

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 : ASSAINISSEMENT

THEME :

**CONCEPTIONP DU COLLECTEUR PRINCIPAL
RAIS-HOUAOURA-BENTALHA COMMUNE DE SIDI
MOUSSA, W. ALGER.**

Présenté Par :

M^{lle} FARES FATMA EZAHRA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r SALAH Boualem	Professeur.	Président
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A.	Examineur
M ^{me} AMMOUR Fadhila	M.A.A.	Examineur
M ^{me} HADJ SADOK Nabila	M.A.A.	Examineur
M ^r AMMARI Abdelhadi	M.C.A.	Promoteur

Session mai 2019

Remerciements

- *Au terme de ce travail, il m'est très agréable de remercier Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné, le courage de réaliser ce modeste travail, et de me donner la patience dans mes difficiles conditions.*
- *Je voudrais adresser mes vifs remerciements à Monsieur A. AMMARI (promoteur) de m'apporter des corrections, et remarques à même d'enrichir considérablement le présent document.*
- *Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école national supérieure d'hydraulique.*
- *Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*
- *Je remercie Monsieur M. HAMZAOUI (ingénieur au bureau d'étude HYDRO PROJET ingénieurs conseils), pour sa gentillesse, de me faciliter la récupération des données et de répondre à toutes mes questions.*
- *Je remercie ma famille, et mes amis pour leurs prières et leur soutien inconditionnel, et tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce document, dont les noms n'ont pas été cités. Puisse le Dieu tout puissant vous accordez sa grâce selon l'immensité de sa bonté.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

MA TRÉS CHERE MERE

*Source inépuisable de tendresse, ta prière et ta bénédiction mon été
d'un grand secours tout au long de ma vie.*

*Puisse Dieu tout puissant te préserve et t'accorde santé, longue vie et
bonheur.*

A MON TRES CHERE PERE

*Tu as été et tu seras toujours un exemple pour moi par tes qualités
humaines, ta persévérance et perfectionnisme.*

Puisse Dieu vous préservez et vous procurer santé et bonheur.

A MES CHERS FRERES.

A MES CHERES SŒURS.

A MON CHER AMI KACI.

Depuis que je t'ai connu, tu n'as cessé de me soutenir et de m'épauler

Puisse Dieu te procure santé et longue vie

A MA CHERE AMIE OUIZA

Vous m'avez toujours aidé inlassablement

Que Dieu accomplisse vos vœux, soyez assurez de mon estime.

A TOUS MES AMIS.

ملخص

الغرض من هذه الدراسة هو معاينة الحالة الفيزيائية، ودراسة التشغيل الهيدروليكي للأنبوب الرئيسي للصرف «رايس هوارة بن طلحة» لولاية الجزائر.

من أجل ذلك، قمنا بدراسة هيدرولوجية كاملة لمنطقة المشروع لتحديد تصارييف مياه الامطار حاليا ومستقبلا وكذا دراسة شاملة لمختلف مستهلكي المياه لتقدير تصريف مياه الصرف الصحي. ثم قمنا بتشخيص لأنبوب الصرف، والتحقق من قدرته على تصريف التدفقات الصرف، والتحقق من قدرته على تصريف التدفقات. بعد ذلك خططنا لإعادة التأهيل الجزئي لهذا الأنبوب، بحيث يلبي المتطلبات المستقبلية للمنطقة، وكذلك اختيار البديل الأمثل للتهيئة، مع مراعاة المعايير التقنية، والاقتصادية.

Résumé

L'objet de cette étude consiste à vérifier l'état physique et d'étudier le fonctionnement hydraulique du collecteur principal RAIS-HOUAOURA-BENTALHA, située dans la commune de Sidi Moussa, Wilaya d'Alger.

Pour cela, nous avons fait une étude hydrologique complète de la région d'étude, pour l'évaluation des débits de ruissèlement présents et futurs, ainsi qu'une évaluation des débits usées à évacuer. Après cela, on a établi un diagnostic du collecteur pour vérifier sa capacité à évacuer les débits. Nous avons aussi prévu une réhabilitation partielle de ce collecteur pour qu'il réponde aux exigences futures de cette agglomération, et ainsi le choix des variantes avantageuses d'aménagement, en tenant compte des critères technico-économiques.

Abstract

The purpose of this study is to check the physical condition and study the hydraulic operation of the main collector RAIS-HOUAOURA-BEN TALHA, located in the municipality of Sidi Moussa, Wilaya of Algiers.

For that, we did a complete hydrologic study of region to estimate the runoff discharges present and future, also we estimated all possible waste water discharges, after that, we established a diagnosis of the main collector, verification its hydraulic capacity; we provided a partial rehabilitation of the last waste water collector to be able to satisfy future requirements of these agglomerations, and thus the choice of advantageous equipment's variants, taking into account the technical and economic criteria.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Introduction.....	1
I.1 Situation géographique.....	1
I.2 Démographie.....	2
I.2.1 Estimation de la population actuelle	2
I.3 Etude géologique.....	4
I.4 La sismicité de la région.....	4
I.5 Hydrographie.....	5
I.6 Climatologie	6
I.6.1 Pluviométrie	6
I.6.2 Températures.....	6
Conclusion	7

CHAPITRE II : CALCUL HYDROLOGIQUE

Introduction.....	8
II.1 Les pluies maximales journalières.....	8
II.2 Analyse des averses a une station pluviométrique	8
II.3 Notion d'averses	8
II.4 Le choix de la période de retour	9
II.5 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....	9
II.5.1 Les caractéristiques empiriques de la série pluviométrique	10
II.5.2 Homogénéité de la série	11
II.5.2.1 Test non paramétriques	12
II.5.3 Critères de choix d'une loi d'ajustement.....	15
II.5.3.1 Le procède de calcul	15
II.5.3.2 Ajustement à la loi normale	16
II.5.3.3 Ajustement à la loi log normale	17

II.5.3.4 Ajustement à la loi GEV	18
II.5.4 Les courbes intensités-durées-fréquences	20
Conclusion	22

CHAPITRE III : ÉVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Introduction.....	23
III.1 Systèmes de réseaux.....	23
III.1.1 Le système unitaire	23
III.1.2 Le système séparatif.....	23
III.1.3 Le système pseudo séparatif.....	24
III.1.4 Les systèmes spéciaux	24
III.2 Délimitation des sous bassins versants.....	24
III.2.1 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	29
III.3 Estimation des coefficients de ruissèlement.....	29
III.3.1 Coefficient de ruissèlement pondéré	31
III.4 Calcul de la densité partielle	31
III.5 Evaluation du débit d'eaux usées domestique	34
III.6 Estimation des débits pluviaux.....	36
III.6.1 La méthode rationnelle.....	36
III.6.1.1 Les hypothèses de la méthode rationnelle et leurs contradictions	37
III.6.1.2 Validité de La méthode rationnelle	37
III.6.2 Temps de concentration	38
Conclusion	42

CHAPITRE IV: DIACNOSTIC DU COLLECTEUR D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

Introduction.....	43
IV.1 Approche méthodologique du diagnostic local	43
IV.2 Etapes du diagnostic - Types de pré-diagnostic.....	43
IV.2.1 Pré-Diagnostic Géométrique.....	43
IV.2.2 Pré-Diagnostic Hydraulique et d'Étanchéité.....	44

IV.2.3 Diagnostic Géotechnique et hydrogéologique	44
IV.3 Description de l'état actuel du collecteur	45
IV.4 Diagnostic physique de collecteur d'étude	45
VI.5 Diagnostique hydraulique de collecteur d'étude	55
Conclusion	59
 CHAPITRE V : ETUDE DES VARIANTES	
Introduction.....	60
V.1 Identification des variantes d'assainissement	60
V.1.1 Variante numéro1 : Conduite en béton armé série 135 A.....	61
V.1.1.1 Les avantage de la conduite en béton armé	62
V.1.1.2 Dimensionnement de la conduite d'assainissement	62
V.1.1.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement	62
V.1.1.2.2 Formules d'écoulement	63
V.1.1.3 Détermination du devis estimatif de la conduite.....	67
V.1.2 Variante numéro 2 :Dalot prefabriqué en beton armé	68
V.1.2.1 Caractéristiques	69
V.1.2.2 Système de fabrication de dalots en beton armé	70
V.1.2.3 Avantages des dalots sur les coffrages sur chantier	71
V.1.2.4 Dimensionnement du dalot	71
V.1.2.4.1 Parametres hydraulique	71
V.1.2.5 Détermination du devis estimatif du dalot.....	75
Conclusion	75
 CHAPITRE VI : ELÉMENTS CONSTITUTIFS DU SYSTEM	
Introduction.....	77
VI.1 Les ouvrages principaux.....	77
VI.1.1 Les canalisation	77
VI.1.1.1 Choix du type de canalisation.....	77
VI.2 Les ouvrages annexes.....	78
VI.2.1 Les bouches d'égout.....	78
VI.2.2 Les regards d'accès aux réseaux	80
VI.2.2.1 Types des regards.....	81

VI.2.2.1.1 Regard de visite	81
VI.2.2.1.2 Regard de ventilation	82
VI.2.2.1.3 Regard de jonction	82
VI.2.2.1.4 Regard de chute	83
A. La chute verticale profonde	83
B. chute toboggan	83
C. Dimensionnement du regard de chute	85
VI.3 Les ouvrages spéciaux.....	85
VI.3.1. Déversoir d'orage	85
VI.3.1.1 Les types de déversoirs d'orage	86
VI.3.1.2 Choix du type de déversoir	88
VI.3.1.3 Calcul et mesure des caractéristiques des déversoirs d'orage	88
VI.3.1.3.1 Calcul du débit déversé	89
VI.3.1.3.2 Principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage frontal ou latéral ..	90
Conclusion	97
 CHAPITRE VII : MANAGEMENT DE PROJET	
Introduction.....	98
VII.1 Caractéristique de l'entreprise de réalisation	98
VII.2 Les étapes de réalisation du projet d'assainissement.....	98
VII.2.1 Avant-projet sommaire et travaux topographiques (APS)	98
VII.2.2 L'avant-projet détaillé (APD).....	98
VII.2.3 Emplacement des canalisations.....	98
VII.2.4 Exécution des travaux.....	99
VII.2.4.1 Vérification, manutention des conduites.....	99
VII.2.4.2 Décapage de la couche végétale	100
VII.2.4.3 Emplacement des jalons des piquets.....	100
VII.2.4.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	101
VII.2.4.4.1 Largeur du fond de la tranchée.....	101
VII.2.4.5 Aménagement du lit de pose	101
VII.2.4.6 La mise en place des canalisations	102
VII.2.4.7 Assemblage des conduites.....	102
VII.2.4.8 Remblais des tranchées	102

VII.2.4.9 Construction des regards	102
VII.2.4.10 Exécution des déversoirs d'orage	103
VII.3 Devis quantitatif et estimatif	103
VII.3.1 Détermination des différents volumes.....	104
VII.4 Planification des travaux.....	110
VII.4.1 Calcul de temps de réalisation (TR).....	110
Conclusion	112

CONCLUSION GENERALE.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEXES

ANNEXES I

ANNEXES II

ANNEXES III

ANNEXES IV

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Tableau 1 : Estimation de la population pour différents horizons	3
Tableau 2 : Différent températures de chaque mois de la zone d'étude.....	7
Tableau 3 : Humidité de l'année 2012.....	7

CHAPITRE II : CALCUL HYDROLOGIQUE

Tableau 4 : Identification de la station de l' Arbâa	10
Tableau 5 : Caractéristiques empirique	11
Tableau 6 : Classement des échantillons de la série.....	13
Tableau 7: Ajustement à la loi normale.....	16
Tableau 8: Ajustement à la loi log normale.....	17
Tableau 9: Ajustement à la loi GEV	18
Tableau 10: Intensités, durées, fréquences	21

CHAPITRE III : ÉVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Tableau 11: La subdivision en sous-bassins.	28
Tableau 12: Valeurs des coefficients de ruissellement selon la nature des surfaces.....	30
Tableau 13 : Valeurs des coefficients de ruissellement pour différentes densités de population.	30
Tableau 14: Nombre d'habitant pour chaque sous-bassin.....	32
Tableau 15 : Evaluation des débits d'eau usées domestiques.....	34
Tableau 16 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin.....	39
Tableau 17: Récapitulation des débits totaux	40

CHAPITRE IV : DIACNOSTIC DU COLLECTEUR D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

Tableau 18 : Localité de Raïs.....	46
Tableau 19: Localité de Dhimet.....	47
Tableau 20 : Localité de Houaoura.....	48
Tableau 21: Gaid Gacem	49
Tableau 22 Localité de Ben Talha.....	51
Tableau 23: Les résultats du calcul hydraulique du collecteur	55

CHAPITRE V : ETUDE DES VARIANTES

Tableau 24: Conduite en béton armé Ø 1000 - série 135 A	62
Tableau 25: Valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler Ks.....	64
Tableau 26: Calcul hydraulique de la conduite en béton armé	66
Tableau 27: Devis estimatif de la conduite en béton armé.....	68
Tableau 28: Résultat du calcul hydraulique du dalot.....	72
Tableau 29: Résultat du devis estimatif du dalot	75

CHAPITRE VI : ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU SYSTEM

Tableau 30: Valeur du coefficient « m »	89
Tableau 31: Valeurs du coefficient "k"	90
Tableau 32: données du dimensionnement des ouvrages de décharge	92
Tableau 33: calcul de temps de concentration DO1.....	93

Tableau 34: calcul de temps de concentration DO2.....	93
Tableau 35: calcul de temps de concentration DO3.....	94
Tableau 36: calcul de temps de concentration DO4	94
Tableau 37: calcul de temps de concentration DO5	95
Tableau 38: calcul de temps de concentration DO6.....	95
Tableau 39: calcul de temps de concentration DO7	96
Tableau 40: les caractéristiques des ouvrages de décharge.....	97

