***

Introduction

Les systèmes d'évacuation des eaux désignent l'ensemble des collecteurs permettant l'évacuation des eaux de ruissellement et usées d'origine diverse. La détermination des dimensions de ces collecteurs nécessite une évaluation des débits, Pour pouvoir bien estimer ces débits, Il faut d'abord passer par:

- ✓ Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.
- ✓ Choix du coefficient de ruissellement correspondant.
- ✓ Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales.

Ce qui est le but de ce chapitre.

III.1 Situation démographique

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

$$P_n = P_0 \times (1 + T)^n \dots \dots \dots (III.1)$$

Lors du recensement de 2008 effectué par l'ONS la population totale de la commune de Messelmoun a été estimée à 7651 personnes avec un taux d'accroissement annuel de 1.48%.

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2008 ($P_0=7651$ hab.).

T : taux d'accroissement égale d'après l'ONS à 1.48 % pour notre région.

n : écart d'années entre les deux horizons.

Les résultats du calcul de nombre d'habitant pour des horizons différents, sont regroupés dans le tableau III.1 :

Tableau III. 1: Répartition de la population à différents horizons de calcul pour la commune de Messelmoun.

Horizon	2008	2018	2028	2038	2048
Estimation	7651	8862	10264	11888	13769

L'évolution de la population est représentée dans le graphe suivant :

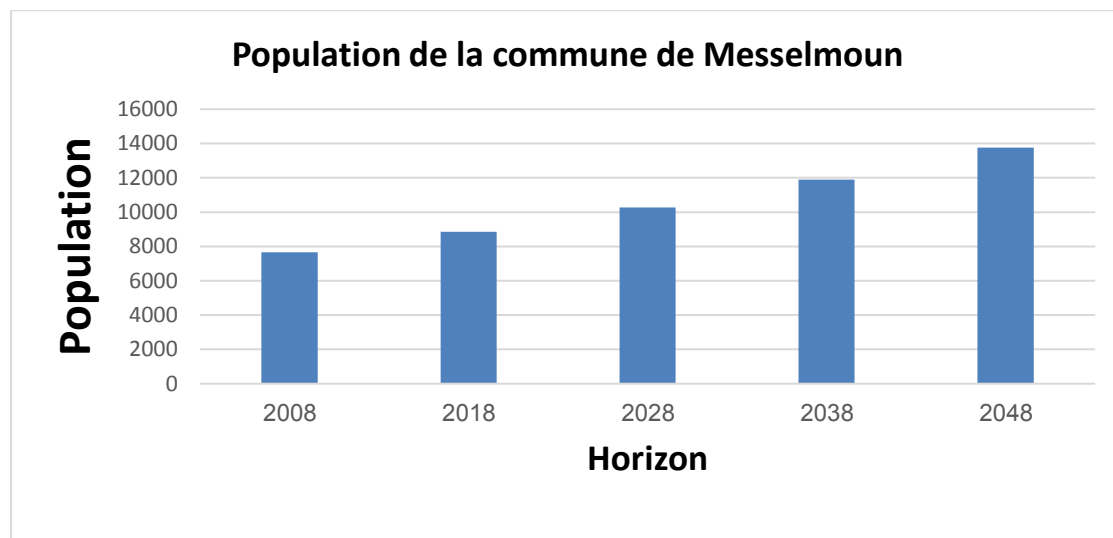


Figure III. 1: Evolution de population des habitations de la commune de Messelmoun

Remarque :

Nous intéressons dans notre étude à la partie nord de la ville, notre zone d'étude sera divisée en trois.

Le résultat de la répartition de la population à moyen et long termes sont représentés dans le tableau III.2, avec un horizon de calcul de 30 ans à partir de l'année 2018.

Tableau III. 2: Répartition de la population par zone à différents horizons de Calcul. (Bureau d'Etude Hydraulique et Génie Civil)

Zone	Nom	Population (2008)	Population (2018)	Population horizon (2048)
01	Cité basse	1850	2143	3330
02	50 logements	537	622	967
03	1000 logt 200 logt-1 200 logt-2	7579	8778	13640

III.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

En général, un sous bassin est l'aire sur laquelle toute pluie qui tomberait en n'importe quel point de cette surface se trouverait en un même point qu'on appellera exutoire.

Donc les sous bassins élémentaires sont considérés comme des surfaces d'influences, à l'amont de chaque ossature du réseau. Le découpage de ces surfaces s'effectuera suivant les conditions naturelles du relief et urbanistique comme :

- ✓ Les courbes de niveaux.
- ✓ Les routes et voiries existantes.
- ✓ Les limites naturelles telles que : oueds, talwegs, collines etc...
- ✓ En fonction de la nature du terrain.



Figure III. 2:Plan de délimitation des sous bassin (ZONE 1)



Figure III. 3: Plan de délimitation des sous bassin (ZONE 2)



Figure III .4: Plan de délimitation des sous bassin (ZONE 3)

III.3.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. (*Bourrier, 1997*)

Ce coefficient peut faire varier le débit d'eau pluviale 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.

Il est fonction de plusieurs facteurs dont les principaux sont :

- ✓ 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.

Les tableaux suivants indiquent quelques valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de quelques facteurs d'influence:

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 III. 3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation (Salah , 2014)

Catégorie 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

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 III. 4: Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer (Saleh, 2014)

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

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

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 III. 5: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population (Saleh, 2014)

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

Remarque

Le type d'occupation du sol de la ville de Messelmoun est considéré comme des zones à caractère urbanisés.

Le coefficient de ruissellement est compris entre 0.6 et 0.7 pour des Zones d'habitation denses (SB1/SB2/SB3/SB4), Dans notre étude en prend la valeur Cr=0.65.

Le coefficient de ruissellement est compris entre 0.4 et 0.5 pour des Zones d'habitation moins denses (SB5/SB6/SB7/SB8/SB9).

Tableau III. 6: Estimation des débits des eaux pluviales des sous bassin pour une période de retour de 10 ans.

N° de Sous Bassin	intensité l/s/h	Surface Ai (ha)	Cr pondéré
SB1	160.61	1.53	0.65
SB2	160.61	1.1	0.65
SB3	160.61	0.83	0.65
SB4	160.61	0.72	0.65
SB5	160.61	0.91	0.45
SB6	160.61	0.53	0.5
SB7	160.61	0.33	0.5
SB8	160.61	4.52	0.45
SB9	160.61	4.37	0.45

III.4. Estimation des débits à évacuer

III.4.1. Evaluation des débits d'eaux usées

III.4.1.1. Nature des eaux usées

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

a. Les eaux usées d'origine domestique

Elles sont constituées des eaux vannes provenant des toilettes et des eaux ménagères issues des cuisines, des bains et de la lessive. Les eaux vannes véhiculent les matières fécales et l'urine. Les eaux des cuisines sont riches en corps gras et détergents. Les eaux usées domestiques sont jugées dangereuses en raison de leur forte teneur en germes et de leurs propriétés infectieuses. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. (*Gomella et Guerre, 1978*).

b. Les eaux industrielles

Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à une autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures. Certaines des eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte. (*Gomella et Guerre, 1978*).

c. Les eaux des services publics

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, et ne sont mêlées aux eaux usées que dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques. (*Gomella et Guerre, 1978*).

d. Les eaux usées parasites

Ce sont des eaux qui transitent dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir. Ce terme est utilisé pour désigner une eau claire généralement très peu polluée introduite dans un système d'assainissement unitaire ou séparatif (Eaux claires parasites ou ECP), on parle alors d'intrusion d'eau claires parasites. Le débit de ces eaux est compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha. (*Gomella et Guerre, 1978*).

Remarque

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

III.4.1.2. Evaluation de la quantité d'eau usée à évacuer

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.

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

III.4.1.2.1. Estimation des débits moyens journaliers des eaux usées

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

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

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

$$Q_{\text{moy},j} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \text{ (l / s)} \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

Avec:

Q moy j : débit moyen rejeté quotidiennement en (l /s) ;

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

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

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

III.4.1.2.2.Évaluation du débit de pointe

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

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

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe (m³/s);

Q_{moy,j} : débit moyen journalier (m³/s);

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être calculé à partir du débit moyen journalier

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{Si } Q_{moyj} \geq 2.8 \quad (l/s) \quad \dots\dots\dots(III.4)$$

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

Tableau III .7: Evaluation des débits des eaux usées des équipements

N° du sous bassin	Equipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation L/j/unité	Q équipement l/S
5	CEM	Elèves	600	15	0.10

Tableau III. 8: Evaluation des débits de pointe de chaque sous bassin.

N° Du B.U	Surface	Nbre d'habitant	Dotation	Qmoy,j (l/j)	Qmoy j (l/s)	Kp	Q pte (l/s)	Q infiltration (l/s)	Q équipements (l/s)	Totale (l/s)
1	1.53	1219	180	175536	2.03	3	6.09	0.23	/	6.32
2	1.1	877	180	126288	1.46	3	4.38	0.17	/	4.55
3	0.91	662	180	95328	1.1	3	3.3	0.14	/	3.44
4	0.83	572	180	82368	0.95	3	2.85	0.12	/	2.97
5	0.72	/	/	/	/	/	/	0.11	0.1	0.21
6	0.53	597	180	85968	1	3	3	0.08	/	3.08
7	0.33	371	180	53424	0.62	3	1.86	0.05	/	1.91
8	4.52	9746	180	1403424	16.24	2.12	34.43	0.68	/	35.11
9	4.37	3894	180	560736	6.49	2.48	16.1	0.66	/	16.76

III.4.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Autrement dit celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

III.4.2.1. Choix de la méthode de calcul

Pour notre agglomération on utilise la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit pluvial en se basant sur le fait que les sous bassins ont des surfaces assez faibles et que le coefficient de ruissellement est bien estimée.

$$Q = \alpha . Cr . i . A \quad (l/s) \dots \dots \dots (III.5)$$

III.4.2.2. La méthode rationnelle

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul.

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats. (*Satin et Selmi, 2006*).

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

$$Q = C_r \cdot i \cdot S \dots \dots \dots (III.6)$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à une épaisseur et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient α de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = C_r \cdot \alpha \cdot i \cdot S \dots \dots \dots (III.7)$$

Avec:

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

S : surface de l'aire d'influence (ha).

C_r : 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 est en fonction de la forme du bassin.

III.4.2.2.1. hypothèses de la méthode

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

III.4.2.2.2. Validité de la méthode rationnelle

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

III.4.2.2.3. Temps de concentration (Satin et Selmi, 2006)

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots \dots \dots (III.8)$$

Où

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

$$t_1 = \frac{L}{60V} = \frac{\text{Longuer}}{\text{Vitesse}} (\text{min}) \dots \dots \dots (III.9)$$

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

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations, il est donné par la formule suivante (formule de Caquot) :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots (\text{min}) \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante : (Formule de Kirpich)

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \dots \dots \dots (III.11)$$

Où :

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

I : Pente moyenne (m/m).

III.4.2.3. Intensité moyenne maximale

L'intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre de l'Etude hydrologique égale à $i=57.82$ mm /h, soit un débit spécifique de $q=160.61$ l/s/ha.

Tableau III. 9: Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.

Numéro du sous bassin	C_r	A_i (ha)	α	i (l/s/ha)	Qpluvial (l/s)	Qpluvial (m ³ /s)
1	0.65	1.53	1	160.61	159.73	0.160
2	0.65	1.1	1	160.61	114.84	0.115
3	0.65	0.91	1	160.61	95.001	0.095
4	0.65	0.83	1	160.61	86.65	0.087
5	0.45	0.72	1	160.61	52.04	0.052
6	0.5	0.53	1	160.61	42.56	0.043
7	0.5	0.33	1	160.61	26.5	0.027
8	0.45	4.52	1	160.61	326.68	0.327
9	0.45	4.37	1	160.61	315.84	0.316

Tableau III. 10:Tableau récapitulatif des eaux usées et pluviales

N° de SB	A(ha)	Q pluvial(m ³ /s)	Q usé(m ³ /s)	Q total (m ³ /s)
1	1.53	0.160	0.0063	0.1663
2	1.1	0.115	0.0046	0.1196
3	0.91	0.095	0.0034	0.0984
4	0.83	0.087	0.003	0.09
5	0.72	0.052	0.0002	0.0522
6	0.53	0.043	0.0031	0.0461
7	0.33	0.027	0.0019	0.0289
8	4.52	0.327	0.0351	0.3621
9	4.37	0.316	0.0167	0.3327

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons procédé au calcul des débits des eaux usées et pluviales

pour chaque sous bassin.

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 HYDRAULIQUE DU
RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT***

Introduction

Le diagnostic d'un réseau d'assainissement est une identification de dysfonctionnements et insuffisances de ces réseaux, de détecter les différents points noirs, de prendre des précautions afin d'améliorer le fonctionnement des systèmes.

L'objet de cette partie de l'étude est donc de faire le diagnostic des collecteurs et les ouvrages de la ville de Messelmoun.

IV.1. Objectif de l'étude du diagnostic

L'étude du diagnostic d'un réseau d'assainissement a pour but :

- ✓ La localisation de tous les points de rejet et faire le point sur leur état actuel ;
- ✓ La visite des différents ouvrages tels que les collecteurs primaires et secondaires ainsi que la constatation de l'état général de l'ensemble du réseau ;
- ✓ Proposer les solutions techniques les mieux adaptées à la collecte, au traitement et aux rejets dans le milieu naturel des eaux usées de différentes natures.

Ces études permettent donc de garantir à la population présente et à venir des solutions durables pour l'évacuation et le traitement des eaux usées, en tenant compte des objectifs de développement de l'urbanisme et des contraintes du site.

IV.2. Les types de diagnostic

IV.2.1. Diagnostic fonctionnel

Basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

IV.2.2. Diagnostic structurel

Basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs, et postes de relèvement ou le tronçon de collecteur (défini par deux regards consécutifs).

Ces deux types de diagnostic sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque des problèmes hydrauliques peuvent avoir des conséquences sur la structure, et inversement (exemple : les fissures provoquent des infiltrations en déstabilisant l'ouvrage par entraînement des particules fines).

IV.3. La méthodologie d'une étude de diagnostic

La méthodologie d'une étude de diagnostic est présentée sur cinq grandes phases :

1. Pré-diagnostic

Dans la phase initiale, après un recueil des données, un examen des réseaux, des ouvrages, et au besoin un levé topographique complémentaire des points caractéristiques sont nécessaires, il convient d'effectuer une mise à jour de la cartographie des patrimoines et des informations associées, une définition des débits et

charges théoriques à partir des consommations d'eau, du recensement de la population et des industries présentes. Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

2. Reconnaissance approfondie

Sur la base d'une pré-modélisation des espaces, des collecteurs et des ouvrages, de campagnes de mesures in situ des charges hydrauliques et polluantes, dont l'objectif est l'évaluation des flux, des conditions d'écoulements et de déversement dans le milieu naturel, cette deuxième phase aboutit à des profils de pollution par temps sec et par temps de pluie et conclut sur des bilans débit-pollution.

3. Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires

La troisième phase nécessite en général des investigations complémentaires sur les tronçons suspects, des inspections diurnes et nocturnes de détection des eaux claires parasites, le prolongement éventuel des mesures. Elle requiert l'application des modèles hydrologiques, hydrauliques, éventuellement de qualité et de simulation des fonctionnements, pour mettre en évidence des solutions techniques et économiques réalistes, aptes à assurer l'amélioration de la qualité sanitaire et maîtriser à terme l'incidence des projets d'urbanisation.

4. Conception de la nouvelle structure d'assainissement

La quatrième phase comprend des dispositions de réhabilitation, de restructuration et d'extension.

D'autres dispositions particulières sont à étudier, telles que les rétentions de pollution, les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire, les rejets de station d'épuration, l'automatisation des organes de régulation de certaines installations. Les propositions retenues font l'objet d'un programme hiérarchisé des investissements en regard des critères d'exploitation.

5. Conclusion et permanence du processus d'étude

Dans cette dernière phase, le processus d'étude est à conforter par une gestion informatisée et par une application prototype automatisée de la structure principale du système d'assainissement.

En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement, à étudier précisément les fonctionnements et dysfonctionnements, pour concevoir les solutions d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

6. Examen préalable des réseaux et des ouvrages

L'expérience et les problèmes particuliers rencontrés lors d'études de diagnostic permettent de préciser que les principales difficultés sont relatives :

- ✓ A l'accessibilité au réseau, aux tampons non apparents, anciens réseaux non visitables ou dalot oubliés, ces derniers pouvant être responsables des intrusions d'eaux claires ou pertes de pollution ;
- ✓ A la faiblesse du taux de raccordement dans les secteurs anciens équipés de fosses fixes ou autres installations obsolètes dont la recherche et la mise en conformité peuvent s'avérer difficiles ;
- ✓ Aux rejets directs permanents dans le milieu récepteur qui peuvent représenter un pourcentage important des flux épurés déversés par temps sec par la station d'épuration ;
- ✓ Aux réseaux de capacité insuffisante, débordant fréquemment avec des mises en charge en cascade, recevant de nouveaux raccordements et des extensions anarchiques qui viennent aggraver une situation déjà limite.
- ✓ La reconnaissance initiale des réseaux et des ouvrages est donc à mener, avec l'aide des services d'exploitation, sur l'ensemble des réseaux, de manière à bien connaître le patrimoine, à effectuer un examen exhaustif des ouvrages ou se posent des problèmes et où l'assainissement est défaillant.

IV.4. Description du réseau existant

Les réseaux d'assainissement de la ville de Messelmoun, sont de type unitaire ils sont conçus par trois types de matériaux à savoir, le ciment comprimé, le béton armé et l'amiante ciment.

Elle concerne le centre-ville de Messelmoun :

- ✓ Cités des 50 logements.
- ✓ La cité basse de Messelmoun.

IV.4.1. État des ouvrages

IV.4.1.1. État des Ouvrages de rejet

Le réseau d'assainissement de la ville comprend deux ouvrages de rejets l'une est vers l'oued de Messelmoun, et l'autre en amont de poste de relevage où les eaux sont acheminés vers la plage de Messelmoun.

Les paramètres des ouvrages de rejets sont représentés dans le tableau IV.I.

- ✓ Le premier ouvrage de rejet nécessite un curage pour permettre l'évacuation des eaux vers cet oued.
- ✓ Le deuxième ouvrage récolte les eaux usées et pluviales de l'oued, il est doté de deux sorties en béton armé en période estivale la conduite qui dirige les eaux vers la mer sera fermée et les eaux seront acheminées vers la station de relevage, en période hivernale la conduite qui dirige les eaux vers la mer sera ouverte ; Cet ouvrage nécessite un renouvellement par un autre ouvrage.

Tableau IV. 1: Les ouvrages de rejets Messelmoun.



Localisation	Dimensions	Diamètre existant
<p>Premier ouvrage de rejet : vers Oued de Messalmoun .</p> 	<p>4.00m x 4.00mx2.00m</p>	<p>béton armée DN 1000mm</p>
<p>Deuxième ouvrage de rejet : ver la plage de Messelmoun</p> 	<p>2.50m x 3.30mx</p>	<p>béton armée DN 600mm</p>



Figure IV. 1:Premier rejet dans l'oued de messelmoun (Mars, 2018)



Figure IV. 2: Deuxième ouvrage de rejet vers la mer méditerranée (Mars, 2018)

IV.4.2.État du système d'assainissement existant de la ville de Messelmoun

IV.4.2.1.État de poste de relevage :

Le poste de relevage de MESSELMOUNE 01 a été réalisé en 2002, il assure le pompage des eaux usées de la partie ouest de la ville de Messelmoun qui sont acheminés par trois collecteurs :

- Collecteur en béton armé DN 600 qui collecte en période estivale les eaux usées qui se dirigent vers la plage avec un ouvrage hydraulique.
- Collecteur en amiante ciment DN 300 qui collecte les eaux usées des bâtiments centre-ville
- Collecteur en amiante ciment DN 300 qui collecte les eaux usées des habitations de centre-ville



Figure IV. 3: Poste de relevage de Messelmoun à côté de la plage de Messelmoun (Mars, 2018)

Tableau IV. 2: Les Caractéristiques de post de relevage de Messelmoun

PR	X	Y
Coordonnés (UTM)	410240.1360	4047155.6064

IV.4.2.2. État de Les collecteurs :

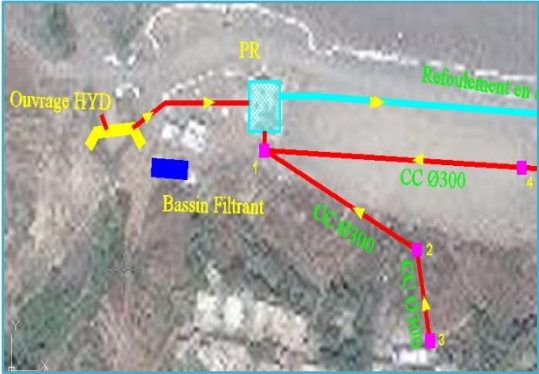

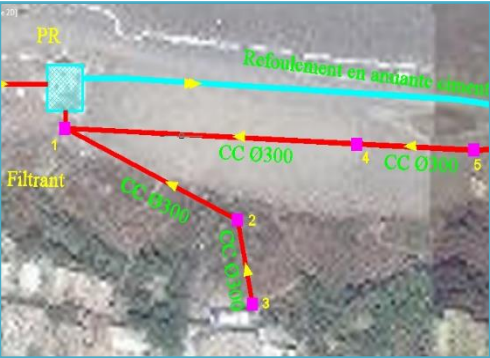

- ✓ Le réseau existant est constitué de trois matériaux amiante ciment, béton comprimé et en béton armé.
- ✓ La majorité des collecteurs de la cité basse est vétuste et nécessite une opération de renouvellement.
- ✓ Présence d'une conduite en amiante ciment dans le regard R47 qui date de 1959
- ✓ Le tronçon R47'-R47 est en contre pente.
- ✓ la partie basse de la cité basse a un risque d'inondation dans les périodes de crue.
- ✓ 82.86% de réseau de la zone d'étude sera renouvelé.

IV.4.2.3. État des regards :

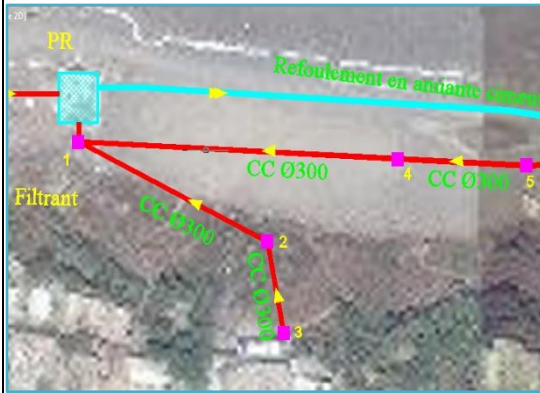
Le réseau d'assainissement de la cité basse de la ville renferme dans sa totalité environ 63 regards, la plupart des regards sont envasés et bouchés, la négligence exorbitante dans le domaine de l'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifié, ce qui a provoqué des débordements des eaux usées vers la plage qui a engendré la pollution de la plage.

Dans le tableau **IV.3** et tableau **IV.4**, tous les regards d'assainissement existant avec leurs états physiques et hydrauliques et leurs caractéristiques tel que (localisation, diamètre entrée, diamètre sortie, envasement, Le génie civil, type de matériaux, état du regard, les cotes).

Tableau IV. 3:État physique des regards et leurs caractéristiques.

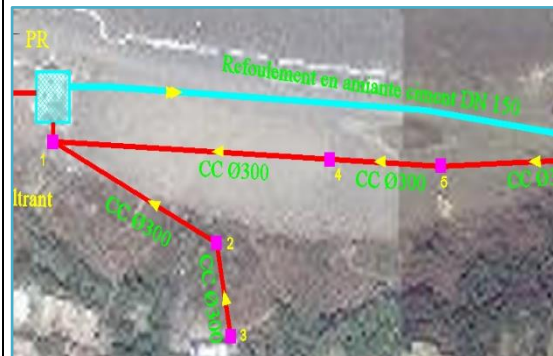
N° REGARD Et sa localisation	Les figures	Commentaires
<p>R1</p> 		<ul style="list-style-type: none"> ❖ Regard non accessible situé en amont du poste de relevage, il est sans tampon ❖ Dimensions du regard : 1.00m x 1.00m ❖ Le regard est doté de deux (02) entrées en béton comprimé DN 300 mm, DN300 et une sortie en béton comprimé DN 300 mm ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.
<p>R2</p> 		<ul style="list-style-type: none"> ❖ Regard accessible, sans dalle et sans tampon de type de regard de chute ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x2.20m ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état. ❖ Présence des dépôts solide et branches d'arbres dans le regard qui nécessite un curage ou un renouvellement

R3

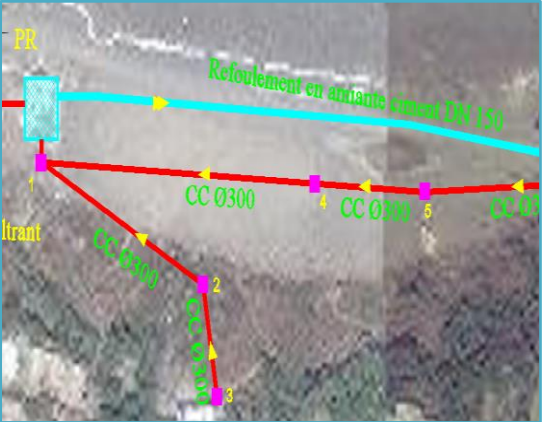
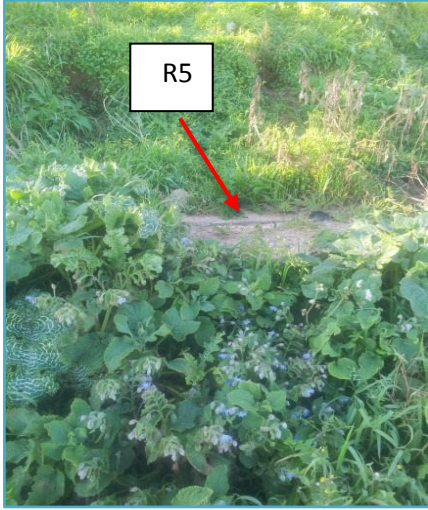




- ❖ Regard non accessible, avec dalle et sans tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m
- ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.

R4



- ❖ Regard non accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m
- ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.
- ❖ Débordement des eaux usées à partir du tampon du regard vers la plage qui a engendré la pollution de la plage, d'après le diagnostic se débordement est dû l'arrêt du poste de relevage

<p>R5</p> 		<ul style="list-style-type: none"> ❖ Regard non accessible, avec dalle ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.
<p>R6</p> 		<ul style="list-style-type: none"> ❖ Regard non accessible, avec tampon ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.