CHAPITRE VII : MANAGEMENT DE PROJET

Tableau 41: détermination des différents volumes pour le collecteur principal.....	105
Tableau 42: Volumes des travaux	109
Tableau 43: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	109
Tableau 44: Détermination des délais.	111

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE	
Figure 1: Présentation de la zone d'étude	2
Figure 3: Evolution de la population de la commune de Sidi Moussa	3
Figure 3 : Coupes géo électriques Nord-Sud à travers la plaine de la Metidja centrale.....	4
Figure 4 : Carte de zone sismique en Algérie.....	5
Figure 5 : Chevelu hydrographique de la Metidja.....	6
CHAPITRE II : CALCUL HYDROLOGIQUE	
Figure 6: l'emplacement de la station pluviométrique de l'Arbaa.....	10
Figure 7: Ajustement à la loi normale	16
Figure 8: Ajustement à la loi log normale	17
Figure 9: Ajustement à la loi GEV	19
Figure 10: Les courbes intensité-durée-fréquence	21
CHAPITRE III : ÉVALUATION DES DEBITS A EVACUER	
Figure 11: Carte de délimitation des sous bassins (Localité de RAIS)	25
Figure 12: Carte de délimitation des sous bassins (Localité de DHIMET)	26
Figure 13: Carte de délimitation des sous bassins (Localité de HOUAOURA et ZOUAOU..	27
CHAPITRE IV : DIACNOSTIC DU COLLECTEUR D'ASSAINISSEMENT EXISTANT	
Figure 14: Regard N° A	51
Figure 15: Regard N°6.....	52
Figure 16: Regard N° 22.....	52
Figure 17: Regard N°15	53
Figure 18: Regard N°20.....	53
Figure 19 : Regard N°53.....	53
Figure 20: Rejet sur Oued El-Harrach 2 ^{ème} Rociade d'Alger.....	54
CHAPITRE V : ETUDE DES VARIANTES	
Figure 21: schéma du tracé des variantes	60
Figure 22: conduite en béton armé	61
Figure 23: schéma descriptive des dimensions d'une conduite en béton armé série 135 A....	61
Figure 24: Schéma descriptive d'un dalot	68
Figure 25: Dalot préfabriqué articulé	69
Figure 26: Pièces spéciales pour dalot en béton armé	70
Figure 27: Fabrication d'un dalot en béton armé	70
CHAPITRE VI : ELÉMENTS CONSTITUTIFS DU SYSTEM	
Figure 28: Bouches d'égout à puisard sous avec fond en béton poreux.....	79
Figure 29: Tabouret grille a puisard avec fond en béton poreux	80
Figure 30: Exemple d'un regard de visite	81
Figure 31: Regards d'accès	82
Figure 32: Exemple d'un regard de jonction.	82
Figure 33: Exemple d'un regard de chute.	83
Figure 34: schéma descriptive d'un regard de chute.....	84
Figure 35: Principe de fonctionnement du déversoir d'orage	86
Figure 36: Schéma déversoir à seuil haut.	87

Figure 37: schéma déversoir à seuil bas.	87
Figure 38: Déversoir latéral, régime fluvial.....	89
CHAPITRE VII : MANAGEMENT DE PROJET	
Figure 39: Les armature d'une conduite en béton armé	99
Figure 40: diagramme de Gant.....	112

LISTES DES ABRÉVIATIONS

PVC : Polychlorure de vinyle non plastifié.

hab. : Habitant.

PDAU : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.

TN : Cote du terrain naturelle.

Tr : Temps de retour.

AEP : Alimentation en eau potable

K : HAUTEUR de rugosité des parois

ML : METRE linéaire

K_P : Coefficient de pointe

PM : Périmètre mouille

Q_{ps} : Débit a plein section

R_h : Rayon hydraulique à pleine section.

RN : Route nationale.

T : Taux d'accroissement annuel de la population.

V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement.

V_{ps} : Vitesse à plein section.

LISTES DES PLANCHES

- Planche numéro 01 : Le tracé du collecteur ;
- Planche numéro 02 : Levé topographique de la zone d'étude ;
- Planche numéro 03 : Le profil en long I ;
- Planche numéro 04 : Le profil en long II ;
- Planche numéro 05 : Plan des éléments constitutifs du collecteur ;

INTRODUCTION
GÉNÉRALE

Introduction générale

L'expansion urbaine et économique a entraîné une demande accrue de ressources en eau, et de ce fait une pression ascendante sur l'environnement vue les quantités importantes d'eau usée à évacuer, ce qui a nécessité la mise en place des structures d'assainissement conformes aux normes internationales afin de garantir un environnement propre.

La perturbation des collecteurs d'eaux usées et leur incapacité à évacuer l'eau, peuvent entraîner différentes pollutions environnementales. Par conséquent, la conservation des ressources en eau consiste à éliminer une grande partie de la pollution du système d'égouts, ce qui permet le transfert des eaux usées de divers services vers le traitement afin de rejeter une eau assainie dans l'environnement.

En fait, les inondations récurrentes et la rétention d'eau sur les routes au niveau de Sidi Moussa principalement, est due aux défaillances de fonctionnement du collecteur principal allant de la localité Rais jusqu'à Oued El-Harrach, ce qui constitue un danger pour la santé publique et l'environnement de la région. Dans ce contexte, un diagnostic du collecteur principal des eaux usées de la zone de Sidi moussa est nécessaire pour trouver la cause du problème et proposer des solutions appropriées, afin de répondre aux besoins de la population et d'éliminer les rejets d'eaux usées dans le milieu naturel en les évacuant vers la station d'épuration existante et protéger la santé publique contre la propagation des maladies à transmission hydrique, et éviter la pollution de la nappe par ces rejets.

Pour bien mener cette étude, nous avons scindé le travail en sept chapitres dont le premier concerne de la présentation de la zone d'étude, ensuite nous avons déterminé les débits de projet dans la suite, nous avons enchainé par diagnostic physique et hydraulique du collecteur existant, ainsi que l'étude des variantes. Un explicatif des différents éléments constitutifs du system a été abordé dans le sixième chapitres pour terminer par le management de projet.

CHAPITRE :I

PRESENTATION DE LA ZONE

D'ÉTUDE

Introduction

Avant d'entamer un projet d'assainissement, il faut faire une présentation de la zone d'étude, à savoir les facteurs qui influencent sur la conception de projet, tel que l'évolution de la population, ainsi les données climatologique et pluviométrique, pour faciliter le choix des bons moyens, et la réussite du projet.

I.1 Situation géographique

La commune de Sidi Moussa s'étend sur une superficie de 39,56 Km² (Wilaya d'Alger). Elle se situe à environ 25 Km au Sud-Sud-Est d'Alger. L'oued El-Harrach constitue sa limite Ouest.

L'ensemble des localités suivantes constituent la commune de Sidi Moussa, à savoir :

- Sidi Moussa (Chef-lieu) ;
- Raïs ;
- Dhimet ;
- Houaoura ;
- Zouaoui ;
- Gaïd Gacem ;
- Ouled Allel et domaine Si Belaid ;

La commune de Sidi Moussa est limitée par les communes suivantes :

- Au Nord par la commune de Baraki ;
- Au Sud par les communes de Bougara et Ouled Selama (Willaya de Blida) ;
- A l'Est par la commune de Larbaa (Willaya de Blida) ;
- A l'Ouest par les communes de Chebli et Ouled Chebel (Willaya de Blida) ;

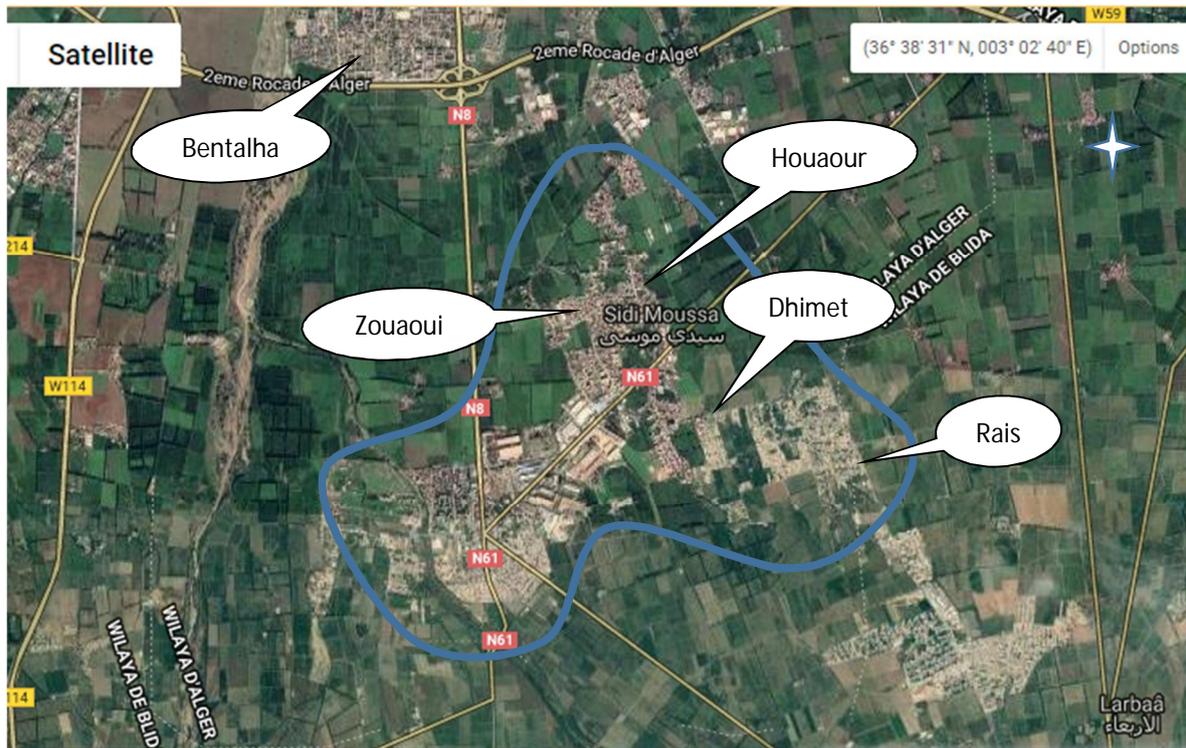


Figure 1: Présentation de la zone d'étude
(Image satellite non traitée EarthExplorer)

La zone d'étude fait partie du bassin versant hydrologique n°2 (Côtier Algérois) et du sous-bassin versant n°14. Elle est limitée :

- Au Nord par la 2eme rocade d'Alger ;
- Au Sud par la commune de Larbaa (Blida) ;
- Au Sud-Est par la RN29.
- Au Sud-Ouest par la RN8 ;
- A l'Est par la commune de Baraki ;
- Au Nord-Ouest par oued EL-Harrach ;
- Au Sud-Ouest par oued Djemmaa ;

I.2 Démographie

I.2.1 Estimation de la population actuelle

Selon le dernier recensement (2008), la commune de Sidi Moussa comprend 40.750 habitants, avec un taux d'accroissement moyen annuel égal à 3,9%.

L'estimation de l'évolution de la population pour les différents horizons est donnée par la relation suivante :

$$p_t = p_0(1 + T)^n \quad (\text{I.1})$$

Avec :

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

P₀ : Nombre d'habitants à l'horizon 2008 (P₀ = 40 750 hab.) ;

T : Taux d'accroissement constaté dans cette agglomération (T=3,9% source bureau d'étude Hydro projet et conseil ingénieurs) .

n : L'écart d'années entre les deux horizons

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Estimation de la population pour différents horizons

Année	2008	2016	2018	2028	2038
Populations (hab)	40.750	55.342	59.743	87.587	128.410

La figure suivante montre évolution de la population pour différents horizons

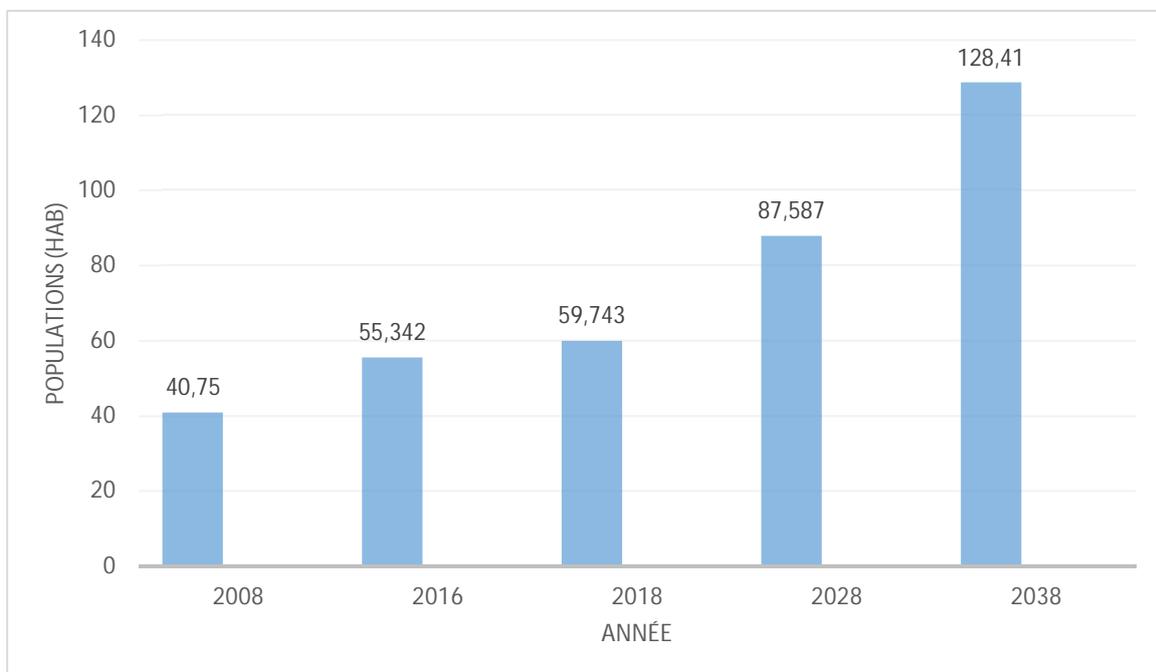


Figure 2: Evolution de la population de la commune de Sidi Moussa

I.3 Etude géologique

La zone de Sidi Moussa située dans La Mitidja qui renferme deux niveaux aquifères :

- La formation de l'Astien ;
- Les alluvions du soltano-tensifien qui reposent sur les marnes du Plaisancien formant la limite étanche de presque tout le bassin ;

Ces deux aquifères sont séparés par la formation semi perméable du villafranchien appelée marne d'El Harrach.