R9



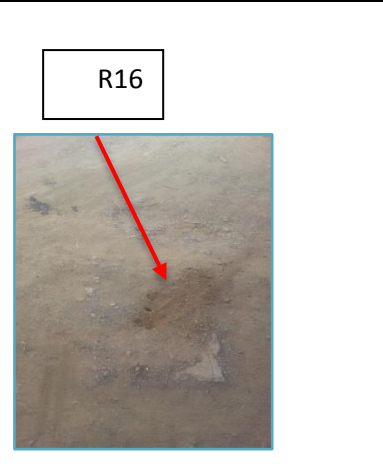
- ❖ Regard accessible, avec tampon de type de regard de trop plein
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x2.20m
- ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.

R10



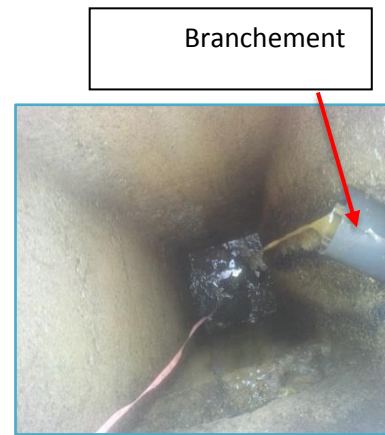
- ❖ Regard accessible, avec tampon et échelle dégradé
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x3.00m
- ❖ Le regard est doté de deux (02) entrées en béton comprimé DN 300 mm, et en amiante ciment DN 150 mm pour la conduite de refoulement et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.
- ❖ Le regard R10 est le regard de réception de la conduite de refoulement

R13-R14-R15-R16



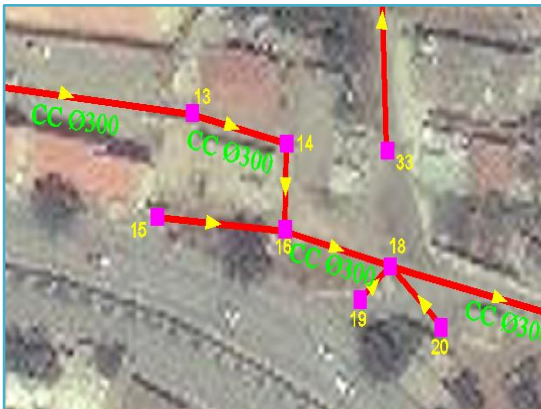
- ❖ Regards non accessibles, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m
- ❖ Le regard est doté d'une seule entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ces regards sont en bon état.
- ❖ Trace de débordement des regards en période de pompage de la station de relevage.

R18



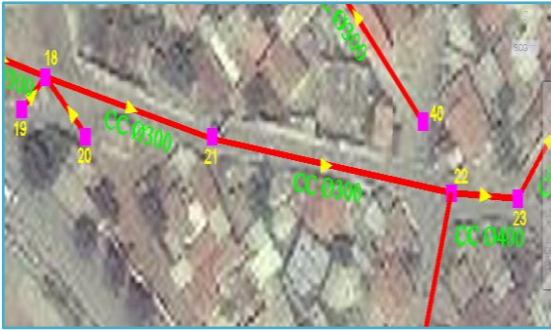
- ❖ Regard accessible, avec tampon et sans échelle
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x 3.20m
- ❖ Le regard est doté de deux (03) entrées en béton comprimé DN 300 mm, et en PVC DN 110 mm pour le branchement et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.

R20




- ❖ Regard accessible, avec tampon c'est une boîte de branchement
- ❖ Dimensions du regard 0.600m x 0.60m x 0.30m
- ❖ Le regard est doté d'une seule sortie (01) entrées en PVC DN 110 mm, et une sortie en PVC DN 100 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.

R21



Dépôts solide

- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.40m x 1.40m x 1.30m
- ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrées en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.
- ❖ Le collecteur et le regard nécessite un renouvellement.

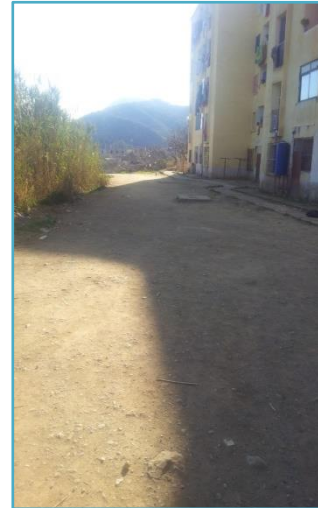
<p>R24</p> 	 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Regard accessible, avec tampon ❖ Dimensions du regard 1.40m x 1.40m x 1.30m ❖ Le regard est doté de deux (02) entrées en béton comprimé DN 400 mm, DN 200 mm, et une sortie en béton comprimé DN 400 mm ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état. ❖ Le collecteur et le regard nécessite un renouvellement.
<p>R25</p> 	 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Regard accessible, avec tampon ❖ Dimensions du regard 1.40m x 1.40m x 1.70m ❖ Le regard est doté de deux (02) entrées en béton comprimé DN 400 mm, DN 100 mm, en PVC et une sortie en béton comprimé DN 400 mm ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état. ❖ Le collecteur et le regard nécessite un renouvellement.

R28



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x1.00
- ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.
- ❖ Regard complètement inondé

R29-R30-R31-R32-R33-R34-R35



- ❖ Regards accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions des regards 1.00m x 1.00m
- ❖ Le regard est doté d'une seule (01) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm

R36



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x1.00
- ❖ Le regard est doté de deux (02) entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.
- ❖ Le collecteur et le regard nécessite un renouvellement

R37-R38



- ❖ Regards non accessible, situé sous les bâtisses

R39



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x 1.00
- ❖ Le regard est doté de deux (02) entrée en béton comprimé DN 300 mm, béton comprimé DN 200 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.
- ❖ des dépôts solides qui ont engendré un rétrécissement de la conduite sortante du regard
- ❖ Le collecteur et le regard nécessite un renouvellement

R40



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x 2.60m.
- ❖ Le regard est doté de deux (02) entrées en béton comprimé DN 200 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.
- ❖ des dépôts solides qui ont engendré un rétrécissement de la conduite sortante du regard
- ❖ Le collecteur et le regard nécessite un renouvellement.

R43



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x 1.10m
- ❖ Le regard est doté d'une seule entrée en béton comprimé DN 260 mm et d'une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.
- ❖ des dépôts solides ont engendré un rétrécissement de la conduite sortante du regard
- ❖ Le collecteur est en état sec absence d'écoulement.

R44



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m x 1.30m
- ❖ Le regard est doté de deux entrées en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.
- ❖ des dépôts solides qui ont engendré un rétrécissement de la conduite sortante du regard
- ❖ Le collecteur est en état sec absence d'écoulement

R45-R46



- ❖ Regards non accessibles, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.00m x 1.00m
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.
- ❖ les regards sont au milieu des habitations

R47



**Conduite en Amiante Ciment
DN200 Existante depuis 1959**



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.20m x 1.20m x 1.30m
- ❖ Le regard est doté d'une seule entrée en béton comprimé DN 300 mm, et une sortie en béton comprimé DN 300 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.
- ❖ des dépôts solides qui ont engendré un rétrécissement de la conduite sortante du regard
- ❖ Présence d'un collecteur en amiante ciment DN200 qui date de 1959 et qui traverse le regard R47
- ❖ Le collecteur est en état sec absence d'écoulement entre R47'-R47

R56



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.70m x 1.70m x 2.80m
- ❖ Le regard est doté d'une seule entrée en béton comprimé DN 1000 mm, et une sortie en béton comprimé DN 1000 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.
- ❖ Le collecteur est en bon état.

R58



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.70m x 1.70m x 2.60m
- ❖ Le regard est doté d'une seule entrée en béton comprimé DN 1000 mm, et une sortie en béton comprimé DN 1000 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en mauvaise état.
- ❖ Le collecteur est en bon état.

R59



- ❖ Regard accessible, avec tampon
- ❖ Dimensions du regard 1.70m x 1.70m x 2.80m
- ❖ Le regard est doté d'une seule entrée en béton comprimé DN 1000 mm, et une sortie en béton comprimé DN 1000 mm
- ❖ Le génie civil de ce regard est en bon état.
- ❖ Le collecteur est en bon état.

R63



- ❖ Regard accessible, avec tampon ouvert
- ❖ Dimensions du regard 1.70m x 1.70m x 1.50m
- ❖ Le regard est doté d'une seule entrée en béton armé DN 1000 mm, et une sortie en béton armé DN 1000mm
- ❖ Stagnation des eaux dus à la faible pente

Tableau IV. 4: vérification de la capacité d'évacuation des collecteurs.

Tronçon	CT,a m (m)	CT,av (m)	CR,a m (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/ m)	Qeu (m ³ /s)	Qpl (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dnr (mm)
R9-R8	26.88	26.83	26.86	26.84	16.52	0.0012	0.0031	0.043	0.0461	120	300
R8-R7	26.83	17.81	26.84	17.8	58.2	0.1553	0.0031	0.043	0.0461	120	300
R7-R6	17.81	8.048	17.8	8.02	132.56	0.0738	0.0031	0.043	0.0461	120	300
R6-R5	8.048	8.1	8.02	8.01	52.56	0.0002	0.0031	0.043	0.0461	120	300
R5-R4	8.1	8.26	8.01	8	50	0.0002	0.0031	0.043	0.0461	120	300
R4-R1	8.26	8.39	8	7.99	30	0.0003	0.0031	0.043	0.0461	120	300
R13-R14	17.5	18.186	17.3	17.2	25.949	0.0039	0.00018	0.004	0.00418	120	300
R14-R16	18.18	19.243	17.2	17.1	16.57	0.0060	0.001	0.0004	0.0014	120	300
R16-R18	19.24	19.09	17.1	17.082	28.79	0.0006	0.0022	0.044	0.0462	120	300

IV.5. Constatation

D'après l'analyse des données consolidées par des sorties sur terrain des conclusions suivantes ont été faites sur la zone d'étude :

- ✓ Lors de l'ouverture des regards de visite, il a été constaté que bon nombre de ces regards sont partiellement ou totalement colmatés nécessitant un curage systématique. Les eaux usées rejetées directement vers le milieu naturel ce qui provoque la contamination de la nappe, la pollution ...
- ✓ Aucun traitement préalable des eaux rejetées.
- ✓ Retour d'eau chez les habitants.
- ✓ Des débordements des regards.

IV.6. Recommandation

Suite à l'opération de diagnostic sur le réseau d'assainissement la localité de Messelmoun, nous pourrions recommander ce qui suit :

- ✓ Vu le mauvais fonctionnement sur la majorité des tronçons ainsi que les dégâts enregistrés au période de pluie (des débordements des regards, le retour d'eau usée chez habitants, etc.) Il est indispensable de rénover ce système d'assainissement avec une projection d'un nouveau réseau d'assainissement qui répond aux normes d'hydraulique et a l'extension futur des deux localités avec un horizon de calcul jusqu'à l'année 2048.
- ✓ Etablir un programme périodique d'entretien et de curage des différents ouvrages et veiller à sa stricte application en mettant à disposition les moyens matériels et humains nécessaires.

Ces deux aspects seront analysés en détail et des calculs détaillés seront dégagés lors des missions à venir.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi un diagnostic sur l'état du réseau existant. Il nous a permis de connaître l'état et le fonctionnement du réseau et des ouvrages qui le constitue, de manière à mettre en évidence leurs dysfonctionnements, et proposer des solutions aux différents problèmes existants.

CHAPITRE V :

***CONCEPTION DU NOUVEAU
SYSTÈME D'ASSAINISSEMENT***

Introduction

Les réseaux d'assainissements doivent présenter de bonnes caractéristiques hydrauliques, c'est à dire résister aux divers efforts qu'ils subissent (pressions extérieures transmises par le terrain, pressions intérieures éventuelles en cas de mise en charge) pour permettre une évacuation des matières solides transportées par les eaux et se prêter à un entretien et un curage commode.

C'est pourquoi la conception d'un système d'assainissement à écoulement libre et le contrôle des réseaux existants doivent être menée avec beaucoup de rigueur.

V.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Le dimensionnement du réseau d'assainissement en gravitaire considère les hypothèses suivantes :

- ✓ L'écoulement est permanent uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- ✓ La perte de la ligne d'énergie est assimilée à celle du radier du collecteur En vue de la réalisation d'un réseau auto-cureur et satisfaisant toutes les conditions d'auto-curage.
- ✓ Ce réseau doit être conçu de telle façon que :
 - Les sables soient automatiquement entraînés par les débits pluviaux, pour empêcher leur décantation, sans provoquer l'érosion mécanique de la paroi interne de la canalisation.
 - Les vases fermentescibles soient également entraînés par le débit minimal d'eau usée afin d'obtenir des conditions satisfaisantes, les vitesses minimales d'ordres :

0,6m/s \longrightarrow 1/10 du débit à pleine section

0,3m/s \longrightarrow 1/100 du débit à pleine section

V.2. Système 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).
(Bourrier, 1997)

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

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

Dans notre cas, On opte à choisir le Système unitaire.

V.3. Mode de calcul

L'écoulement dans les réseaux d'assainissement se fait à surface libre, le débit véhiculé par les conduites est donné par l'équation de continuité :

$$Q = V.S \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec : Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec : I_m (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné ;

R (m) : Rayon hydraulique ;

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

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

Tableau V. 1: valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler K_s (Soutter et Mermoud et Musy,2007)

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

Pour notre projet on va utiliser des canalisations en PVC, donc le coefficient de rugosité de Strickler est de l'ordre de 120.

A partir de l'équation (V.1) et (V.2) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

Q_{eu} (m³/s): Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m³/s): Débit d'eau pluviale.

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots (V.5)$$

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

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

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (V.2), avec le rayon hydraulique :

$$R = \frac{D_{nor}}{4} \dots\dots\dots (V.6)$$

$$V_{PS} = K_s * (D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I_m} \dots\dots\dots (V.7)$$

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

Rapport des débits :

$$R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}} \dots\dots\dots (V.8)$$

Rapport des vitesses :

$$R_V = \frac{V}{V_{PS}} \dots\dots\dots (V.9)$$

Rapport des hauteurs :

$$R_h = \frac{h}{D_{nor}} \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec : V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau ;

H : hauteur de remplissage.

Les différents calculs étaient faits par le logiciel COVADIS et EXCEL

V.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V. 2: Dimensionnement hydrauliques de CITE BASSE (ZONE N°I)

Tron	CT _{am} (m)	CT _{av} (m)	CR _{am} (m)	CR _{av} (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1-R2	18.801	16.792	16.644	15.692	23.812	0.0400	0.005	64.45	300	4.27	0.301	0.02	0.353	0.09	1.507	0.027	Autocurage vérifie
R2-R3	16.792	15.656	15.692	14.556	16.248	0.0699	0.01023	75.90	300	5.64	0.40	0.03	0.419	0.11	2.365	0.033	Autocurage vérifie
R3-R4	15.656	14.6	14.556	13.5	17.879	0.0591	0.01546	91.46	300	5.19	0.37	0.04	0.503	0.14	2.609	0.041	Autocurage vérifie
R4-R5	14.6	13.614	13.5	12.514	23.605	0.0418	0.02069	108.87	300	4.36	0.31	0.07	0.577	0.17	2.517	0.052	Autocurage vérifie
R5-R6	13.614	12.999	12.514	11.896	16.25	0.0380	0.02592	120.58	300	4.16	0.29	0.09	0.616	0.20	2.563	0.060	Autocurage vérifie
R6-R7	12.999	12.899	11.896	11.795	10.173	0.0099	0.0311	166.07	300	2.13	0.15	0.21	0.787	0.31	1.674	0.092	Autocurage vérifie
R8-R9	19.493	18.914	18.106	17.814	7.307	0.0400	0.00523	65.55	300	4.27	0.30	0.02	0.359	0.09	1.534	0.028	Autocurage vérifie
R9-R10	18.914	17.896	17.814	16.796	17.436	0.0584	0.01046	79.17	300	5.16	0.36	0.03	0.438	0.12	2.257	0.035	Autocurage vérifie
R10-R11	17.896	16.948	16.796	15.848	17.833	0.0532	0.01569	93.81	300	4.92	0.35	0.05	0.514	0.14	2.531	0.043	Autocurage vérifie
R11-R12	16.948	16.254	15.848	15.3	9.865	0.0555	0.02092	103.63	300	5.03	0.36	0.06	0.557	0.16	2.803	0.049	Autocurage vérifie
R12-R13	16.254	15.599	15.3	14.2	15.805	0.0696	0.0261	107.94	300	5.63	0.40	0.07	0.574	0.17	3.230	0.052	Autocurage vérifie
R14-R15	18.106	17.817	16.91	16.714	4.823	0.0406	0.005	64.25	300	4.30	0.30	0.02	0.352	0.09	1.515	0.027	Autocurage vérifie
R15-R16	17.817	17.491	16.714	16.319	6.12	0.0645	0.01023	77.05	300	5.42	0.38	0.03	0.426	0.11	2.307	0.034	Autocurage vérifie
R16-R17	17.491	16.764	16.319	15.664	15.047	0.0435	0.01546	96.85	300	4.45	0.31	0.05	0.528	0.15	2.353	0.045	Autocurage vérifie
R17-R18	16.764	16.417	15.664	15.311	12.636	0.0279	0.02069	117.40	300	3.57	0.25	0.08	0.606	0.19	2.161	0.058	Autocurage vérifie
R18-R19	16.417	16.196	15.311	15.094	8.341	0.0260	0.02592	129.47	300	3.44	0.24	0.11	0.644	0.22	2.216	0.066	Autocurage vérifie
R19-R20	16.196	15.803	15.094	14.693	18.202	0.0220	0.0311	143.02	300	3.17	0.22	0.14	0.690	0.25	2.186	0.076	Autocurage vérifie
R20-R21	15.803	15.309	14.693	14.208	20.205	0.0240	0.0363	149.14	300	3.31	0.23	0.16	0.714	0.27	2.361	0.080	Autocurage vérifie
R21-R13	15.309	15.599	14.208	14.1	22.218	0.0049	0.0616	245.33	300	1.49	0.11	0.40	0.935	0.44	1.391	0.131	Autocurage vérifie
R13-R22	15.599	15.1	14.1	13.992	22.218	0.0049	0.0677	254.17	300	1.49	0.11	0.64	1.061	0.58	1.579	0.174	Autocurage vérifie
R22-R23	15.1	14.87	13.992	13.77	5.409	0.0410	0.0729	175.17	300	4.32	0.31	0.24	0.825	0.33	3.567	0.099	Autocurage vérifie

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R23-R24	14.87	14.908	13.77	13.764	1.088	0.0055	0.0782	262.02	300	1.58	0.11	0.70	1.076	0.61	1.705	0.184	Autocurage vérifie
R24-R25	14.908	14.944	13.764	13.749	7.537	0.0020	0.0934	339.05	400	1.15	0.14	0.64	1.061	0.58	1.224	0.232	Autocurage vérifie
R25-R26	14.944	14.74	13.749	13.553	9.331	0.0210	0.104	226.92	300	3.09	0.219	0.48	0.985	0.49	3.047	0.146	Autocurage vérifie
R26-R27	14.74	14.135	13.553	12.934	17.178	0.0360	0.1144	212.54	300	4.05	0.29	0.40	0.937	0.44	3.797	0.132	Autocurage vérifie
R27-R28	14.135	13.008	12.934	11.811	34.038	0.0330	0.1352	230.06	300	3.88	0.27	0.49	0.996	0.50	3.863	0.149	Autocurage vérifie
R28-R7	13.008	12.899	11.811	11.708	5.746	0.0179	0.1663	278.76	300	2.86	0.20	0.82	1.122	0.69	3.205	0.208	Autocurage vérifie
R30-R31	14.627	14.429	13.527	13.329	4.937	0.0401	0.00522	65.46	300	4.27	0.30	0.02	0.359	0.09	1.534	0.028	Autocurage vérifie
R31-R32	14.429	13.759	13.329	12.659	14.45	0.0464	0.01044	82.61	300	4.60	0.32	0.03	0.457	0.12	2.099	0.037	Autocurage vérifie
R32-R33	13.759	13.396	12.659	12.296	8.275	0.0439	0.01567	97.20	300	4.47	0.32	0.05	0.530	0.15	2.369	0.045	Autocurage vérifie
R33-R34	13.396	12.553	12.296	11.453	15.276	0.0552	0.02089	103.71	300	5.01	0.35	0.06	0.558	0.16	2.795	0.049	Autocurage vérifie
R34-R35	12.553	12.06	11.453	10.96	7.604	0.0648	0.0261	109.38	300	5.43	0.38	0.07	0.579	0.17	3.146	0.052	Autocurage vérifie
R35-R36	12.06	11.526	10.96	10.426	8.068	0.0662	0.0313	116.64	300	5.49	0.39	0.08	0.603	0.19	3.313	0.057	Autocurage vérifie
R36-R37	11.526	11.043	10.426	9.929	16.583	0.0300	0.0366	143.50	300	3.69	0.26	0.14	0.692	0.25	2.556	0.076	Autocurage vérifie
R37-R38	11.043	10.798	9.929	9.69	9.553	0.0250	0.0417	155.88	300	3.38	0.24	0.17	0.742	0.28	2.506	0.085	Autocurage vérifie
R38-R39	10.798	11.695	9.69	9.59	4.32	0.0231	0.0469	165.30	300	3.25	0.23	0.20	0.784	0.30	2.544	0.091	Autocurage vérifie
R40-R41	14.365	14.02	13.15	12.92	5.744	0.0400	0.0051	64.91	300	4.27	0.30	0.02	0.356	0.09	1.520	0.028	Autocurage vérifie
R41-R42	14.02	13.515	12.92	12.415	8.442	0.0598	0.0103	78.36	300	5.22	0.37	0.03	0.433	0.11	2.260	0.034	Autocurage vérifie
R42-R43	13.515	13.153	12.415	12.053	6.175	0.0586	0.0155	91.68	300	5.17	0.37	0.04	0.504	0.14	2.605	0.042	Autocurage vérifie
R43-R44	13.153	12.720	12.053	11.622	6.836	0.0630	0.02072	100.84	300	5.36	0.38	0.05	0.546	0.16	2.925	0.047	Autocurage vérifie
R44-R45	12.72	12.406	11.622	11.25	5.432	0.0685	0.0259	107.95	300	5.58	0.39	0.07	0.574	0.17	3.204	0.052	Autocurage vérifie
R45-R46	12.406	11.987	11.25	10.95	5	0.0600	0.0311	118.52	300	5.23	0.37	0.08	0.609	0.20	3.186	0.059	Autocurage vérifie
R46-R47	11.987	11.614	10.95	10.7	5.117	0.0489	0.0363	130.53	300	4.72	0.33	0.11	0.647	0.22	3.052	0.067	Autocurage vérifie
R47-R48	11.614	11.476	10.7	10.373	6.125	0.0534	0.0416	135.11	300	4.93	0.35	0.12	0.662	0.23	3.264	0.070	Autocurage vérifie
R48-R49	11.476	11.276	10.373	10.176	5.486	0.0359	0.0468	152.11	300	4.04	0.29	0.16	0.726	0.27	2.937	0.082	Autocurage vérifie

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R49-R50	11.276	11.097	10.176	9.997	2.45	0.0731	0.052	138.51	300	5.77	0.41	0.13	0.674	0.24	3.886	0.073	Autocurage vérifie

R50-R51	11.097	10.956	9.997	9.85	6.43	0.0229	0.0572	178.49	300	3.23	0.228	0.25	0.838	0.34	2.703	0.102	Autocurage vérifie
R51-R52	10.956	10.557	9.85	9.469	12.288	0.0310	0.0124	95.02	300	3.76	0.27	0.05	0.520	0.15	1.954	0.044	Autocurage vérifie

R53-R54	14.699	14.419	13.548	13.319	5.705	0.0401	0.00518	65.26	300	4.28	0.30	0.02	0.358	0.09	1.530	0.028	Autocurage vérifie
R54-R55	14.419	14.097	13.319	12.993	9.074	0.0359	0.01036	86.41	300	4.05	0.29	0.04	0.477	0.13	1.930	0.039	Autocurage vérifie
R55-R56	14.097	13.837	12.993	12.725	13.363	0.0201	0.01554	112.21	300	3.02	0.21	0.07	0.589	0.18	1.779	0.054	Autocurage vérifie
R56-R57	13.837	13.2	12.725	11.8	14.409	0.0642	0.02072	100.50	300	5.41	0.38	0.05	0.544	0.16	2.944	0.047	Autocurage vérifie
R57-R58	13.2	12.879	11.8	11.4	5.889	0.0679	0.0259	108.12	300	5.56	0.39	0.07	0.574	0.17	3.194	0.052	Autocurage vérifie
R58-R59	12.879	11.585	11.4	10.85	8.249	0.0667	0.031	116.06	300	5.51	0.39	0.08	0.602	0.19	3.315	0.057	Autocurage vérifie
R59-R60	11.585	11.131	10.85	10.2	9.458	0.0687	0.0363	122.44	300	5.59	0.40	0.09	0.622	0.20	3.479	0.061	Autocurage vérifie
R60-R61	11.131	10.739	10.031	9.639	9.822	0.0399	0.0414	142.43	300	4.26	0.30	0.14	0.688	0.25	2.933	0.075	Autocurage vérifie
R61-R62	10.739	10.593	9.639	9.49	5.984	0.0249	0.0461	162.00	300	3.37	0.24	0.19	0.769	0.30	2.590	0.089	Autocurage vérifie
R62-R63	10.593	10.297	9.49	9.191	10.673	0.0280	0.0528	166.73	300	3.57	0.25	0.21	0.790	0.31	2.821	0.092	Autocurage vérifie

R64-R65	18.716	18.898	17.616	17.61	3.004	0.0020	0.00518	114.54	400	1.16	0.15	0.04	0.475	0.13	0.548	0.051	Autocurage vérifie
R65-R66	18.898	18.211	17.61	17.011	11.129	0.0538	0.01036	80.10	300	3.82	0.27	0.04	0.487	0.13	1.859	0.040	Autocurage vérifie
R66-R87	18.211	17.901	17.011	16.901	3	0.0367	0.01554	100.21	300	8.55	0.60	0.03	0.420	0.11	3.585	0.033	Autocurage vérifie
R87-R67	18.201	17.903	16.901	16.703	3.397	0.0583	0.034	123.22	300	9.36	0.66	0.05	0.536	0.15	5.014	0.046	Autocurage vérifie
R67-R68	17.723	17.21	16.703	16.01	16.008	0.0433	0.0392	137.43	300	7.96	0.56	0.07	0.583	0.18	4.636	0.053	Autocurage vérifie
R68-R69	17.21	16.264	16.01	15.214	15.324	0.0519	0.049	144.40	300	6.11	0.43	0.11	0.654	0.23	3.992	0.068	Autocurage vérifie
R69-R70	16.214	15.954	15.214	14.754	10.379	0.0443	0.0555	155.88	300	5.79	0.41	0.14	0.685	0.25	3.968	0.075	Autocurage vérifie
R70-R71	16.054	15.024	14.754	13.824	16.084	0.0578	0.06	152.70	300	7.30	0.52	0.12	0.658	0.23	4.802	0.069	Autocurage vérifie