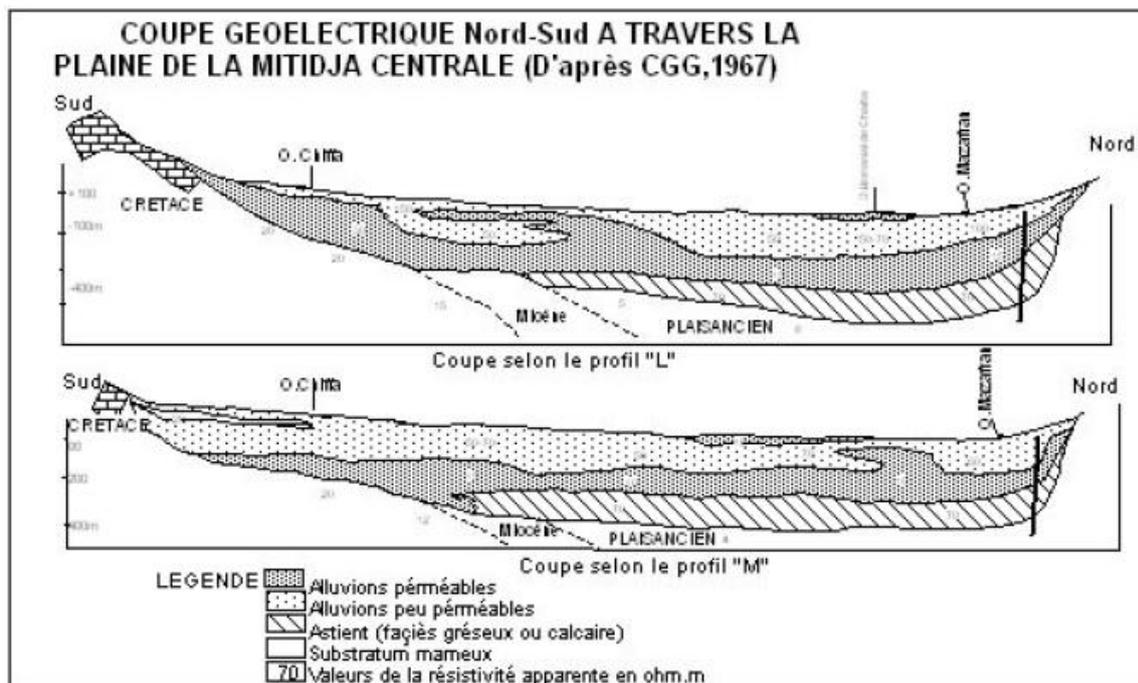


Figure 3 : Coupes géo électriques Nord-Sud à travers la plaine de la Metidja centrale

I.4 La sismicité de la région

La région de Sidi Moussa est liée au contexte géodynamique de la Méditerranée occidentale, conséquence de la collision entre la plaque eurasienne- Afrique, l'une des régions d'Algérie où les déformations sont lentes et les plus actives et où l'activité sismique diffuse et modérée est souvent de magnitude ne dépassant pas V degrés mais produi tparfois de rares séismes forts.

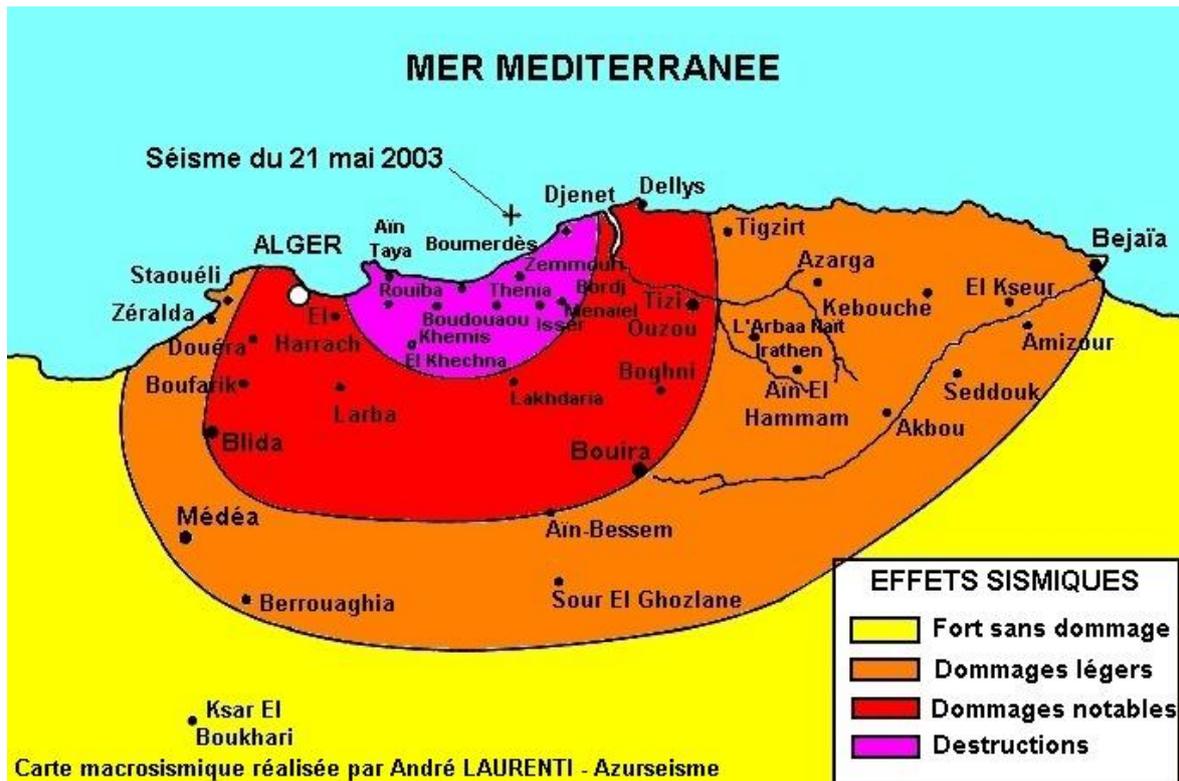


Figure 4 : Carte de zone sismique en Algérie

I.5 Hydrographie

La plaine de la Mitidja est traversée par six importants oueds qui assurent le drainage des bassins versants montagneux de la chaîne de l'Atlas.

Nous rencontrons d'Est en Ouest les oueds : Hamiz, Djemaa, El Harrach, Chiffa, Bouroumi, Djer. En aval de la plaine de la Mitidja, l'oued Bouroumi et l'oued Chiffa confluent pour former l'oued Mazafran. L'oued Harrach rencontre l'oued Djemaa dans les environs de Baba Ali. A l'Est de l'oued Hamiz, s'écoule l'oued Reghaïa qui est considéré comme secondaire. Les oueds mentionnés ci-dessus sont en grande partie en liaison hydraulique avec la nappe de la Mitidja puisque leurs eaux peuvent s'infiltrer ou inversement drainer la nappe.

La plaine est partagée en quatre bassins fluviaux : celui de l'oued Nador, de l'oued Mazafran, de l'oued Harrach et du Hamiz. Alors que la plaine s'allonge dans une direction d'Est - Ouest, ces derniers la traversent perpendiculairement selon des directions méridiennes. Ces oueds côtiers présentent un certain nombre de caractéristiques communes :

- Ils prennent tous naissance dans l'Atlas et sont tous de dimensions restreintes
- Tous présentent un profil longitudinal divisé en deux parties très distinctes.

- Leur pente est très forte en montagne.
- Dans un passé récent elles ont été constamment maintenues par le jeu tectonique.
- Ce sont des oueds aux vallées étroites, profondes, encaissées (Rabehaoui et Belaidi, ANRH, 2005).



Figure 5 : Chevelu hydrographique de la Metidja

I.6 Climatologie

Afin de mieux cerner la zone d'accueil du projet, nous avons pris en considération la station climatique la plus proche au site qui est la « station de Larbâa ».

Le climat de la zone d'étude appartient à l'étage bioclimatique méditerranéen, caractérisé par un hiver pluvieux tempéré et une période estivale sèche.

I.6.1 Pluviométrie

Selon les données de la station météorologique de Larbaa, la valeur des pluies précipitées sur notre région d'étude varie de 200 à 800 mm/an. Les pluies sont généralement irrégulières et la sécheresse caractérise les mois de Juin, Juillet et Aout. Voir annexe 1

I.6.2 Températures

La température moyenne mensuelle est d'environ 22°C et les températures extrêmes enregistrées sont de 1°C et 45°C localisées en Janvier et Juillet.

Le tableau suivant donne les différentes températures correspondantes pour chaque mois

Tableau 2 : Différent températures de chaque mois de la zone d'étude. [2000-2013]

Mois		Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
T (°C)	Max	27,9	25,6	19,9	18,6	16,8	17,4	17,6	19,1	23,9	26,5	45	34,2
	Min	22	17,1	13,4	10,5	1	7,7	12,6	12,9	17	22,2	26,5	27,3
	Moy	25	20,2	10,8	16,2	11,3	12,3	15	16	20,3	19,6	33	31,9

(Source : ANRH)

Il est constaté que la région de Sidi Moussa est caractérisée par un taux d'humidité ne dépassant pas 33 % enregistré durant le mois de septembre (Tableau 3).

Tableau 3 : Humidité de l'année 2012

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hum %	14.8	12.6	19.2	21.0	19.8	28.3	31	29.2	33	28.2	19	14.5

(Source : ANRH)

Conclusion

Dans ce chapitre on s'intéresse à la collecte des données nécessaires de la zone d'étude, tel que la situation géographique, l'évolution démographique, et le climat pour l'élaboration de projet.

CHAPITRE II :
CALCUL HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude hydrologique consiste à définir les caractéristiques des crues de différentes périodes de retour (débits, durées, fréquences). Elle est basée sur la connaissance des relevés aux stations pluviométrique et enrichies des informations sur les crues historiques, le dimensionnement du réseau d'assainissement, nécessite une étude des précipitations dont le but principal est de déterminer l'intensité moyenne maximale.

II.1 Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont utilisés pour déterminer les intensités moyenne de précipitation parce qu'elle engendre des crues des débits importants, et provoque les inondations. Cette étude a pour but la détermination de la pluie de projet, qui sera utilisée dans la vérification du fonctionnement du réseau existant, et dans le dimensionnement des émissaires futurs.

II.2 Analyse des averses à une station pluviométrique

L'étude des averses revêt une importance capitale en hydrologie non seulement dans le dimensionnement des ouvrages en assainissement urbain et rural mais aussi dans l'étude des crues et la construction des hydrogrammes probables. La connaissance de la pluie maximale probable est indispensable voire obligatoire pour la détermination du ruissellement.

II.3 Notion d'averses

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue. L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie ΔH tombée en un temps Δt . S'il tombe sur un bassin une pluie d'une hauteur H mm, elle provoque un ruissellement différent selon qu'elle tombe en 6h ou en 15mn. L'intensité de pluie varie à chaque instant au cours d'une même averse. (Bénina TOUAIBIA, 2015)

Pour déterminer l'intensité de pluies qui sera utilisées dans un dimensionnement en assainissement, on a besoin d'une série de données la plus longue possible, (30 ans au minimum).

II.4 Le choix de la période de retour

Le temps de retour est une notion très familière chez les hydrologues. Ces mêmes hydrologues sont souvent mal compris des profonds.

Pour un projet d'aménagement hydraulique, on se fixe une période de retour plus ou moins grande selon l'envergure du projet et les moyens qui sont employés à sa réalisation.

En assainissement, généralement la période de retour est prise à dix (10) ans, un choix qui est le résultat d'un compromis entre le cout de projet et son bon fonctionnement.

II.5 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout. L'ingénieur chargé à un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps Δt .

$$\bar{i}_t = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

\bar{i}_t : intensité moyenne maximale en mm/h

Δh : hauteur de pluie tombant pendant la durée t en mm

Δt : l'intervalle de référence en mn

Pour le procédé de calcul on doit :

- Déterminer les paramètres statistiques de la série, et les interprètes.
- Faire le choix des lois de probabilité.
- Calculer les paramètres de chaque loi, (l'ajustement).
- On vérifie l'adéquation de notre distribution expérimentale aux différentes lois retenues.
- On calcule les quantiles.

Comme base de données pluviométrique, on se réfère aux informations recueillies, par la station pluviométrique de l'Arbâa, son identification est représenté dans le tableau suivant.