R72-R73	23.052	22.505	21.587	21.405	4.546	0.0400	0.00418	60.24	300	3.82	0.27	0.04	0.487	0.13	1.859	0.040	Autocurage vérifie
R73-R74	22.505	19.557	21.405	18.457	14.5	0.0618	0.00836	72.02	300	8.55	0.60	0.03	0.420	0.11	3.585	0.033	Autocurage vérifie

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R74-R75	19.557	17.992	18.457	16.892	14.71	0.0580	0.01254	84.85	300	4.27	0.30	0.01	0.330	0.08	1.409	0.025	Autocurage vérifié
R75-R76	17.992	17.758	16.892	16.653	7.469	0.0320	0.01672	105.66	300	9.62	0.68	0.01	0.316	0.08	3.039	0.024	Autocurage vérifié
R76-R77	17.758	17.561	16.653	16.459	7.15	0.0271	0.0209	118.49	300	6.96	0.49	0.03	0.418	0.11	2.910	0.033	Autocurage vérifié
R77-R78	17.561	17.452	16.459	16.352	17.91	0.0060	0.025	168.30	300	3.82	0.27	0.06	0.565	0.17	2.157	0.050	Autocurage vérifié
R78-R79	17.452	17.315	16.352	16.202	13.61	0.0110	0.0294	159.45	300	3.52	0.248	0.08	0.609	0.20	2.142	0.059	Autocurage vérifié
R79-R80	17.315	16.407	16.202	15.307	6.929	0.0450	0.0336	128.77	300	1.65	0.12	0.21	0.797	0.31	1.314	0.094	Autocurage vérifié
R80-R81	16.407	14.639	15.307	13.539	8.306	0.0568	0.0378	128.84	300	2.24	0.16	0.19	0.758	0.29	1.698	0.087	Autocurage vérifié
R81-R82	14.639	13.159	13.539	12.052	7.478	0.0436	0.042	140.84	300	7.67	0.54	0.06	0.565	0.17	4.335	0.050	Autocurage vérifié
R82-R83	13.159	12.569	12.052	11.469	6.76	0.0670	0.0462	134.67	300	9.85	0.70	0.05	0.545	0.16	5.363	0.047	Autocurage vérifié

R121-R122	8.1	8.15	7	6.959	20.402	0.0020	0.0053	115.40	300	3.75	0.26	0.02	0.380	0.10	1.424	0.030	Autocurage vérifié
R122-R123	8.15	9.203	6.959	6.86	49.77	0.0678	0.0106	77.37	300	1.33	0.09	0.11	0.653	0.23	0.867	0.068	Autocurage vérifié
R108-R109	14.326	13.999	13.226	12.888	10.976	0.0308	0.0662	178.30	300	3.75	0.26	0.25	0.837	0.34	3.135	0.101	Autocurage vérifié
R109-R110	13.999	13.896	12.888	12.796	23.753	0.0039	0.0704	269.15	300	1.33	0.09	0.75	1.093	0.65	1.451	0.194	Autocurage vérifié
R110-R111	13.896	13.698	12.796	12.597	14.005	0.0142	0.07458	215.55	300	2.54	0.18	0.41	0.946	0.45	2.408	0.135	Autocurage vérifié
R111-R83	13.698	12.569	12.597	11.469	30.226	0.0373	0.07877	183.58	300	4.12	0.29	0.27	0.856	0.35	3.528	0.106	Autocurage vérifié
R83-R71	12.569	11.092	11.469	9.955	43.25	0.0350	0.131	224.84	300	3.99	0.28	0.46	0.978	0.48	3.904	0.144	Autocurage vérifié
R71-R112	11.092	9.9	9.955	8.776	30.226	0.0390	0.162	238.59	300	4.21	0.30	0.54	1.025	0.52	4.321	0.157	Autocurage vérifié
R112-R113	9.9	9.9	8.776	8.723	26.525	0.0020	0.206	455.78	500	1.34	0.26	0.78	1.106	0.67	1.483	0.333	Autocurage vérifié
R113-R63	9.9	10.297	8.723	8.669	27.056	0.0020	0.257	495.30	500	1.34	0.26	0.98	1.140	0.79	1.528	0.394	Autocurage vérifié
R63-R52	10.297	10.577	8.669	8.574	47.57	0.0020	0.289	517.53	600	1.51	0.43	0.68	1.069	0.60	1.619	0.359	Autocurage vérifié
R52-R114	10.574	10.7	8.574	8.523	1.886	0.0270	0.31	325.97	400	4.25	0.53	0.58	1.041	0.54	4.427	0.217	Autocurage vérifié
R114-R115	10.7	10.471	8.523	8.465	29.097	0.0020	0.332	545.35	600	1.51	0.43	0.78	1.103	0.66	1.669	0.397	Autocurage vérifié
R115-R116	10.471	9.8	8.465	8.436	14.563	0.0020	0.3454	553.61	600	1.51	0.43	0.83	1.125	0.70	1.701	0.419	Autocurage vérifié

Tableau V. 3: Dimensionnement hydrauliques de (ZONE N°II & III)

Regards	CT, am (m)	CT, av (m)	CR, am (m)	CR, av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R117-R118	20.496	16.903	16.23	15.803	10.69	0.0399	0.0046	62.47	300	4.27	0.30	0.02	0.342	0.09	1.460	0.026	Autocurage vérifie
R118-R119	16.903	9.918	15.803	8.818	15.842	0.0678	0.0046	56.57	300	14.17	1.00	0.00	0.236	0.05	3.347	0.015	Autocurage vérifie
R119-R120	9.918	9.024	8.818	7.924	14.013	0.0638	0.0046	57.22	300	5.39	0.38	0.01	0.314	0.08	1.692	0.024	Autocurage vérifie
R98-R99	26.895	26.538	25.795	25	17.967	0.0442	0.0461	145.45	300	3.08	0.22	0.21	0.793	0.31	2.445	0.093	Autocurage vérifie
R99-R100	26.538	24.874	25	23.774	22.191	0.0552	0.0461	139.52	300	5.81	0.41	0.11	0.652	0.23	3.789	0.068	Autocurage vérifie
R100-R101	24.874	20.789	23.774	19.686	13.732	0.0690	0.0461	133.82	300	11.64	0.82	0.06	0.550	0.16	6.399	0.048	Autocurage vérifie
R101-R102	20.789	17.807	19.686	17.8	24.166	0.0670	0.0461	134.56	300	7.50	0.53	0.09	0.614	0.20	4.606	0.060	Autocurage vérifie
R102-R103	17.807	10.119	17.8	15.094	118.509	0.0228	0.0461	164.66	300	2.49	0.18	0.26	0.849	0.35	2.110	0.104	Autocurage vérifie
R103-R104	10.119	8.07	9.019	6.97	12.574	0.0650	0.0461	135.33	300	8.62	0.61	0.08	0.594	0.18	5.122	0.055	Autocurage vérifie
R104-R105	8.07	7.921	6.97	6.811	19.771	0.0080	0.0461	200.24	300	1.91	0.14	0.34	0.904	0.40	1.730	0.121	Autocurage vérifie
R105-R120	7.921	9.024	6.811	6.77	39	0.0011	0.0461	375.29	300	0.69	0.05	0.94	1.139	0.76	0.788	0.229	Autocurage vérifie
R120-R106	9.024	8.225	6.77	6.672	30.693	0.0032	9.024	226.48	300	4.31	0.30	0.15	0.708	0.26	3.052	0.079	Autocurage vérifie
R106-R107	8.225	9.698	6.672	6.565	53.334	0.0020	0.0461	259.78	300	0.96	0.07	0.68	1.071	0.60	1.024	0.181	Autocurage vérifie
R88-R89	23.835	21.031	21.475	19.931	38.601	0.0400	0.3327	311.03	500	6.00	1.18	0.28	0.866	0.36	5.194	0.181	Autocurage vérifie
R89-R90	21.031	21.611	19.931	19.888	21.559	0.0020	0.6947	489.25	800	1.83	0.92	0.75	1.094	0.65	2.006	0.518	Autocurage vérifie
R90-R91	21.611	24.757	19.888	19.874	6.737	0.0021	0.6947	511.12	800	1.87	0.940	0.74	1.089	0.64	2.037	0.510	Autocurage vérifie
R91-R92	24.757	23.854	19.874	19.849	12.406	0.0020	0.6947	473.53	800	1.84	0.93	0.75	1.093	0.65	2.013	0.516	Autocurage vérifie
R92-R93	23.854	18.152	19.849	17.052	39.344	0.0610	0.6947	378.74	500	7.41	1.45	0.48	0.986	0.49	7.309	0.243	Autocurage vérifie
R93-R94	18.152	9.899	17.052	8.799	40.181	0.0600	0.6947	379.92	500	7.35	1.44	0.48	0.989	0.49	7.267	0.244	Autocurage vérifie
R94-R95(DVO)	9.899	9.654	8.799	8.552	17.646	0.0140	0.6947	499.13	500	3.55	0.70	1.00	1.143	0.81	4.056	0.403	Autocurage vérifie
(DVO)R95-R96	9.654	8.95	8.552	7.832	20	0.0360	0.1704	246.84	400	4.91	0.62	0.28	0.861	0.36	4.223	0.143	Autocurage vérifie
R96-R97	8.95	8.323	7.832	7.223	12.595	0.0484	0.1704	233.56	400	5.68	0.71	0.24	0.825	0.33	4.690	0.132	Autocurage vérifie

V.5. Dimensionnement de déversoir d'orage

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec » (Engées, 2016).

On a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration: $Q_{st} = 613.44 \text{ m}^3/\text{h} = 0.1704 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pte} = 204.48 \text{ m}^3/\text{h} = 0.0568 \text{ m}^3/\text{s}$
- Le débit pluvial a été estimé à $Q_{pl} = 0.713 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur véhiculera un débit de :

$$Q_C = Q_{pte} + Q_{pl} = 0.0568 + 0.713 = 0.7698 \text{ m}^3/\text{s} \quad \mathbf{Q_C = 0.7698 \text{ m}^3/\text{s}}$$

✓ A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2048 :

$$Q_C = 0.7698 \text{ m}^3/\text{s} \quad I = 0.014$$

Et d'après l'abaque de Bazin (01) :

$D_e = 500 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir)

$Q_{ps} = 0.7 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit a pleine section)

$V_{ps} = 3.55 \text{ m/s}$ (vitesse a pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02) :

$R_q = Q_C / Q_{ps} = 1.11$ (rapports des débits)

$R_h = H_e / D_e = 1 \implies H_e = 1 * 500 = 0.5 \text{ m}$ (hauteur de remplissage)

$R_v = V / V_{ps} = 0.98 \implies V = 3.55 * 0.98 = 3.46 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses)

✓ A l'aval du déversoir

$$Q_{st} = 0.1704 \text{ m}^3/\text{s} \quad I = 0.036$$

D'après l'abaque de Bazin (01): (ANNEXE 2)

$D_e = 400 \text{ mm}$

$Q_{ps} = 0.62 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit a pleine section)

$V_{ps} = 4.91 \text{ m/s}$ (vitesse a pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02) : (ANNEXE 3)

$R_q = Q_C / Q_{ps} = 0.28$ (rapports des débits)

$R_h = H_s / D_s = 0.36 \implies H_s = 0.36 * 400 = 0.14 \text{ m}$ (hauteur de remplissage)

$R_v = V / V_{ps} = 0.86 \implies V = 0.86 * 4.91 = 4.22 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses)

✓ **Le débit déversé vers le milieu naturel (Qd)**

Le débit déversé par le déversoir d'orage est :

$$Q_d = Q_c - Q_{st} = 0.7698 - 0.1704 = 0.6 \text{ m}^3/\text{s} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_d = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}}$$

✓ **Dimensionnement du déversoir d'orage**

La hauteur d'entrée : $H_e = 500 \text{ mm}$

La hauteur d'entrée : $H_s = 140 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée: $H_d = (H_e - H_s) = 500 - 140 = 360 \text{ mm}$

Donc la largeur du seuil déversant sera :

On a:

$$Q_{dev} = 2/3 * m * b * H_d (2g * H_d)^{0.5} \dots\dots\dots (V.11)$$

Donc

$$b = (3 * Q_d) / (2m * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2}) \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

m: coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,5$;

g: L'accélération de la pesanteur m^2/s .

$$b = (3 * 0.6) / (2 * 0.5 * (2 * 9.81)^{1/2} * 0.36^{3/2}) = \mathbf{1.88 \text{ m}}$$

On prend $b = 2 \text{ m}$

V.6.Étude de pompage

V.6.1.Dimensionnement de la conduite de relevage

V.6.1.1.Choix du matériau

En relevage, le béton ne peut être utilisé à cause des pressions considérables auxquelles ce matériau devra faire face, chose pouvant provoquer avec le temps des fissures et des fuites. Même cas pour l'Acier qui, vu la nature des eaux transportées peut faire face à des problèmes de corrosion, effectivement les conduites en acier doivent toujours être sujette d'un revêtement spécial.

Notre choix s'oriente donc sur les conduites en PEHD vu la disponibilité de ce matériau dans le marché algérien et en production local, et vu la facilité que présente ce matériau pour la jointure et la pose de conduites.

V.6.2.1. Détermination du diamètre

V.6.2.1.1. Détermination du diamètre technico-économique

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Plus le diamètre est petit, plus la perte de charge est grande et plus l'énergie dépensée sera importante.

Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre :

- ✓ Les frais d'exploitation de la conduite de refoulement qui croissent avec l'augmentation du diamètre.
- ✓ Les frais d'amortissement qui décroissent quand le diamètre augmente.

1) Calcul des pertes de charge linéaire :

La formule universelle de Darcy Weisbach donne :

$$\Delta H_l = \frac{16 \times \lambda \times L \times Q^2}{2 \times \pi^2 \times g \times D^5} \dots\dots\dots (V.15)$$

Tel que: ΔH_l : Pertes de charges linéaires en (m)

Le coefficient de frottement λ est donné par la formule de Nikuradze.

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (V.16)$$

2) pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas, on prend :

$$\Delta H_s = 0.1 \times \Delta H_l \dots\dots\dots (V.17)$$

3) Hauteur manométrique totale

Elle est donnée par la formule :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_l + \Delta H_s \dots\dots\dots (V.18)$$

4) Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit (Carlier, 1998)

$$p = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec : η : rendement de la pompe (%)

Q : Débit refoulé par la pompe en m/s

5) Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \text{ (KWH)} \dots\dots\dots (V.20)$$

Avec : t : c'est le temps de pompage par jour en (heure), on le fixe a $t=18$ h

P : puissance de la pompe en (KW)

6) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \text{ (DA)} \dots\dots\dots(V.21)$$

Avec : E:énergie consommée par la pompe en (KWH) ;

e : prix unitaire d'un KWh impose par la sonelgaz en DA. (1.78)

7) Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec le diamètre de la canalisation sont donnes par la formule suivante :

$$F_{Am} = P_c * A \text{ (DA)} \dots\dots\dots(V.22)$$

Avec : **Pc** : Prix de la conduit en (DA)

A: amortissement annuel, il est donne par la formule ci-dessous :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(V.23)$$

Avec : **i**: Taux d'anuite annuel, i=8 %

N: nombre d'années d'amortissement, n=30 ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.089 = \mathbf{8.9 \%}$$

Les prix du mètre linéaire des conduites en PEHD sont donnés par le tableau V.4 :

Tableau V. 4: Dimensions et prix des tuyaux en PEHD PN 6 (GROUPE CHIALI)

D ext (mm)	Epaisseur PN 06	Prix de mL (DA)
200	7.7	1216.17
250	9.6	1898.66
315	12.1	2951.91
400	15.3	4703.04
500	19.1	7241.55
630	19.1	11492.57

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau V. 5: Calcul de la HMT de la station de pompage

D(m) m)	Ep	D int (mm)	L(m)	V (m/s)	λ	ΔH lin(m)	ΔH sin(m)	ΔH t (m)	Hg (m)	HMT
200	7.7	184.6	466	6.392	0.0108777	57.1896	5.7189	62.9085	22.38	85.289
250	9.6	230.8	466	4.089	0.0104546	17.9915	1.7992	19.7906	22.38	42.171
315	12.1	290.8	466	2.576	0.0100423	5.44254	0.5443	5.98678	22.38	28.367
400	15.3	369.4	466	1.596	0.0096407	1.57965	0.1580	1.73761	22.38	24.118
500	19.1	461.8	466	1.021	0.0092872	0.49837	0.0498	0.54821	22.38	22.928
630	19.1	591.8	466	0.622	0.0089168	0.13844	0.0138	0.15228	22.38	22.532

Tableau V. 6: Calcul des frais d'exploitation de la station de relevage

D(mm)	HMT	Pabs (kw)	E (kwh)	Prix Kwh	Fexp (DA)
200	85.288559	306.583737	2014255.15	1.78	3585374.17
250	42.1706349	151.589275	995941.539	1.78	1772775.94
315	28.3667899	101.969086	669936.898	1.78	1192487.68
400	24.1176196	86.6947458	569584.48	1.78	1013860.37
500	22.928211	82.419221	541494.282	1.78	963859.82
630	22.5322889	80.996014	532143.812	1.78	947215.99

Tableau V. 7: Calcul des frais de pose de la conduite de refoulement.

D(mm)	déblai	Cout déblai	Remblai	Cout remblai	Lit de sable	Cout de lit de sable	Grillage	Prix grillage	Prix de pose
200	4279.85	1497948	4227.938	2959556.3	37.28	29824	466	46600	4533928.3
250	4547.344	1591570	4484.871	3139409.6	39.61	31688	466	46600	4809267.6
315	4895.082	1713279	4816.146	3371301.9	42.639	34111.2	466	46600	5165292.1
400	5349.816	1872436	5244.686	3671280.5	46.6	37280	466	46600	5627596.5
500	5884.798	2059679	5742.086	4019459.9	51.26	41008	466	46600	6166746.9
630	6580.27	2303095	6377.762	4464433.4	57.318	45854.4	466	46600	6859982.8

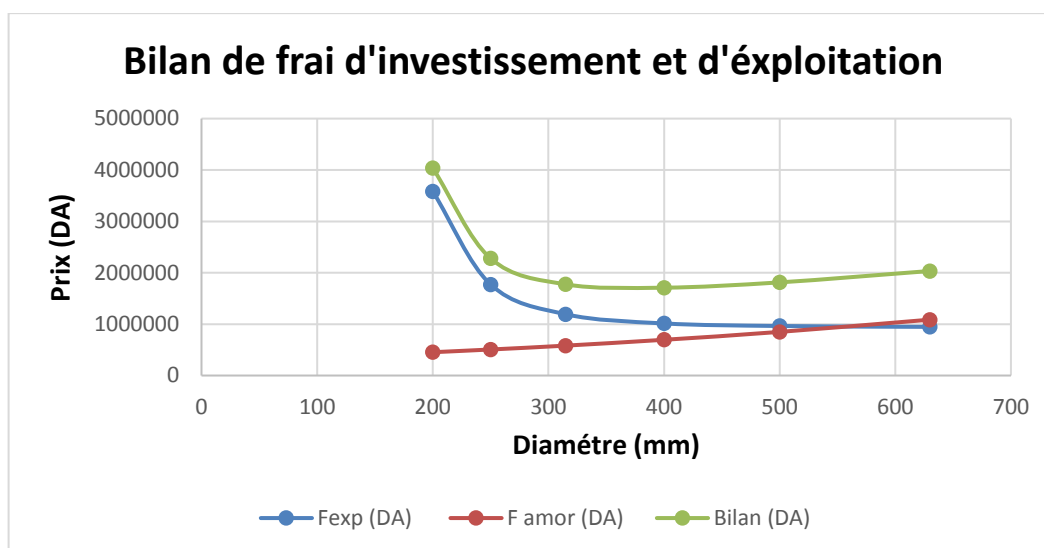
Tableau V. 8: Cout total d'investissement.

D(mm)	Prix du ml(DA)	Prix de pose	L(m)	Prix total (DA)	A	F amor (DA)
200	1216.17	4533928.3	466	5100663.52	0.089	453959.0533
250	1898.66	4809267.6	466	5694043.16	0.089	506769.8412
315	2951.91	5165292.1	466	6540882.16	0.089	582138.5122
400	4703.04	5627596.5	466	7819213.14	0.089	695909.9695
500	7241.55	6166746.9	466	9541309.2	0.089	849176.5188
630	11492.57	6859982.8	466	12215520.4	0.089	1087181.317

Tableau V. 9:Bilan des frais

D(mm)	F _{exp} (DA)	F _{amor} (DA)	Bilan (DA)
200	3585374.173	453959.053	4039333.23
250	1772775.939	506769.841	2279545.78
315	1192487.678	582138.512	1774626.19
400	1013860.374	695909.969	1709770.34
500	963859.8224	849176.519	1813036.34
630	947215.9856	1087181.32	2034397.3

D'après les résultats obtenus dans ce dernier tableau, on peut dresser la courbe d'optimisation.

**Figure V. 1:**Courbe d'optimisation du diamètre

Donc, c'est le diamètre normalisé $\phi 400$ et ça sera le diamètre retenu pour la conduite de refoulement en PEHD.

V.6.2. Dimensionnements des pompes pour la station de pompage

V.6.2.1. Données de base initiales (Gaid, 1987)

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de relevage sont les suivantes :

- ✓ la station reçoit un débit qui est égale à 171 l/s à l'horizon de 2048 avec une longueur de conduit qui égale à 466 m.
- ✓ le plan topographique : ce plan permet de faire le choix de l'emplacement de la station et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.

- ✓ la source d'énergie électrique : elle permet de faire le choix technico-économique de certains équipements.
- ✓ La nature de sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station et du type de matériau.

V.6.2.2.Type de bâtiment de la station (Pounis, 1988)

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- ✓ équipements hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- ✓ appareillage électrique.
- ✓ locaux du personnel.

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieux satisfaire aux facteurs suivants :

- ✓ Mode de raccordement prise d'eau –station de refoulement.
- ✓ But de la station de pompage (AEP, assainissement, irrigation).
- ✓ Les matériaux de construction et leur disponibilité.
- ✓ Conditions de (climat, relief, géologie, hydrologie ...) de la région.
- ✓ L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires.

On distingue donc les types de bâtiments suivant :

- ✓ Bâtiments type Bloc
- ✓ Bâtiments type bache sèche.
- ✓ Bâtiments type bache mouillée (pompe submersible).
- ✓ Bâtiments type enterrée.

Remarque

Vu les conditions géologiques et topographiques du site de la station et vue notre choix de pompes submersible, on opte pour un bâtiment type bache mouillée qui est adapté au pompes submersible

V.6.2.3.Equipements du poste de relevage (Pounis, 1988)

Dans chaque station de pompage on distingue des équipements principaux tel que :

Les pompes, moteurs principaux, robinets vanne, clapet anti-retour, etc.

Les équipements secondaires (auxiliaire) comportent : les pompes d'incendie, système de levage, etc.

❖ **Équipements en amont**

En amont de la pompe, on a :

- ✓ Les conduites d'aspiration
- ✓ Les robinets vannent
- ✓ Les convergents
- ✓ Les joints

❖ **Équipement en aval**

Les équipements de cote refoulement sont :

- ✓ Les tuyaux de refoulement
- ✓ Les robinets vannent
- ✓ Les clapets anti – retour
- ✓ Les divergents
- ✓ Les joints

V.6.2.4.Détermination Du Volume De La Bâche D'eau

Le volume utile de la bâche d'accumulation est déterminé d'après la formule suivante :

$$V_u = \frac{Q_j}{(4 \times N)} \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec : **Q_j** : Débit de fonctionnement en (m³/h) ;

N : Nombre de démarrage des pompes en une heure (=5).

$$V_u = 0.171 * 3600 / (4 \times 5) = 30.78 \text{ m}^3$$

Donc le volume utile de la bâche d'eau est :

$$V_u = 30.78 \text{ m}^3$$

V.6.2.6.Surface De La Bâche

On suppose une surface rectangulaire.

$$S = \frac{V_u}{H_u} \dots\dots\dots (V.25)$$

Remarque

La hauteur de la chambre en (m), on le prend égal a H=3.8m

On ajoute une hauteur de garde pour éviter toute mise en charge du collecteur d'arriver des eaux usées. Nous recommandons une hauteur de garde de 0,20 m, H= 4m.

On prend L=4m et l=3m

Donc le volume total de la bâche est :

$$V = 4 * 4 * 3 = 48 \text{ m}^3$$

$$S = 48 / 4 = 12 \text{ m}^2$$

V.6.2.5. Détermination de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale HMT d'un ou de plusieurs groupes submersibles s'exprime sous la forme suivante :

$$HMT_{max} = Hg_{max} + PDC_{tot} \dots \dots \dots (V.26)$$

$$Hg_{max} = C_{Tr} - C_{Tp} \dots \dots \dots (V.27)$$

AVEC : **C_{Tr}** : La cote TN du regard récepteur (27.6 m)

C_{Tp} : La cote de la pompe

$$C_{Tp} = C_{Tsp} - H \dots \dots \dots (V.28)$$

$$C_{Tp} = 8.07 - 4 = 4.07 \text{ m}$$

$$Hg_{max} = 27.6 - 4.07 = \mathbf{23.56 \text{ m}}$$

En appliquant les formules **V.13** et **V.14** on trouve :

$$D_{ext} \text{ (mm)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Epaisseur} = 15.3 \text{ mm}$$

$$\varepsilon \text{ (mm)} = 0.01 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0.00964066$$

$$\sum h_T = 1.737$$

$$\text{Donc } HMT_{max} = 23.56 + 1.737 = \mathbf{25.3 \text{ m}}$$

Les dimensions de la pompe choisie sont représentées dans (ANNEXE 4)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau d'assainissement, en choisissant le type des matériaux et en calculant les dimensions des conduites, ainsi que le dimensionnement de déversoir d'orage et la conduite de refoulement.

Les résultats sont comme suit :

- La longueur de réseau d'assainissement projeté est de 91.227ml/DN500/PVC
- La longueur de réseau d'assainissement projeté est de 144.942ml/DN400/PVC
- La longueur de réseau d'assainissement projeté est de 1166.041ml/DN300/PVC
- La longueur de réseau d'assainissement projeté est de 91.23 ml/DN600/PVC
- La longueur de réseau d'assainissement projeté est de 40.702ml/DN800/PVC

- Un déversoir d'orage a été projeté en amont de la station de relevage de Messelmoun, leur dimension est de : L=6.0m, largeur B=2 m, H=3 m, le seuil déversant projeté égal à P=0.5m, Hd=0.36 m.
- Concernant la station de pompage, l'étude technico-économique a donné un diamètre optimisé de $\phi 400$ en DN400/PEHD PN6 une longueur de 466 ml. Avec une pompe submersible.