L'écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ », pour $n=33$ ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n (p_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2)} \quad (\text{II.3})$$

Le coefficient de variation « Cv » :

$$Cv = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} \quad (\text{II.4})$$

La médiane « \tilde{x} »

$$\tilde{x} = x_{\frac{(n+1)}{2}} \quad (\text{II.5})$$

Le tableau suivant résume les caractéristiques empiriques de la série d'observation

Tableau 5 : Caractéristiques empirique

Caractéristiques	Station Arbâa
Nombre d'observation	33
Minimum	22,5
Maximum	128
La moyenne des $P_{max, j}$ (mm)	58.82
L'écart type « σ » ; pour $n>30$ ans	23,4663
La médiane « \tilde{x} »	55,5
Coefficient de variation (CV)	0,4
L'exposant climatique	0,42

II.5.2 Homogénéité de la série

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

- La détection des anomalies dans les séries hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction des séries hydrologiques courtes à partir de séries de base homogènes, soit l'estimation d'une ou de plusieurs observations d'un échantillon à partir d'autres

observations prises dans des endroits et a des moments différents sous la condition qu’il existe des liens de dépendance assez étroits.

II.5.2.1 Test non paramétriques

- **Test de Wilcoxon ou Test des rangs**

C’est le plus puissant des tests non paramétriques. Soient 2 variable aléatoire Y et X, représentant respectivement 2 séries de précipitations annuelles de taille N1 et N2.

Y étant la série à étudier et X étant la série de base avec N2>N1.

Si l’échantillon Y est issu de la même population que l’échantillon. L’échantillon nouveau Y U X est également issu de la même population. On classe les éléments de ce nouvel échantillons YUX par ordre croissant et on associe à chacune des valeurs le rang qu’elle occupe

Dans cette nouvelle série. (Si une valeur se répète plusieurs fois, il faut lui associer le rang moyenne qu’elle détermine.

On calcule les quantités Wy et Wx :

Wy représente la somme des rangs de Y et c’est celle qui nous intéresse et est égale a :

$$Wy = \sum_{i=1}^n rang_y = 1 + 3 + 4 + \dots + n \tag{II.6}$$

$$Wx = \sum_{i=1}^{n-1} rang_x = 2 + 5 + \dots + n - 1 \tag{II.7}$$

L’hypothèse nulle est vérifiée si :

$$W_{min} < Wy < W_{max}$$

Avec

$$W_{min} = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1N_2(N_1+N_2+1)}{12}} \tag{II.8}$$

Et

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} \tag{II.9}$$

$u_{1-\frac{\alpha}{2}}$: Représente la valeur de la variable centrée réduite de Gauss correspondant à une probabilité de $(1 - \frac{\alpha}{2})$.

L’hypothèse d’homogénéité est rejetée si l’inégalité suivante n’est pas vérifiée :

$$W_{\min} < W_y < W_{\max}$$

Ce rejet se fait au seuil de signification $1-\alpha$.

Application

Tableau 6 : Classement des échantillons de la série

Le rang de Y U X	Pmax,j (mm)	X	Y	TRI (mm)	XUY
1	59,5	59,5	73	22,5	X
2	22,5	22,5	128	25	X
3	70	70	80	29,6	Y
4	48,5	48,5	72	30	X
5	68	68	44	37	Y
6	76,1	76,1	53	37,5	X
7	40,5	40,5	55	39	Y
8	37,5	37,5	42,8	40,5	X
9	55,5	55,5	37	42	X
10	84	84	29,6	42,8	Y
11	91	91	70,5	43,8	Y
12	101,5	101,5	43,8	44	Y
13	42	42	62	47,6	Y
14	55,5	55,5	39	48,5	X
15	25	25	76,8	53	Y
16	30	30	47,6	55	Y
17	80	80	–	55,5	X
18	73	–	–	55,5	X

Suite du tableau 7 : Classement des échantillons de la série

Le rang de Y U X	Pmax,j (mm)	X	Y	TRI (mm)	XUY
19	128	-	-	59,5	X
20	80	-	-	62	Y
21	72	-	-	68	X
22	44	-	-	70	X
23	53	-	-	70,5	Y
24	55	-	-	72	Y
25	42,8	-	-	73	Y
26	37	-	-	76,1	X
27	29,6	-	-	76,8	Y
28	70,5	-	-	80	X
29	43,8	-	-	80	Y
30	62	-	-	84	X
31	39	-	-	91	X
32	76,8	-	-	101,5	X
33	47,6	-	-	128	Y

$u_{1-\frac{\alpha}{2}}$, tirée d'après le tableau Loi Normale Réduite, La valeur de α est choisie avant de procéder au test, $\alpha=0,05$. (ANNEXE N°II)

$$u_{1-\frac{\alpha}{2}} = u_{0,975} = 1,96$$

Wy=274 ;

Wx=287 ;

Wmin=200,59

$W_{\max}=544$;

Résultat : l'inégalité de la condition est vérifiée, donc la série est homogène.

II.5.3 Critères de choix d'une loi d'ajustement

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur de papier a probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Le test de dispersion permet d'accepter ou de rejeter l'appartenance d'une population de débits à une loi donnée en fonction d'un seuil de tolérance fixe a priori (en général 5%). Un des tests les plus utilisés est le test du X^2 (χ^2), les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des 2 lois. Si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple ; si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

II.5.3.1 Le procédé de calcul

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement ;
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- Calculer la fréquence expérimentale par une formule empirique ;
- Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon ;
- Reporter les points sur papier a probabilité appropriée à chaque loi ;
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- Lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est-à-dire la valeur correspondante a une probabilité donnée ;
- Tester l'adéquation de la loi d'ajustement ;
- Calculer l'intervalle de confiance en général a 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes.

Pour l'ajustement de cette série le logiciel HYFRAN, largement utilisé dans le domaine de l'hydrologie urbaine, propose de nombreux test d'ajustement tel que la loi NORMALE ou loi de GAUSS, et la loi de LOG NORMALE ou loi de Galton.

II.5.3.2 Ajustement à la loi normale

Résultats de l'ajustement à la loi normale par le logiciel HYFRAN

Tableau 8 : Ajustement à la loi normale

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	$P_{max,j}$	Intervalle de conf. (95%)
5	0,80	78.6	69.21-87.93
10	0,90	88.90	78.02- 99.79
20	0,95	97.43	85.04-109.83
50	0.98	107.03	92.76-121.3

Graphique d'ajustement à la loi normale

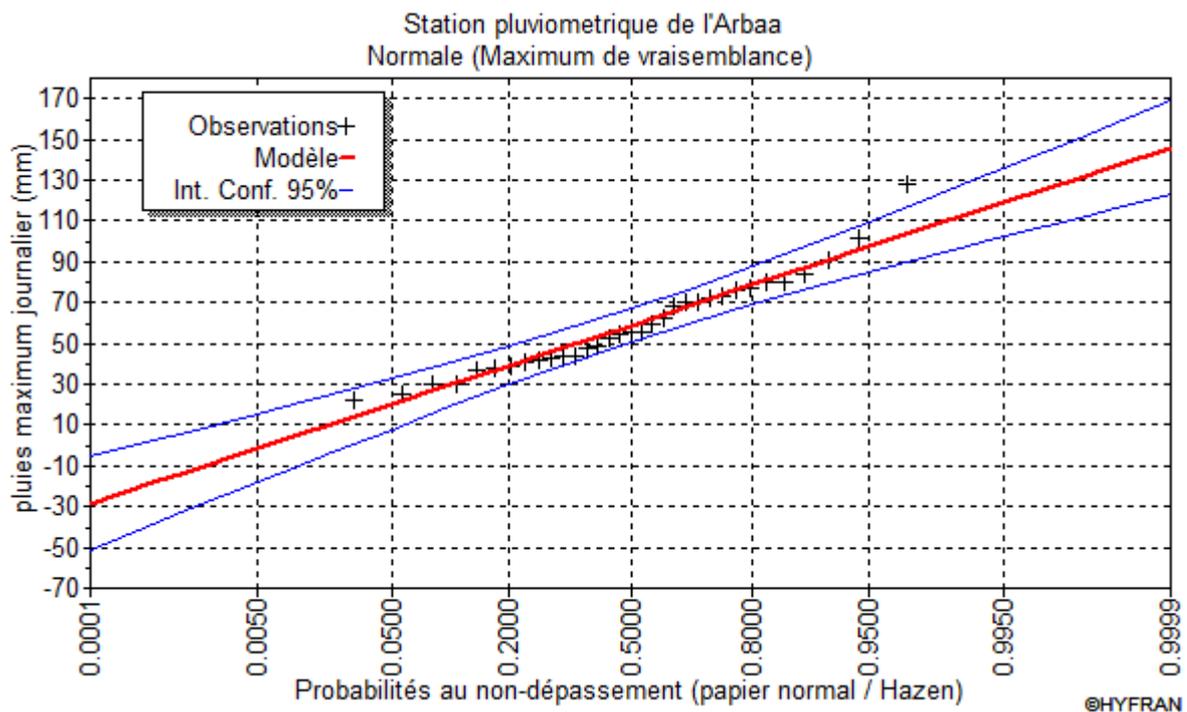


Figure 7: Ajustement à la loi normale

Résultats du test d'adéquation de khi2 :

X^2 calcule =2,64

p-value =0,7558

Degré de liberté = 5

Nombre de classes = 8

⇒ Nous pouvons acceptée l’hypothèse que l’échantillon provient d’une loi normale au niveau de signification de 5%

II.5.3.3 Ajustement à la loi log normale

Résultats de l’ajustement à la loi log normale par le logiciel HYFRAN

Tableau 8: Ajustement à la loi log normale

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	$P_{max,j}$	Intervalle de conf. (95%)
5	0,80	76.68	64.22-89.14
10	0,90	91.75	74.41- 109.1
20	0,95	106.41	83.5-129.32
50	0.98	125.71	94.55-156.87

Graphique d’ajustement à la loi log normale :

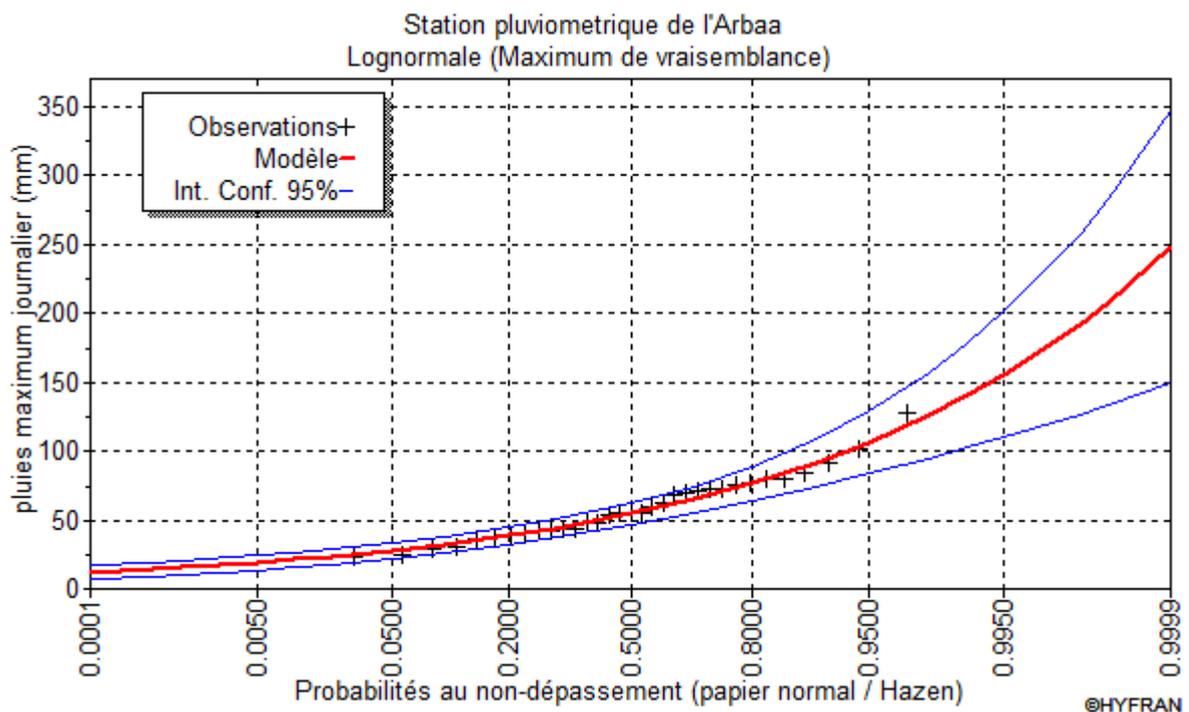


Figure 8: Ajustement à la loi log normale

Résultats du test d'adéquation de khi2 :

$X^2_{calculé} = 3,61$;

P-value = 0,6074 ;

Degré de liberté = 5 ;

Nombre de classes = 8 ;

D'après tableau du X^2 , $X^2_{théorique} = 11,07$ (voir annexe III)

⇒ $X^2_{calculé} < X^2_{théorique}$, donc l'ajustement est fiable.

⇒ Nous pouvons accepter l'hypothèse que l'échantillon provient d'une loi log normale au niveau de signification de 5%

II.5.3.4 Ajustement à la loi GEV

Résultats de l'ajustement à la loi GEV par le logiciel HYFRAN

Tableau 9: Ajustement à la loi GEV

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	$P_{max,j}$	Intervalle de conf. (95%)
5	0,80	74.6	65.9-83.4
10	0,90	84.5	74.6- 94.5
20	0,95	92.7	80.9-105
50	0.98	102	86.4-117

Graphique d'ajustement à la loi GEV :

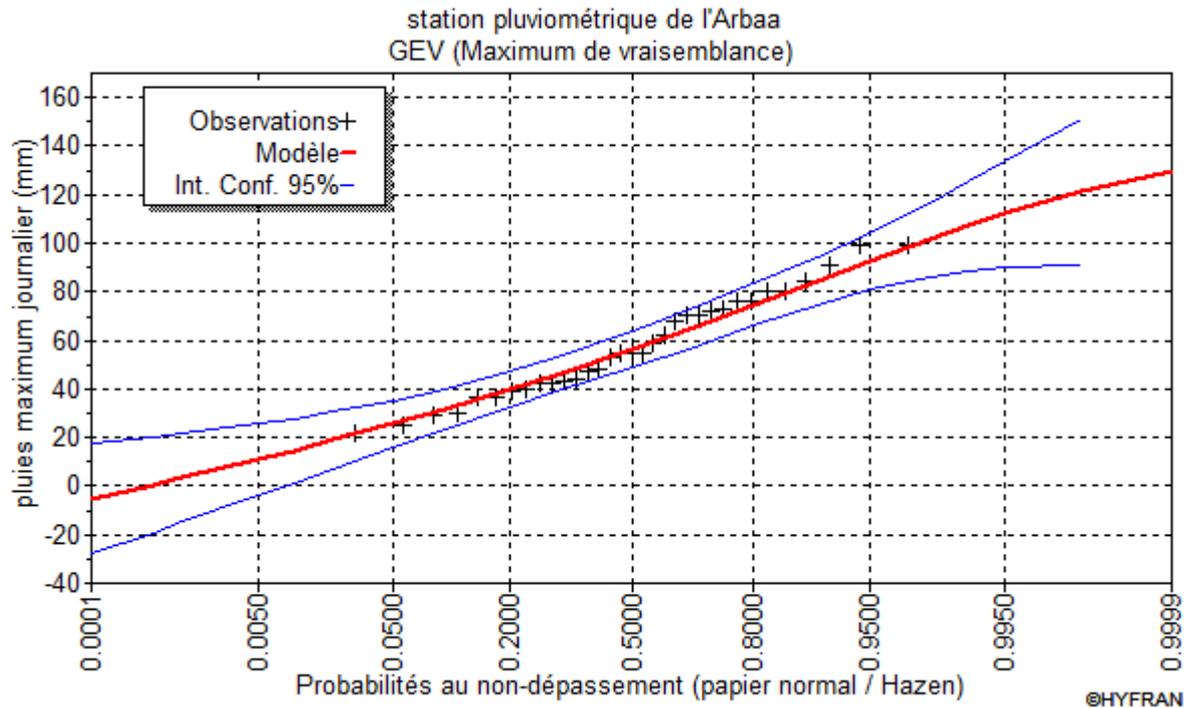


Figure 9 : Ajustement à la loi GEV

Résultats du test d'adéquation de khi2 :

X^2 calculé = 3,12 ;

P-value = 0,5377 ;

Degré de liberté = 4 ;

Nombre de classes = 8 ;

⇒ $X^2_{calculé} < X^2_{théorique}$, donc l'ajustement est fiable..

⇒ Nous pouvons accepter l'hypothèse que l'échantillon provient d'une loi GEV au niveau de signification de 5%

Discussion

Le test du khi carré montre que les trois lois s'ajustent à la série pluviométrique et peuvent donc être utilisées pour le calcul de la pluie décennale. Par conséquent il vaut mieux choisir la loi log normale puisqu'elle donne une pluie décennale sensiblement supérieure à celle de la loi normale, et la loi GEV.

II.5.4 Les courbes intensités-durées-fréquences

Une courbe IDF explique et résume le comportement d'une loi de pluviosité universellement observée, à savoir :

« Pour une même fréquence d'apparition, donc un même temps de retour, l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte ».

Ou encore en corolaire « A durée de pluie égale, une pluie est d'autant plus intense que la fréquence d'apparition est petite (donc que son temps de retour est grand) » (Musy et Higy, 2004).

Ainsi donc, par l'observation des précipitations et l'analyse statistique des résultats il est possible d'établir une « loi » de comportement qui lie l'intensité, la durée et la fréquence : c'est la courbe IDF.

En règle générale, pour la mise en œuvre des courbes IDF nous n'utilisons pas directement les pluies exprimées en [mm] mais les intensités en [mm/h].

Pour ce faire nous utiliserons la formule de MONTANARI :

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

Avec :

$I_{t,P\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (P%) et de durée t.

$I_{24,P\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (P%).

$$I_{24,P\%} = \frac{P_j}{24} \quad (\text{II.11})$$

t : durée de l'averse en heure.

b : exposant climatique de la région.

A l'aide du logiciel Excel nous pouvons aisément calculer les différentes intensités pour différentes durées et différentes fréquences.

Tableau 10: Intensités, durées, fréquences

Durée	Intensités			
	T=5ans	T=10ans	T=20ans	T=50ans
0,25	45,10	53,96	62,59	73,94
0,50	30,17	36,10	41,87	49,46
0,75	23,85	28,54	33,09	39,1
1	20,18	24,15	28,01	33,09
1,5	15,95	19,09	22,14	26,15
2	13,50	16,16	18,74	22,14

Le graphique suivant met en évidence le courbes IDF.

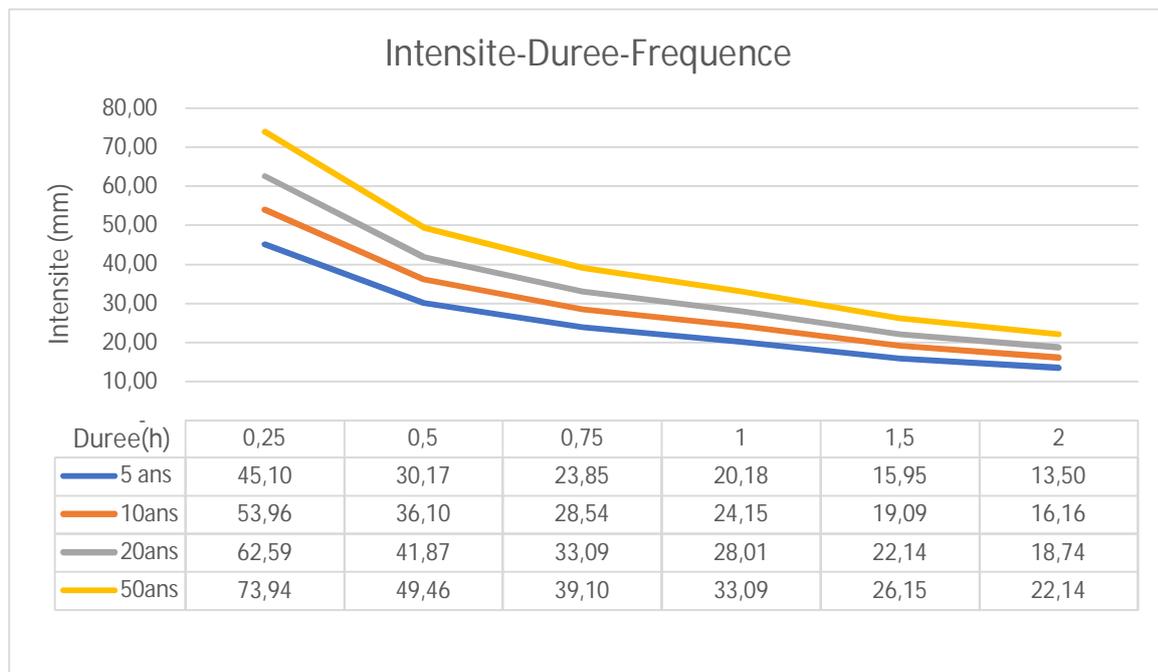


Figure 10 : Les courbes intensité-durée-fréquence

Pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, on préconise d'envisager le cas le plus défavorable, c'est-à-dire, l'averse la plus intense qui est celle de 15 minutes, soit

$$I_{15mn,10\%} = 53,96\text{mm}$$

$$i = \frac{53,96 \times 10000}{3600} = 149,89\text{l/s/ha}$$

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître la pluviométrie de la zone d'étude. Après le traitement des données nous nous sommes rendu compte que notre série obéissait à une loi log normale ce qui nous a permis de calculer la pluie décennale et ainsi l'intensité moyenne de la pluie $i=148,89$ l/s/ha.

CHAPITRE III

ÉVALUATION DES DEBITS A

EVACUER

Introduction

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, une évaluation des débits d'eaux usées et pluviales est indispensable et qui porte essentiellement sur l'estimation de la quantité, et de la qualité des rejets. Ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée.

III.1 Systèmes de réseaux

L'évacuation des eaux usées domestique, industrielle, pluviales, peut se faire au moyen de trois systèmes principaux :

- Le système unitaire.
- Le système séparatif.
- Le système pseudo-séparatif.
- Les systèmes spéciaux.

III.1.1 Le système unitaire

Dans le système unitaire toutes les eaux, y compris les effluents industriels après prétraitement éventuel, sont recueillies dans un réseau unique de collecte qui aboutit à une station d'épuration, la mise en place, éventuelle, de déversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

Ce système nécessite des ouvrages-égouts et stations d'épuration-relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement ; il en résulte que ces ouvrages sont la majeure partie du temps, surabondants.

III.1.2 Le système séparatif

Le système séparatif comprend :

- Un réseau pluvial ;
- Un réseau d'eaux usées domestiques ;

Les deux réseaux peuvent, dans certains tronçons, avoir la même trace. Par contre ils ont fréquemment des traces différentes, le réseau pluvial pouvant se rejeter directement dans un cours d'eau sans passer par une station d'épuration alors que le second doit obligatoirement aboutir à une telle station.

III.1.3 Le système pseudo séparatif

Le vocable pseudo-séparatif s'applique aux réseaux recevant les eaux usées, et tout ou partie des eaux de ruissellement en provenance directe des propriétés riveraines, tandis que les eaux de ruissellement, par quelques tronçons d'ouvrages pluviaux.

L'avantage de ce système est qu'il n'y a pas lieu de séparer les eaux de ruissellement et les eaux usées en provenance d'un même immeuble.

Ce mode d'assainissement peut recevoir une application partielle en amont des réseaux unitaires ; il est, en effet, économique tant que nécessaire. En tout état de cause, il est inutile de placer une canalisation dans une voie tant que le débit des eaux de ruissellement ne dépasse pas 80 l/s (40l/s par caniveau).

III.1.4 Les systèmes spéciaux

Trois types de systèmes spéciaux peuvent se rencontrer :

- Dans le système sous dépression le transport de l'effluent a lieu dans des canalisations mises en dépression.
- Dans le système sous pression la totalité du réseau est en charge.

Enfin, dans le système composite, dont le schéma de base est un système séparatif, certaines eaux de ruissellement, particulièrement polluées sont évacuées dans le réseau eaux usées, en vue de leur traitement (GOMELLA GUERREE,1972).

III.2 Délimitation des sous bassins versants

La délimitation en sous bassins versants de la zone d'étude est nécessaire pour l'évaluation des débits de ruissellement mais aussi pour l'évaluation des débits d'eaux usées domestique, elle se fait en tenant compte des paramètres suivants :

- La nature du sol ;
- L'occupation du sol ;
- La densité d'habitations ;
- La topographie ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...) ;

Concernant le présent travail, la délimitation se fait en tenant compte de levé topographique,

La figure suivante présente les sous bassins de la localité de RAIS.

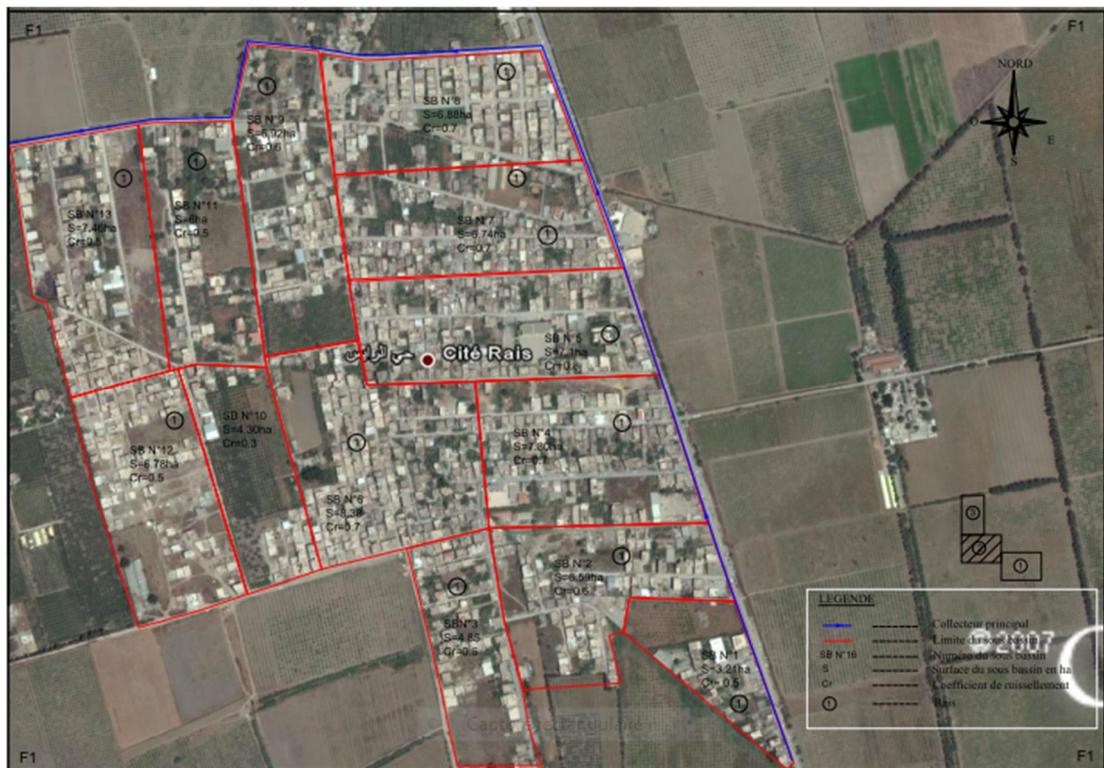


Figure 11 : Carte de délimitation des sous bassins (Localité de RAIS)

La figure suivante présente les sous bassins de la localité de DHIMET.