CHAPITRE VI:

***ÉSTIMATION DES DEVIS
ESTIMATIFS ET QUANTITATIFS***

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 de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

Les différentes opérations effectuées sont :

- ✓ Travaux de décapage à grande masse ;
- ✓ Travaux de décapage de la tranchée ;
- ✓ Fourniture et pose de lit de sable ;
- ✓ L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction ;
- ✓ Travaux de remblai de la tranchée ;
- ✓ Transport des terres excédentaires ;

VI.2. Détermination des différents volumes

VI.2.1. Volumes des déblais des tranchées « V_p »

Le volume des déblais des tranchées « vp » pour ce type de tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_D = b \cdot L \cdot H_{tr} \quad (m^3) \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec : **b** : Largeur de la tranchée (m) ;

$$b = D + 2 \cdot a ; (a = 0.30m)$$

a : Distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille ;

L : Longueur totale de la tranchée (m) ;

H_{tr} : Profondeur de la tranchée (m)

$$H_{tr} = e + h + D \quad (m) \dots\dots\dots (VI.2)$$

Ou : **e** : Epaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m

H : Profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la couche (m) ;

D : Diamètre nominal de la conduite (m)

VI.2.2. Volume de la couche végétale «V_{cv}»

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec: **V_c**: 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).

VI.2.3 Volume occupé par le lit de sable « V_{LP} »

Ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_{Ls}=e.b.L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VI.4)}$$

Avec : **e** : Epaisseur de la couche du lit de pose ; $e=0.10\text{m}$

b : Largeur de la tranchée(m) ;

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.2.4 Volume de la conduite « V_c »

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{\pi.D^2}{4}.L \dots\dots\dots \text{(VI.5)}$$

Avec : **D** : Diamètre de la conduite (m) ;

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.2.5 Volume du remblai « V_R »

Le volume du remblai de la conduite est donné par l'expression suivante :

$$V_R=V_{D.F}-V_{\text{evacué}} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VI.6)}$$

Avec : $V_{D.F}$: Volume des déblais foisonnés.

$$V_{D.F}=V_D.K_f \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VI.7)}$$

$K_f=1.2$ (Coefficient de foisonnement)

$$V_{\text{evacué}}= V_{LP}+V_c+ V_{e.t} \text{ (m}^3\text{)}$$

Où : V_{LP} : Volume occupé par le lit de pose (m^3) ;

V_c : Volume de la conduite (m^3) ;

$V_{e.t}$: Volume d'enrobage tamisé (m^3) ;

Les tableaux suivants explicitent le calcul des différents volumes

Tableau VI. 1: Différents volumes pour la CITE BASSE (ZONE N°I)

Tron	Déxt	B	H	Dist (m)	Vdeb	Vcondt	Vcv	Vl.s	Vremb	Vf	Vexcé
R1-R2	300	0.9	1.73	23.812	37.08	1.68	21.23	2.14	12.02	44.49	32.47
R2-R3	300	0.9	1.37	16.248	20.03	1.15	14.42	1.46	3.00	24.04	21.04
R3-R4	300	0.9	1.395	17.879	22.45	1.26	15.89	1.61	3.68	26.94	23.25
R4-R5	300	0.9	1.225	23.605	26.02	1.67	21.04	2.12	1.19	31.23	30.04
R5-R6	300	0.9	1.2	16.25	17.55	1.15	14.43	1.46	0.51	21.06	20.55
R6-R7	300	0.9	1.205	10.173	11.03	0.72	8.96	0.92	0.44	13.24	12.80
R8-R9	300	0.9	1.345	7.307	8.85	0.52	6.38	0.66	1.29	10.61	9.32
R9-R10	300	0.9	1.32	17.436	20.71	1.23	15.49	1.57	2.42	24.86	22.44
R10-R11	300	0.9	1.32	17.833	21.19	1.26	15.85	1.60	2.47	25.42	22.95
R11-R12	300	1	1.215	9.865	11.99	1.24	9.67	0.99	0.10	14.38	14.29
R12-R13	300	1	1.217	9.865	12.01	1.24	9.67	0.99	0.12	14.41	14.29
R14-R15	300	1	1.215	15.805	19.20	1.99	15.61	1.58	0.03	23.04	23.01
R15-R16	300	1	1.315	4.823	6.34	0.61	4.62	0.48	0.63	7.61	6.98
R16-R17	300	1	1.265	6.12	7.74	0.77	5.92	0.61	0.44	9.29	8.85
R17-R18	300	1	1.25	15.047	18.81	1.89	14.85	1.50	0.57	22.57	22.00
R18-R19	300	1	1.2525	12.636	15.83	1.59	12.44	1.26	0.54	18.99	18.45
R19-R20	300	1	1.2075	8.341	10.07	1.05	8.14	0.83	0.05	12.09	12.04
R20-R21	300	1	1.255	18.202	22.84	2.29	18.00	1.82	0.74	27.41	26.68
R21-R13	300	1	1.405	20.205	28.39	2.54	20.01	2.02	3.82	34.07	30.24
R13-R22	300	1	1.362	22.218	30.26	2.79	22.02	2.22	3.23	36.31	33.08
R22-R23	300	1	1.257	22.218	27.93	2.79	22.02	2.22	0.90	33.51	32.62
R23-R24	300	1	1.2275	5.409	6.64	0.68	5.21	0.54	0.21	7.97	7.76
R24-R25	400	1	1.276	1.088	1.39	0.14	0.89	0.11	0.25	1.67	1.41
R25-R26	300	1	1.296	7.537	9.77	0.95	7.34	0.75	0.73	11.72	10.99
R26-R27	300	1	1.2985	9.331	12.12	1.17	9.13	0.93	0.88	14.54	13.66
R27-R28	300	1	1.3085	17.178	22.48	2.16	16.98	1.72	1.62	26.97	25.35
R28-R7	300	1	1.305	34.038	44.42	4.28	33.84	3.40	2.90	53.30	50.40
R30-R31	300	0.9	1.2	5.746	6.21	0.41	4.97	0.52	0.31	7.45	7.14
R31-R32	300	0.9	1.215	4.937	5.40	0.35	4.24	0.44	0.36	6.48	6.12
R32-R33	300	0.9	1.215	14.45	15.80	1.02	12.81	1.30	0.67	18.96	18.29
R33-R34	300	0.9	1.295	8.275	9.64	0.58	7.25	0.74	1.07	11.57	10.51
R34-R35	300	1	1.295	15.276	19.78	1.92	15.08	1.53	1.26	23.74	22.48
R35-R36	300	1	1.2	7.604	9.12	0.96	7.40	0.76	0.01	10.95	10.94
R36-R37	300	1	1.21	8.068	9.76	1.01	7.87	0.81	0.07	11.71	11.64
R37-R38	300	1	1.215	16.583	20.15	2.08	16.38	1.66	0.02	24.18	24.15
R38-R39	300	1	1.23	9.553	11.75	1.20	9.35	0.96	0.24	14.10	13.86
R40-R41	300	0.9	1.258	4.32	4.89	0.31	3.69	0.39	0.51	5.87	5.36
R41-R42	300	0.9	1.258	5.744	6.50	0.41	4.97	0.52	0.61	7.80	7.19
R42-R43	300	0.9	1.258	8.442	9.56	0.60	7.40	0.76	0.80	11.47	10.67
R43-R44	300	1	1.25	6.175	7.72	0.78	5.98	0.62	0.35	9.26	8.91
R44-R45	300	1	1.25	6.836	8.55	0.86	6.64	0.68	0.37	10.25	9.89

Tron	Déxt	B	H	Dist (m)	Vdeb	Vcondt	Vcv	Vl.s	Vremb	Vf	Vexcé
R45-R46	300	1	1.285	5.432	6.98	0.68	5.23	0.54	0.52	8.38	7.85
R46-R47	300	1	1.285	5	6.43	0.63	4.80	0.50	0.50	7.71	7.21
R47-R48	300	1	1.2	5.117	6.14	0.64	4.92	0.51	0.07	7.37	7.30
R48-R49	300	1	1.241	6.125	7.60	0.77	5.93	0.61	0.29	9.12	8.83
R49-R50	300	1	1.241	5.486	6.81	0.69	5.29	0.55	0.28	8.17	7.89
R50-R51	300	1	1.2035	2.45	2.95	0.31	2.25	0.25	0.15	3.54	3.39
R51-R52	300	1	1.208	6.43	7.77	0.81	6.23	0.64	0.09	9.32	9.23
R53-R54	300	0.9	1.225	5.705	6.29	0.40	4.93	0.51	0.44	7.55	7.11
R54-R55	300	0.9	1.203	9.074	9.82	0.64	7.97	0.82	0.40	11.79	11.39
R55-R56	300	1	1.25	13.363	16.74	1.68	13.16	1.34	0.57	20.09	19.53
R56-R57	300	1	1.30	14.409	18.66	1.81	14.21	1.44	1.20	22.39	21.19
R57-R58	300	1	1.25	5.889	7.33	0.74	5.69	0.59	0.31	8.80	8.48
R58-R59	300	1	1.32	8.249	10.89	1.04	8.05	0.82	0.98	13.07	12.09
R59-R60	300	1	1.32	9.458	12.48	1.19	9.26	0.95	1.09	14.98	13.89
R60-R61	300	1	1.25	9.822	12.28	1.23	9.62	0.98	0.44	14.73	14.29
R61-R62	300	1	1.26	5.984	7.51	0.75	5.78	0.60	0.38	9.01	8.64
R62-R63	300	1	1.26	10.673	13.39	1.34	10.47	1.07	0.51	16.07	15.56
R64-R65	400	1	1.295	3.004	3.89	0.38	2.80	0.30	0.41	4.67	4.26
R65-R66	300	1	1.74	11.129	19.36	1.40	10.93	1.11	5.92	23.24	17.31
R66-R87	300	1	1.645	3	4.94	0.38	2.80	0.30	1.46	5.92	4.46
R87-R67	300	1	1.99	3.397	6.76	0.43	3.20	0.34	2.80	8.11	5.32
R67-R68	300	1	1.99	16.008	31.86	2.01	15.81	1.60	12.44	38.23	25.79
R68-R69	300	1	1.4	15.324	21.45	1.92	15.12	1.53	2.87	25.74	22.87
R69-R70	300	1	1.4	10.379	14.53	1.30	10.18	1.04	2.01	17.44	15.43
R70-R71	300	1	1.25	16.084	20.11	2.02	15.88	1.61	0.59	24.13	23.53
R72-R73	300	1	1.385	4.546	6.30	0.57	4.35	0.45	0.92	7.56	6.63
R73-R74	300	1	1.685	14.5	24.43	1.82	14.30	1.45	6.86	29.32	22.46
R74-R75	300	1	1.685	14.71	24.79	1.85	14.51	1.47	6.96	29.74	22.79
R75-R76	300	1	1.205	7.469	9.00	0.94	7.27	0.75	0.05	10.80	10.75
R76-R77	300	1	1.2065	7.15	8.63	0.90	6.95	0.72	0.06	10.35	10.29
R77-R78	300	1	1.25	17.91	22.41	2.25	17.71	1.79	0.66	26.90	26.23
R78-R79	300	1	1.26	13.61	17.10	1.71	13.41	1.36	0.62	20.52	19.90
R79-R80	300	1	1.91	6.929	13.21	0.87	6.73	0.69	4.92	15.85	10.93
R80-R81	300	1	1.90	8.306	15.78	1.04	8.11	0.83	5.80	18.94	13.14
R81-R82	300	1	1.30	7.478	9.72	0.94	7.28	0.75	0.76	11.67	10.91
R82-R83	300	1	1.30	6.76	8.79	0.85	6.56	0.68	0.70	10.55	9.84
R121-R122	300	1	1.25	20.402	25.50	2.56	20.20	2.04	0.70	30.60	29.91
R122-R123	300	1	1.865	49.77	92.82	6.25	49.57	4.98	32.02	111.39	79.36
R108-R109	300	1	1.25	10.976	13.72	1.38	10.78	1.10	0.47	16.46	16.00

Tron	Déxt	B	H	Dist (m)	Vdeb	Vcondt	Vcv	Vl.s	Vremb	Vf	Vexcé
R109-R110	300	1	1.25	23.753	29.69	2.98	23.55	2.38	0.78	35.63	34.85
R110-R111	300	1	1.25	14.005	17.51	1.76	13.81	1.40	0.54	21.01	20.47
R111-R83	300	1	1.25	30.226	37.78	3.80	30.03	3.02	0.94	45.34	44.40
R83-R71	300	1	1.25	43.25	54.06	5.43	43.05	4.33	1.26	64.88	63.62
R71-R112	300	1	1.27	30.226	38.24	3.80	30.03	3.02	1.39	45.88	44.49
R112-R113	500	1.1	1.32	26.525	38.37	5.21	28.98	2.92	1.27	46.04	44.77
R113-R63	500	1.1	1.69	27.056	50.30	5.31	29.56	2.98	12.45	60.36	47.91
R63-R52	500	1.1	2.1	47.57	109.89	9.34	52.13	5.23	43.19	131.86	88.67
R52-R114	400	1	2.19	1.886	4.13	0.24	1.69	0.19	2.02	4.96	2.94
R114-R115	600	1.2	2.19	29.097	76.47	8.22	34.72	3.49	30.04	91.76	61.72
R115-R116	600	1.2	1.785	14.563	31.19	4.12	17.28	1.75	8.06	37.43	29.38