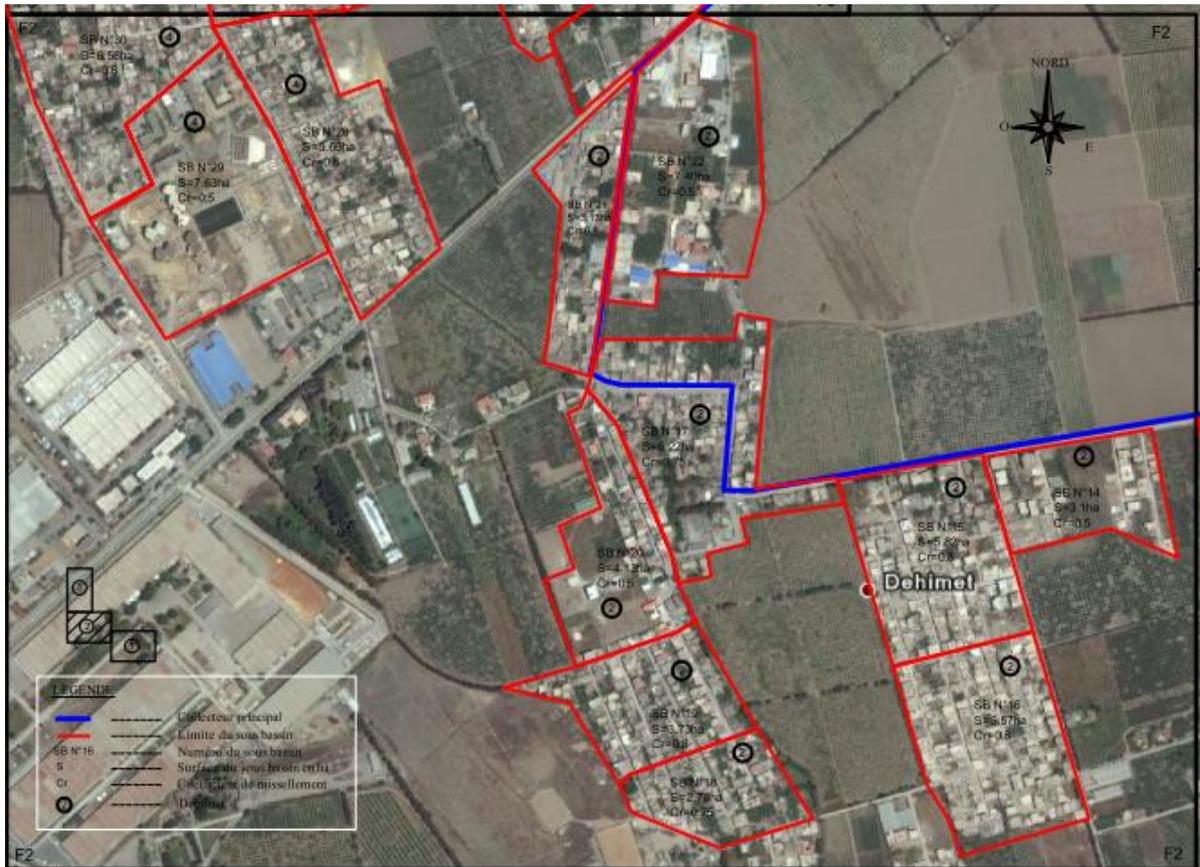


Figure 12 : Carte de délimitation des sous bassins (Localité de DHIMET)

La figure suivante présente les sous bassins de la localité de HOUAOURA et ZOUAOUI.



Figure 3: Carte de délimitation des sous bassins (Localité de HOUAOURA et ZOUAOUI)

La numérotation et la surface de chaque sous bassin sont indiquée dans le tableau suivant

Tableau 3: La subdivision en sous-bassins.

Localités	N° de sous-bassins	Surfaces (ha)
RAIS	1	3,21
	2	6,59
	3	4,85
	4	7,80
	5	7,10
	6	8,38
	7	6,74
	8	6,88
	9	6,92
	10	4,3
	11	6
	12	6,78
	13	7,46
DEHIMET	14	3,1
	15	5,82
	16	5,57
	17	6,22
	18	2,7
	19	3,73
	20	4,13
	21	3,13
	22	7,40
HOUAOURA ET ZOUAOUI	23	4,79
	24	3,16
	25	7,68
	26	4,38

Suite du tableau 11 : La subdivision en sous-bassins.

Localités	N° de sous-bassins	Surfaces (ha)
HOUAOURA ET ZOUAOUI	27	8,95
	28	5,66
	29	7,63
	30	6,58
	31	4,85
	32	5,1
	33	8,26
	34	6,74
	35	4,80
	36	2,98
	37	5,18
	38	3
	39	0,6
	40	7,92
	41	5,98
Total	41	232,41

III.2.1 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

Pour estimer le nombre d'habitants pour chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes :

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

III.3 Estimation des coefficients de ruissèlement

L'estimation du coefficient de ruissellement (cr) est très importante et doit être rigoureusement établi pour éviter la surestimation ou la sous-estimation des débits pluviaux.

Il est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruissèle d'une surface au volume d'eau tombé sur cette surface. Il dépend de plusieurs paramètres comme : l'inclinaison de la surface, sa nature (perméabilité), son humidité, l'humidité de l'air et la durée de l'averse.

En pratique, le coefficient de ruissellement est déterminé à partir de tableaux qui l'estime selon la densité de la population et selon la nature des surfaces.

Tableau 4: Valeurs des coefficients de ruissellement selon la nature des surfaces.

Nature de la surface	Valeur du (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 blocages	0,4-0,5
Surface goudronnées	0,25-0,6
Chemins en gravier	0,25-0,3
Gare, terrain de sport	0,1-0,3
Parcs, jardins, gazons	0,05-0,25
Forets	0,05-0,25

Le tableau suivant indique la valeur du coefficient du ruissèlement selon la densité de population.

Tableau 5 : Valeurs des coefficients de ruissellement pour différentes densités de population.

Densité de population	Valeur du coefficient
20	0,23
30-80	0,2-0,27
60-150	0,25-0,34
150-200	0,3-0,45
200-300	0,6-0,62
300-400	0,6-0,8
400-600	0,7-0,9

La densité de population influe sur le coefficient de ruissellement, tel que si la densité de population est importante, le coefficient de ruissellement augmente. Dans ce cas, l'estimation de la valeur de coefficient est difficile pour des sous bassins préurbains vu la densité de population très éparse et faible.

Remarque

Dans cette étude, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées. Référencée au plan de masse et des données de PDAU.

III.3.1 Coefficient de ruissellement pondéré

Le découpage d'une agglomération en aires élémentaires, montre que ces dernières présentent des natures du sol très hétérogène au sien même d'un sous bassin, ce qui complique l'estimation de leur propre coefficient de ruissellement. Donc la détermination d'un coefficient pondéré, permet d'y remédier à cette complexité.

En délimitant les surfaces élémentaires (A_i) de chaque sous bassin et déterminant ainsi leurs coefficients de ruissellement, on obtient le coefficient de ruissellement pondéré qui est donné par la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} \times A_i}{A} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- A_i : surface du sous bassin (ha)
- A : surface totale en (ha)
- C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel
- C_{rp} : coefficient de ruissellement pondéré

III.4 Calcul de la densité partielle

On calcul la densité partielle par la relation suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

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

- C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré
- A : surface totale (ha) $A=232,41$ ha.
- P_t : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2038 =128 410 hab.

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

$$P_i = D_i \times A_i \quad (\text{III.3})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 6: Nombre d'habitant pour chaque sous-bassin.

Localités	N° de sous-bassins	Ai (ha)	Cr	Di (hab/ha)	Population (hab)
RAIS $C_{rp}=0,62$	1	3,21	0,50	443	1424
	2	6,59	0,6	532	3507
	3	4,85	0,6	532	2581
	4	7,8	0,7	621	4843
	5	7,1	0,8	710	5038
	6	8,38	0,7	621	5203
	7	6,74	0,7	621	4185
	8	6,88	0,7	621	4272
	9	6,92	0,6	532	3683
	10	4,3	0,3	266	1144
	11	6	0,5	443	2661
	12	6,78	0,5	443	3007
	13	7,46	0,5	443	3308
DHIMET $C_{rp}=0,62$	14	3,1	0,5	443	1375
	15	5,82	0,8	710	4130
	16	5,57	0,8	710	3952
	17	6,22	0,75	665	4138
	18	2,7	0,75	665	1796

Suite du tableau 14 : Nombre d'habitant pour chaque sous-bassin.

Localités	N° de sous-bassins	Ai (ha)	Cr	Di (hab/ha)	Population (hab)
DHIMET $C_{rp}=0,62$	19	3,73	0,8	710	2647
	20	4,13	0,5	443	1832
	21	3,13	0,8	710	2221
	22	7,4	0,6	532	3938
HOUAOURA Et ZOUAOUI $C_{rp}=0,62$	23	4,79	0,6	532	2549
	24	3,16	0,7	621	1962
	25	7,68	0,3	266	2044
	26	4,38	0,6	532	2331
	27	8,95	0,8	710	6351
	28	5,66	0,8	710	4016
	29	7,63	0,5	443	3384
	30	6,58	0,8	710	4669
	31	4,85	0,8	710	3441
	32	5,1	0,7	621	3166
	33	8,26	0,8	710	5861
	34	6,74	0,4	355	2391
	35	4,8	0,4	355	1703
	36	2,98	0,25	222	661
	37	5,18	0,5	443	2297
	38	3	0,25	222	665
	39	3,96	0,6	532	2107
	40	7,92	0,6	532	4215
	41	5,98	0,7	621	3713
Total		232,41			128410

III.5 Evaluation du débit d'eaux usées domestique

Les eaux usées domestique sont estimées à partir des dotations d'eau potable et sont ensuite deduite à l'aide d'un coefficient de rejet pris généralement égal à 0,8, c'est le débit rejeté moyen. Pour obtenir le débit rejeté de pointe, le débit moyen est multiplié par un coefficient de pointe K_p qui est estimé comme suit :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{Si} \quad Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s} \quad (\text{III.4})$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si} \quad Q_{moy,j} \leq 2,8 \text{ l/s} \quad (\text{III.5})$$

Finalemment : $Q_{pte} = K_p \times Q_{moy,j} \quad (\text{III.6})$

Et $Q_{moy,j} = 0,8 \times \frac{dot \times N}{24 \times 3600} \quad (\text{III.7})$

Avec :

Q_{moy} : Débit rejeté moyen en l/s ;

dot : Dotation d'eau potable egale à 200/l/ (Source APC de Sidi Moussa)

N : Nombre d'habitants :

Le tableau suivant résume le calcul des rejets par sous bassins

Tableau 7 : Evaluation des débits d'eau usées domestiques.

Localités	N°S.B	N (hab)	Dot (l/j/ha)	Crej	Qmoy,j (l/s)	Kp	Qpte (l/s)
RAIS	1	1424	200	0,8	2,64	3,0	8,0
	2	3507	200	0,8	6,49	2,5	16,1
	3	2581	200	0,8	4,78	2,6	12,6
	4	4843	200	0,8	8,97	2,3	20,9
	5	5038	200	0,8	9,33	2,3	21,6
	6	5203	200	0,8	9,64	2,3	22,2
	7	4185	200	0,8	7,75	2,4	18,6
	8	4272	200	0,8	7,91	2,4	18,9

Suite du tableau 15 : Evaluation des débits d'eau usées domestiques.

Localités	N°S.B	N	Dot (l/j/ha)	Crej	Qmoy,j (l/s)	Kp	Qpte (l/s)
RAIS	9	3683	200	0,8	6,82	2,5	16,8
	10	1144	200	0,8	2,12	3,0	6,4
	11	2661	200	0,8	4,93	2,6	12,9
	12	3007	200	0,8	5,57	2,6	14,3
	13	3308	200	0,8	6,13	2,5	15,4
DHIMET	14	1375	200	0,8	2,55	3,0	7,6
	15	4130	200	0,8	7,65	2,4	18,4
	16	3952	200	0,8	7,32	2,4	17,7
	17	4138	200	0,8	7,66	2,4	18,4
	18	1796	200	0,8	3,33	2,9	9,5
	19	2647	200	0,8	4,90	2,6	12,9
	20	1832	200	0,8	3,39	2,9	9,7
	21	2221	200	0,8	4,11	2,7	11,2
	22	3938	200	0,8	7,29	2,4	17,7
HOUAOURA et ZOUAOUI	23	2549	200	0,8	4,72	2,7	12,5
	24	1962	200	0,8	3,63	2,8	10,2
	25	2044	200	0,8	3,78	2,8	10,5
	26	2331	200	0,8	4,32	2,7	11,7
	27	6351	200	0,8	11,76	2,2	26,2
	28	4016	200	0,8	7,44	2,4	18,0
	29	3384	200	0,8	6,27	2,5	15,7
	30	4669	200	0,8	8,65	2,4	20,3
	31	3441	200	0,8	6,37	2,5	15,9
	32	3166	200	0,8	5,86	2,5	14,8
	33	5861	200	0,8	10,85	2,3	24,5
	34	2391	200	0,8	4,43	2,7	11,9

Suite du tableau 15 : Evaluation des débits d'eau usées domestiques.

Localités	N°S.B	N	Dot (l/j/ha)	Crej	Qmoy,j (l/s)	Kp	Qpte (l/s)
HOUAOURA et ZOUAOUI	35	1703	200	0,8	3,15	2,9	9,2
	36	661	200	0,8	1,22	3,0	3,7
	37	2297	200	0,8	4,25	2,7	11,5
	38	665	200	0,8	1,23	3,0	3,7
	39	2107	200	0,8	3,90	2,8	10,8
	40	4215	200	0,8	7,81	2,4	18,7
41	3713	200	0,8	6,88	2,5	16,9	
Total	41	128410			237,80		594,6

III.6 Estimation des débits pluviaux

Il existe plusieurs méthodes pour l'évaluation des débits de pointe d'eaux pluviales parmi elles la méthode rationnelle, qui est largement utilisée pour leur simplicité et les bons résultats qu'elle donne.

III.6.1 La méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieur à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de bonne estimation du coefficient de ruissellement. Le débit déterminé par la méthode rationnelle, est proportionnel à l'intensité moyenne des précipitations, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée. La relation est donnée par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times A \times i \quad (\text{III.8})$$

Avec :

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

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

Cr : coefficient de ruissellement ;

i : intensité de précipitation (l / s / 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.

Si $A \leq 10$ ha donc on prend $\alpha = 1$;

Si $A > 10$ ha donc on prend $\alpha = 0.9 \dots 0.8 \dots \dots 0.7$ etc.

III.6.1.1 Les hypothèses de la méthode rationnelle et leurs contradictions

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- Si la durée de l'averse dépasse le temps de concentration le bassin va reprendre (Q_{max})
- Mais réellement non, pour que le bassin repend il faut que toutes les surfaces participent au ruissellement.
- Le débit de pointe est en fonction de l'intensité maximale et le temps de concentration mais réellement le temps de repense du bassin est un temps qui diffère au temps de concentration car si la surface augmente le débit diminue en fonction de la forme du bassin (ramassé ou allongé) ;(perméable ou imperméable).
- Le « Cr » du bassin est supposé constant parce que « I » et « Q » ont la même période de retour mais réellement la période de retour quand elle dépasse 10 ans il faut appliquer un autre coefficient pour qu'elle tienne compte des autres années parce qu'il y'aurai une urbanisation peut être.

$I_{max} \Rightarrow$ le bassin ne reprend pas (surface perméable) (avant).

$I_{min} \Rightarrow$ le bassin repend (surface imperméable ; urbanisation) le « Cr » c'est lui qui a augmenté le « Q » (Après 10 ans).

Le coefficient de ruissellement est constant pendant toute la durée de l'averse ce qui est loin de la réalité parce que dans les premiers temps la lame d'eau est faible mais avec le temps cette dernière augmente en augmentant le coefficient de ruissellement.

III.6.1.2 Validité de La méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées remarquables (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux. Il faut délimiter l'aire totale à assainir afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions

correspondant aux sous bassins d'apport avec toutes les caractéristiques concernant : Les surfaces, les longueurs, les pentes, les coefficients de ruissellement moyens et pondérés, etc.

III.6.2 Temps de concentration

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle après une pluie tombée au point le plus éloigné, pour atteindre l'entrée d'un collecteur de décharge.

Le temps de concentration est issu de trois temps de différentes concentrations : t_1 , t_2 et t_3 :

- $t_1 = \frac{L}{60 \times v}$ (min) : C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites de longueur L avec une vitesse v .
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}}$ (min) : Temps de ruissellement dans un bassin de pente I , ne comportant pas une canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin de longueur L_s (km).

On a trois aspects à considérer :

- 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 caractérisées par un plus long parcours L de l'eau, le temps de concentration donné par la relation suivante :

$$t_c = 3,98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{III.9})$$

Remarque

On calcule le débit d'infiltration par la relation suivante :

$$Q_{parasit} = k \times A_i \quad (\text{III.10})$$

Avec :

K : débit d'eau parasite compris entre (0.05 et 0.15) l/s/ha.

Dans cette étude on prend $k=0.15$ l/s/ha

Les résultats du calcul des débits pluviaux sont indiqués dans le tableau suivant

Tableau 8 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin

Localités	S. B	A (ha)	Cr	α	I (l/s/ha)	Q _{pte} (m ³ /s)	Q _{parasit} (l/s)	Q _{totp} (m ³ /s)
RAIS	1	3,21	0,50	1	149,89	0,24	0,48	0,24
	2	6,59	0,6	1	149,89	0,59	0,99	0,59
	3	4,85	0,6	1	149,89	0,44	0,73	0,44
	4	7,8	0,7	1	149,89	0,82	1,17	0,82
	5	7,1	0,8	1	149,89	0,85	1,07	0,85
	6	8,38	0,7	1	149,89	0,88	1,26	0,88
	7	6,74	0,7	1	149,89	0,71	1,01	0,71
	8	6,88	0,7	1	149,89	0,72	1,03	0,72
	9	6,92	0,6	1	149,89	0,62	1,04	0,62
	10	4,3	0,3	1	149,89	0,19	0,65	0,19
	11	6	0,5	1	149,89	0,45	0,90	0,45
	12	6,78	0,5	1	149,89	0,51	1,02	0,51
	13	7,46	0,5	1	149,89	0,56	1,12	0,56
DHIMET	14	3,1	0,5	1	149,89	0,23	0,47	0,23
	15	5,82	0,8	1	149,89	0,70	0,87	0,70
	16	5,57	0,8	1	149,89	0,67	0,84	0,67
	17	6,22	0,75	1	149,89	0,70	0,93	0,70
	18	2,7	0,75	1	149,89	0,30	0,41	0,30
	19	3,73	0,8	1	149,89	0,45	0,56	0,45
	20	4,13	0,5	1	149,89	0,31	0,62	0,31
	21	3,13	0,8	1	149,89	0,38	0,47	0,38
	22	7,4	0,6	1	149,89	0,67	1,11	0,67
HOUAOURA et ZOUAOUI	23	4,79	0,6	1	149,89	0,43	0,72	0,43
	24	3,16	0,7	1	149,89	0,33	0,47	0,33
	25	7,68	0,3	1	149,89	0,35	1,15	0,35
	26	4,38	0,6	1	149,89	0,39	0,66	0,39
	27	8,95	0,8	1	149,89	1,07	1,34	1,07

Suite du tableau 16 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin

Localités	S. B	A (ha)	Cr	α	I (l/s/ha)	Qpte (m ³ /s)	Qparasit (l/s)	Qtotp (m ³ /s)
HOUAOURA et ZOUAOUI	28	5,66	0,8	1	149,89	0,68	0,85	0,68
	29	7,63	0,5	1	149,89	0,57	1,14	0,57
	30	6,58	0,8	1	149,89	0,79	0,99	0,79
	31	4,85	0,8	1	149,89	0,58	0,73	0,58
	32	5,1	0,7	1	149,89	0,54	0,77	0,54
	33	8,26	0,8	1	149,89	0,99	1,24	0,99
	34	6,74	0,4	1	149,89	0,40	1,01	0,40
	35	4,8	0,4	1	149,89	0,29	0,72	0,29
	36	2,98	0,25	1	149,89	0,11	0,45	0,11
	37	5,18	0,5	1	149,89	0,39	0,78	0,39
	38	3	0,25	1	149,89	0,11	0,45	0,11
	39	3,96	0,6	1	149,89	0,36	0,59	0,36
	40	7,92	0,6	1	149,89	0,71	1,19	0,71
	41	5,98	0,7	1	149,89	0,63	0,9	0,63
Total		232,41				21,70	34,36	21,70

Récapitulation des débits totaux (pluviaux, usées) dans le tableau suivant

Tableau 9: Récapitulation des débits totaux

SB N°	Qtotp (m ³ /s)	Quseés (m ³ /s)	Qtotal (m ³ /s)
1	0,24105	0,00801	0,24907
2	0,59365	0,01611	0,60977
3	0,43691	0,01264	0,44954
4	0,81957	0,02094	0,84051
5	0,85244	0,02163	0,87407
6	0,88051	0,02221	0,90272
7	0,70819	0,01858	0,72678

Suite du tableau 17 : Récapitulation des débits totaux

SB N°	Qtotp (m ³ /s)	Quseés (m ³ /s)	Qtotal (m ³ /s)
8	0,72290	0,01890	0,74180
9	0,62338	0,01676	0,64014
10	0,19400	0,00636	0,20036
11	0,45057	0,01294	0,46351
12	0,50914	0,01425	0,52340
13	0,56021	0,01538	0,57559
14	0,23279	0,00764	0,24043
15	0,69876	0,01839	0,71715
16	0,66875	0,01774	0,68649
17	0,70017	0,01841	0,71858
18	0,30393	0,00955	0,31348
19	0,44783	0,01289	0,46072
20	0,31014	0,00969	0,31983
21	0,37579	0,01124	0,38703
22	0,66662	0,01769	0,68431
23	0,43150	0,01251	0,44402
24	0,33203	0,01022	0,34225
25	0,34650	0,01054	0,35704
26	0,39457	0,01167	0,40624
27	1,07455	0,02621	1,10077
28	0,67955	0,01797	0,69752
29	0,57297	0,01566	0,58863
30	0,79001	0,02032	0,81033
31	0,58230	0,01587	0,59817

Suite du tableau 17 : Récapitulation des débits totaux

SB N°	Qtotp (m ³ /s)	Quseés (m ³ /s)	Qtotal (m ³ /s)
32	0,53587	0,01485	0,55072
33	0,99171	0,02452	1,01623
34	0,40511	0,01190	0,41702
35	0,28851	0,00917	0,29768
36	0,11212	0,00367	0,11579
37	0,38899	0,01154	0,40053
38	0,11287	0,00370	0,11656
39	0,35673	0,01079	0,36753
40	0,71347	0,01869	0,73216
41	0,62834	0,01687	0,64521
Total	21,74	0,59462	22,32966

Conclusion

Durant ce chapitre une quantification des débits d'eaux usées et d'eaux pluviales a été traitées pour chaque surface élémentaire. Afin de pouvoir procéder au calcul hydraulique du réseau d'évacuation.

CHAPITRE IV :

DIACNOSTIC DU COLLECTEUR

D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

Introduction

Les études diagnostic sont des études destinées à établir un bilan aussi complet que possible de l'état structurel et de l'état de fonctionnement des réseaux d'assainissement, afin d'en améliorer son exploitation et d'envisager les priorités en termes d'investissement et d'intervention nécessaires à sa bonne évolution.

IV.1 Approche méthodologique du diagnostic local

L'étude du diagnostic en tant que processus consiste à définir les différents raisonnements mis en œuvre, leurs articulations, et les outils correspondants. Considérant les phases suivantes :

- **Phase 1 : Recueil des données et reconnaissance des réseaux**

Recueil de données, inventaire des réseaux et ouvrages particuliers (déversoirs d'orage, postes de refoulement, points de raccordement), cartographie des réseaux, recensement des anomalies, définition d'un programme de mesures.

- **Phase 2 : Mesures et analyses**

Synthèse et analyse des diagnostics d'assainissement existants, campagne de mesures de débit, sectorisations nocturnes, bilan de pollution, comparaison entre flux théorique et flux observé.

- **Phase 3 : Investigations complémentaires**

Inspections télévisées et contrôles de branchements.

- **Phase 4 : programme de travaux**

Synthèse, élaboration du programme de travaux chiffré et hiérarchisé,

IV.2 Etapes du diagnostic.

IV.2.1 Pré-Diagnostic Géométrique

Le diagnostic géométrique consiste en "*la mesure des déformations du profil en long et du tracé en plan d'une canalisation*" [Schwarze-1989]. Il "*concerne tout le tracé d'un réseau d'assainissement et non pas seulement le relevé des cotes de regards, des ouvrages ...*". [Augarde - 1950].

Ce type de diagnostic n'est pas seulement utile pour suivre le vieillissement et les dégradations des réseaux d'assainissement, mais aussi pour la réception 'géométrique' de ces

réseaux, comme les tests fumigènes pour la réception de l'étanchéité. Pour la réception des réseaux (contrôle de la conformité au cahier des charges, et aux règles de l'art), on procède à un diagnostic géométrique pour contrôler la qualité de pose des canalisations, du point de vue de l'alignement, de la pente,

IV.2.2 Pré-Diagnostic Hydraulique et d'Etanchéité

C'est le type de diagnostic le plus répandu actuellement. On en tire plusieurs résultats et conclusions, d'une manière directe sur l'état fonctionnel du réseau, et d'une manière indirecte sur l'état de la structure.

Certains tests de ce type de diagnostic n'ont aucun intérêt si le réseau est unitaire :

Tests fumigènes ou au colorant par exemple, qui sont principalement utilisés pour détecter les mauvais branchements en réseau séparatif. D'autres sont moins performants dans le cas de réseaux visitables : mesures de débits par exemple.

IV.2.3 Etude Géotechnique et hydrogéologique

"L'auscultation géotechnique correspond aux plus récentes préoccupations concernant la mise en place et le contrôle des réseaux d'assainissement, et plus généralement, des canalisations enterrées." [Augarde - 1950].

Cette préoccupation, même un peu tardive, est due à la prise de conscience que la plupart des anomalies constatées dans les structures et le fonctionnement des réseaux d'assainissement, sont dues à des désordres géotechniques et hydrogéologiques. Nous dirons qu'un événement naturel (mouvement de nappe, ...) devient 'désordre' si, combiné avec un ou plusieurs autres événements, il entraîne, ou risque d'entraîner des anomalies de structure ou de fonctionnement dans le réseau d'assainissement.

Un diagnostic géotechnique et hydrogéologique, cherchera donc à détecter la présence :

- Des cavités : vides naturels, vides créés par dissolution, carrières abandonnées et non comblées, ... ;
- Des poches d'eau ;
- Des sols instables : secs, humides ou saturés ;
- Des points durs ;
- De mouvements de nappe phréatique ;

- De matériaux gonflants (argiles, ...) ;

IV.3 Description de l'état actuel du collecteur

L'objet de cette mission est l'étude du collecteur principal Rais-Houaoura-Ben Talha, Commune de Sidi Moussa, wilaya d'Alger. Le linéaire de ce collecteur est d'environ 10 Km.