Tableau VI. 2 :Différents volumes pour la (ZONE N°II & III)

Tron	Déxt	B	H	Dist (m)	Vdeb	Vcondt	Vcv	Vl.s	Vremb	Vf	Vexcé
R117-R118	300	1	2.78	10.69	29.72	1.34	10.49	1.07	16.82	35.66	18.85
R118-R119	300	1	1.35	15.842	21.39	1.99	15.64	1.58	2.17	25.66	23.49
R119-R120	300	1	1.35	14.013	18.92	1.76	13.81	1.40	1.94	22.70	20.76
R98-R99	300	1	1.25	17.967	22.46	2.26	17.77	1.80	0.64	26.95	26.31
R99-R100	300	1	3.02	22.191	67.02	2.79	21.99	2.22	40.02	80.42	40.40
R100-R101	300	1	2.97	13.732	40.78	1.72	13.53	1.37	24.15	48.94	24.79
R101-R102	300	1	2.67	24.166	64.52	3.04	23.97	2.42	35.11	77.43	42.32
R102-R103	300	1	2.67	118.509	316.42	14.88	118.31	11.85	171.37	379.70	208.33
R103-R104	300	1	1.25	12.574	15.72	1.58	12.37	1.26	0.51	18.86	18.35
R104-R105	300	1	1.425	19.771	28.17	2.48	19.57	1.98	4.14	33.81	29.67
R105-R120	300	1	1.425	39	55.58	4.90	38.80	3.90	7.98	66.69	58.71
R120-R106	300	1	1.425	30.693	43.74	3.86	30.49	3.07	6.32	52.49	46.16
R106-R107	300	1	2.44	53.334	130.13	6.70	53.13	5.33	64.97	156.16	91.19
R88-R89	500	1.1	1.83	38.601	77.70	7.58	42.26	4.25	23.62	93.24	69.62
R89-R90	800	1.4	1.5	21.559	45.27	10.83	29.98	3.02	1.44	54.33	52.89
R90-R91	800	1.4	2.93	6.737	27.64	3.38	9.23	0.94	14.08	33.16	19.09
R91-R92	800	1.4	3.265	12.406	56.71	6.23	17.17	1.74	31.57	68.05	36.48
R92-R93	500	1.1	1.30	39.344	56.26	7.72	43.08	4.33	1.13	67.51	66.38
R93-R94	500	1.1	1.30	40.181	57.46	7.89	44.00	4.42	1.15	68.95	67.80
R94-R95(DVO)	500	1.1	1.28	17.646	24.85	3.46	19.21	1.94	0.23	29.81	29.58
(DVO)R95-R96	400	1	1.26	20	25.20	2.51	19.80	2.00	0.89	30.24	29.35

VI.3 Détermination du devis estimatif et quantitatif

Le devis estimatif et quantitatif du réseau d'assainissement est donné dans le tableau VI.3
Tableau VI. 3:Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la terre végétale	m ³	1791.75	250.00	447938.00
2	Déblai	m ³	2931.00	1000	2930930.00
3	Pose du lit de sable	m ³	181.408	1500.0	272112.00
4	Grillage avertisseur	ml	2068.403	100.00	206840.00
5	Remblai de la tranchée	m ³	707.99	700.00	495595.00
6	Évacuation de déblit excédentaire	m ³	2780.48	500.00	1390240.00
B	Canalisation				
1	Canalisation en PVC				
	300	ml	91.227	5 000.00	456135.00
	400	ml	144.942	8 000.00	1159536.00
	500	ml	1166.041	10 000.00	11660410.00
	600	ml	91.23	12 000.00	1094760.00
	800	ml	40.702	14 000.00	569828.00
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	123	40 000.00	4920000.00
2	Déversoir d'orage	U	1.00	250 000.00	250 000.00
3	Station de relvage	U	1.00	7709770.34	7709770.00
THT					33314094.00
TVA 19%					6329677.9
TTC (DA)					39643772.00

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé le cout des différentes opérations effectuées durant le projet, Ce qui a donné un cout de projet total qui s'élève à 39643772.00 DA.

CONCLUSION GENERAL

Cette étude, l'établissement d'un diagnostic du système d'assainissement de la commune de Messelmoun (W. Tipasa) nous a permis de faire ressortir les anomalies liées au fonctionnement du réseau d'assainissement et qui peuvent être lourdes de conséquence pour l'homme et son milieu. En effet, le réseau d'assainissement existant est en majeure partie vétuste et incapable de véhiculer les futurs débits. Devant ce constat et afin d'éviter les problèmes liés aux inondations, la projection d'un nouveau réseau s'est imposé avec un changement du cheminement de quelque tronçons, ainsi on a pu résoudre les points suivants :

- ✓ Elimination des rejets dans la plage de Messelmoun
- ✓ Elimination de problèmes d'inondation en cas de marche de PR Messelmoun dans la cité basse et 50 logts.

L'étude nous a donné les coûts prévisionnels d'implantation d'une station de pompage, cette étude nous a montrés que la construction d'une station de pompage donne la solution économique pour préserver le milieu naturel et la santé publique, en refoulant les eaux usées de l'agglomération de la zone II et III(50 logts , 1000 logts ,200 logts-1,200 logts-2) , afin de rejoindre par gravité la zone I (cité basse), afin être rejeter dans l'oued de Messelmoun et raccordées à la station d'épuration.

Pour un meilleur fonctionnement de notre réseau, on a projeté un déversoir d'orage de type frontal, il permet le rejet direct d'une partie de l'effluent vers la plage de Messelmoun, l'autre partie va être envoyée vers la station de pompage des eaux usées.

A la fin de travail, on a procédé au chapitre de devis estimatifs de projet, dans ce dernier, on a calculé le cout des différentes opérations effectuées durant le projet, ce qui a donné un cout total qui s'élève à 39643772.00 DA.

Références bibliographiques

- ANRH** (agence nationale des ressources hydriques) Données pluviométrique et climatologique, document interne, direction régionale de l'ANRH, Blida, Algérie 2018.
- Bureau d'Etude Hydraulique et Génie Civil** Données démographiques, document interne, Algérie 2018.
- S. BOUALEM**, Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations, support de cours, Ecole Nationale supérieur d'Hydraulique, Blida, Algérie.2014.
- S. BOUALEM**, Alimentation en eau potable, support de cours, Ecole Nationale supérieur d'Hydraulique, Blida, Algérie.2011.
- R. BOURRIER**, Les réseaux d'assainissement 5^{ème} édition : TEC & DOC, Lavoisier, Paris.1997.
- M .CARLIER**, Hydraulique générale et appliquée1^{ère} Edition, Eyrolles, Paris, France 1998.
- ENGEES**, Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, France .juillet .2006.
- A, GAID**, Epuration des eaux usée urbaines OPU, Alger, Algérie .1987.
- C.GOMELLA et H .GUERREE**, Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (tome 2), Eyrolles, Paris. 1978.
- HACHETTE**, les Guides bleus- Algérie, Paris, France, 1974
- A. LENCASTRE**, Hydraulique générale1^{ère} Edition, Eyrolles, Paris, France 1999.
- P. POUNIS**, Guide d'établissement des projets de la station de pompage ,1988.
- P. ROCHE, J.MIQUEL, GAUME**, hydrologie quantitative modèles et aide à la décision, Paris, 2012.
- M. SATIN, B. SELMI**, Guide technique de l'assainissement. 3eme édition.2006.
- M. SOUTTER, A. MERMOUD et A.MUSY**, Ingénierie des eaux et du sol processus et aménagements 1^{ère} Edition, PPUR, 2007.
- B.TOUAÏBIA**, Manuel pratique d'hydrologie, Ecole Nationale supérieur d'Hydraulique, Blida, Algérie.2004.
- Le Soir d'Algérie**, n° 6424 du 2-3 novembre 2011

Annexe n° 1:table de KHI 2 de Pearson (Touaibia,2004)

TABLE DU χ^2

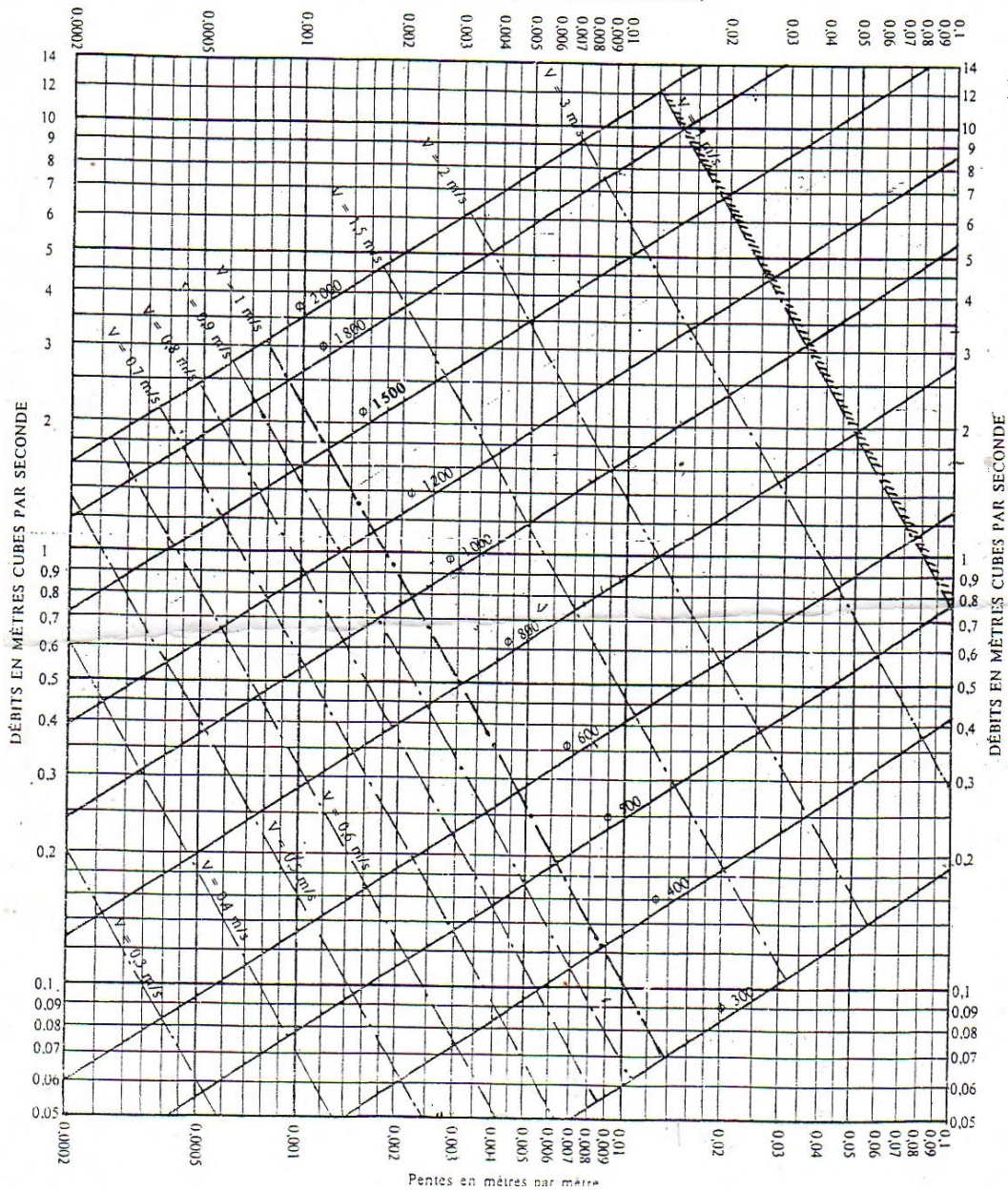
La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté ν .
Exemple : avec $\nu = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

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

Annexe n° 2: Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (*Gomella et Guerre, 1978*).

ANNEXE VII

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

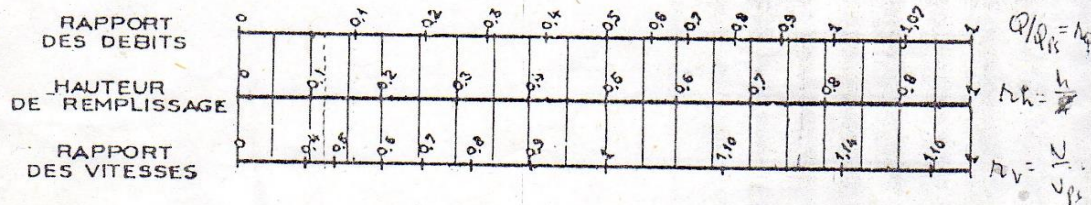


Annexe n° 3: Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (Gomella et Guerre, 1978).

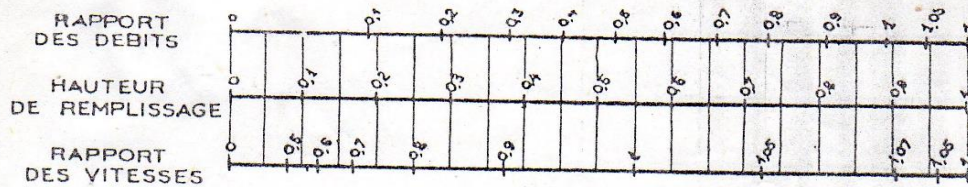
ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

[Handwritten signature]