A L'origine, le point de départ du collecteur se situait dans la commune de Sidi Moussa mais suite aux problèmes rencontrés par la localité de Belaouadi, commune de Larbâa (wilaya de Blida) pour l'évacuation de leurs eaux usées, un accord a été donné à cette dernière pour se raccorder au collecteur existant de Sidi Moussa au niveau du CW 115. Actuellement, le collecteur s'étend sur deux (02) wilayas, Alger et Blida, et son point de rejet est situé à oued El-Harrach à proximité de la 2eme rocade sud d'Alger et de Bentalha.

Le point de départ (tête d'ouvrage) du collecteur se situe à Rais. Il traverse le CW115 sur un linéaire de 1,30 Km avec un diamètre DN800, ensuite il passe du Nord-Est vers Nord-Ouest (localité de Dhimet) sur 2,5 Km (DN1000). Le long de ce trajet, un collecteur secondaire est raccordé à ce dernier. Arrivée au niveau de la RN61, il parcourt cette dernière sur 150 ml où un deuxième collecteur secondaire DN800 vient s'y raccorder. De Rais, le collecteur traverse la localité de Houaoura sur un linéaire de 1,80 Km avec un diamètre DN1000. Le long de ce tronçon, un troisième collecteur secondaire DN1000, qui draine la localité de Zouaoui, viens se raccorder au collecteur principal.

A la sortie de Houaoura, le collecteur traverse des terres agricoles et Haouch Ben Taraha sur un linéaire de 3 Km avec un DN1200 avec un passage sur la RN8. En traversant la 2ème rocade Sud d'Alger, le collecteur marque un passage sur le côté Sud-Ouest de la localité de Ben Talha avec un linéaire de 1,20 Km pour se jeter enfin dans l'oued El-Harrach.

Le point de rejet du collecteur se fait à l'air libre dans l'oued El-Harrach à proximité de la 2eme Rocade d'Alger dans la localité de Bentalha.

IV.4 Diagnostic physique du collecteur d'étude

Le diagnostic physique du collecteur est basé sur la vérification de l'état des regards (profondeur, diamètre de collecteur, présence de dépôt ou degré de vétusté) ainsi que l'état de collecteur.

Le tableau suivant montre les résultats du diagnostic physique au niveau de localité de RAIS.

Tableau 18 : Localité de Raïs.

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
RA	RB	88.13	800	RA	39.42	36.12	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
RB	RC	60.75	800	RB	39.22	34.72	Béton	Bon état et présence de dépôts
RC	RD	287.68	800	RC	38.59	35.39	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
RD	RE	36.05	800	RD	36.25	32.85	Béton	Bon état et présence de dépôts
RE	RF	90.70	800	RE	36.17	32.67	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
RF	R2	126.86	800	RF	35.74	32.44	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R2	R3	76.96	800	R2	34.54	31.24	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R3	R4	78.70	800	R3	34.11	-	-	Difficile à ouvrir
R4	R5	109.85	800	R4	33.09	-	-	Inaccessible
R5	R6	77.41	800	R5	32.93	29.88	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R6	R7	70.64	800	R6	32.14	29.54	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R7	R8	25.60	800	R7	31.71	29.31	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R8	R9	40.57	800	R8	31.52	29.17	Béton	Bon dégradé et présence de dépôts
R9	R10	42.07	800	R9	31.32	28.92	Béton	Bon état et présence de dépôts
R10	R11	69.28	800	R10	31.07	28.67	Béton	Bon état et présence de dépôts
R11	R12	13.27	800	R11	30.73	28.03	Béton	Bon état et présence de dépôts
R12	R13	14.19	800	R12	30.64	27.94	Béton	Bon état et présence de dépôts
R13	R14	12.9	1000	R13	30.58	27.83	Béton	Bon état
R14	R15	33.77	1000	R14	30.34	28.14	Béton	Envasement total
R15	R16	44.67	1000	R15	30.69	28.09	Béton	Envasé

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Suite du tableau 18 : Localité de Raïs.

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
R16	R17	83.7	1000	R16	30.84	27.99	Béton	Présence de dépôts
R17	R18	43.18	1000	R17	30.95	27.83	Béton	Présence de dépôts
R18	R19	42.62	1000	R18	31.04	27.79	Béton	Bon état et présence de dépôts
R19	R20	32.75	1000	R19	31.36	27.74	Béton	Bon état
R20	R21	110.97	1000	R20	31.56	27.7	Béton	Bon état
R21	R22	187.64	1000	R21	31.02	27.22	Béton	Présence de dépôts et dégradé

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Le tableau suivant montre les résultats du diagnostic physique au niveau de localité de Dhimet

Tableau 19: Localité de Dhimet.

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
R22	R23	92.55	1000	R22	31.1	27.1	Béton	Bon état et présence de dépôts
R23	R24	29.14	1000	R23	30.96	26.96	Béton	Bon état
R24	R25	78.65	1000	R24	31.09	26.89	Béton	Bon état
R25	R26	90	1000	R25	31.08	26.73	Béton	Bon état
R26	R27	61.5	1000	R26	-	-	-	Enterré
R27	R28	78.44	1000	R27	31.03	26.43	Béton	Etat moyen
R28	R29	176.07	1000	R28	30.39	26.14	Béton	Etat moyen
R29	R30	51.06	1000	R29	30.21	25.76	Béton	Bon état
R30	R31	143.08	1000	R30	30.29	25.64	Béton	Bon état

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Suite du tableau 19 : Localité de Dhimet

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
R31	R32	89.37	1000	R31	30.53	25.38	Béton	Etat moyen
R32	R33	225	1000	R32	30.62	25.22	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R33	R34	62.21	1000	R33	30.3	24.95	Béton	Etat moyen
R34	R35	83.1	1000	R34	30.24	24.79	Béton	Bon état
R35	R36	125	1000	R35	30.01	24.46	Béton	Bon état
R36	R37	102.78	1000	R36	29.72	23.92	Béton	Etat moyen
R37	R38	89.63	1000	R37	29.02	23.32	Béton	Etat moyen
R38	R'38	151.00	1000	R38	28.55	23.1	Béton	Etat moyen
R'38	RG	104.95	1000	R'38	-	-	-	Enterré
RG	R39	157.10	1000	RG	27.69	22.36	Béton	Etat moyen

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Le tableau suivant montre les résultats du diagnostic physique au niveau de localité de Houaoura

Tableau 10 : Localité de Houaoura.

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
R39	R40	147.45	1000	R39	27	21.55	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R40	R41	25.65	1000	R40	26.21	21.31	Béton	Bon état
R41	R42	95.93	1000	R41	26.25	21.25	Béton	Etat moyen
R42	R43	77.91	1000	R42	25.89	21.14	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R43	R44	82.34	1000	R43	25.69	21.04	Béton	Bon état
R44	R45	54.61	1000	R44	25.19	20.74	Béton	Bon état
R45	R46	44.62	1000	R45	24.84	20.59	Béton	Etat moyen

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Suite du tableau 20 : Localité de Houaoura et Zouaoui

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
R46	R47	64.2	1000	R46	24.71	20.51	Béton	Etat moyen
R47	R48	135.30	1000	R47	24.27	19.37	Béton	Bon état et présence de dépôts
R48	R49	57.15	1000	R48	23.41	19.60	Béton	Bon état et présence de dépôts
R49	R50	43.27	1000	R49	23.08	18.43	Béton	Etat moyen
R50	R51	57.34	1000	R50	22.89	18.39	Béton	Etat moyen
R51	R52	71.01	1000	R51	22.62	18.37	Béton	Présence de dépôts
R52	R53	11.82	1000	R52	22.39	18.29	Béton	Bon état et présence de dépôts
R53	R54	44.68	1000	R53	22.31	18.01	Béton	Bon état et présence de dépôts
R54	R55	58.28	1000	R54	21.9	17.75	Béton	Présence de dépôts
R55	R56	306.5	1000	R55	21.6	17.6	Béton	Présence de dépôts
R56	R57	197	1000	R56	20.31	15.66	Béton	Présence de dépôts
R57	R58	72.5	1000	R57	-	-	-	Enterré
R58	R59	84.94	1000	R58	19.54	16.09	Béton	Présence de dépôts
R59	R60	78.08	1000	R59	19.16	15.76	Béton	Etat dégradé

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Le tableau suivant montre les résultats du diagnostic physique au niveau de localité de Gaid Gacem

Tableau 11: Gaid Gacem

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
R60	R61	71.37	1000	R60	19.1	15.65	Béton	Bon état et présence de dépôts
R61	R62	71.48	1000	R61	18.35	15	Béton	Bon état et présence de dépôts
R62	R63	72.23	1000	R62	18.12	14.92	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R63	R64	78.28	1000	R63	17.87	14.77	Béton	Bon état et présence de dépôts
R64	R65	39.8	1000	R64	17.44	14.34	Béton	Bon état et présence de dépôts

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Suite du tableau 21 : Gaid Gacem

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
R65	R66	122.11	1000	R65	17.15	14	Béton	Bon état et présence de dépôts
R66	R67	70.83	1200	R66	17.11	13.51	Béton	Bon état et présence de dépôts
R67	R68	106.12	1200	R67	17.36	13.36	Béton	Bon état et présence de dépôts
R68	R69	204.75	1200	R68	17.52	13.22	Béton	Bon état
R69	RH	81.84	1200	R69	17.13	13.13	Béton	Bon état
RH	RI	44.14	1200	RH	17.20	13.00	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
RI	RJ	42.42	1200	RI	17.44	12.94	Béton	Etat moyen
RJ	RK	36.75	1200	RJ	17.72	12.82	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
RK	RL	100.60	1200	RK	17.52	-	-	Non diagnostiqué (tampon fissuré)
RL	RM	163.27	1200	RL	18.00	12.35	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
RM	RN	120.16	1200	RM	18.69	12.44	Béton	Ferrailage oublié, absence du tampon et mauvais état
RN	RP	106.25	1200	RN	18.06	11.96	Béton	Etat moyen
RP	RQ	110.35	1200	RP	17.38	-	-	Non diagnostiqué (défaut tampon)
RQ	R70	80.23	1200	RQ	16.86	11.51	Béton	Etat moyen
R70	R71	186.06	1200	R70	17.03	11.68	Béton	Etat moyen et présence de dépôts
R71	R72	74.48	1200	R71	15.94	10.69	Béton	Etat moyen
R72	R73	695	1200	R72	16.31	10.16	Béton	Etat moyen
R73	R74	219.37	1200	R73	14.31	10.16	Béton	Bon état et présence de dépôts
R74	RR	79.84	1200	R74	13.12	8.77	Béton	Etat moyen

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Le tableau suivant montre les résultats du diagnostic physique au niveau de localité de Ben Talha.

Tableau 22 : Localité de Ben Talha

Regard		Longueur (m)	Diamètre (mm)	N° regard	Cote		Matériau	Observation
du	au				TN(m)	Projet(m)		
RR	R75	106.28	1500	RR	12.94	8.74	Béton	Etat moyen
R75	RS	34.55	1500	R75	13.21	8.71	Béton	Etat moyen
RS	RT	54.21	1500	RS	13.29	8.74	Béton	Etat moyen
RT	R76	238.00	1500	RT	13.29	8.69	Béton	Etat moyen
R76	R77	57.63	1500	R76	14.46	-	-	Inaccessible
R77	R78	197.38	1500	R77	13.99	-	-	Inaccessible
R78	R79	106.57	1500	R78	14.43	8.97	Béton	Etat dégradé
R79	R80	114.23	1500	R79	14.43	-	-	Difficile à ouvrir
R80	Rej	83.10	1000	R80	14.35	-	-	Difficile à ouvrir

Source : Bureau d'étude (HYDRO PROJET)

Remarque : Au niveau de Ben-Talha, un tronçon de passage de collecteur non localisé

Les figures suivantes illustrent l'état de quelque regard dans la localité de Rais



Figure 14: Regard N° A



Figure 15 : Regard N°6

Les figures suivantes illustrent l'état de quelque regard dans localité de Dhimet



-A-



-B-

Figure 16 : Regard N° 22



Figure 17 : Regard N°15

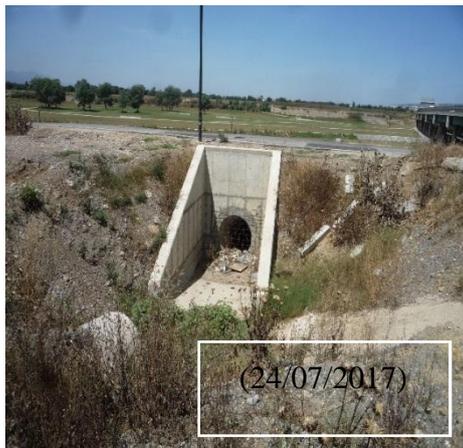


Figure 18: Regard N°20

Les figures suivantes illustrent l'état de quelque regard dans la localité de Houaoura



Figure 4 : Regard N°53



a)



b)



c)



d)

Figure 20 : Rejet sur Oued El-Harrach 2^{ème} Rociade d'Alger

VI.5 Diagnostique hydraulique de collecteur d'étude

Le tableau suivant indique les résultats du diagnostic hydraulique du collecteur

Tableau 23 : Les résultats du calcul hydraulique du collecteur

Tronçon	Q (l/s)	I (%)	Dreél (mm)	Dcal (mm)	Dnom (mm)	Etat physique	Observation
RA-RB	251	0,25	800	524	600	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
RB-RC	502	0,49	800	599	600	Bon état et présence de dépôts important	à changer
RC-RD	753	0,96	800	615	800	Etat moyen et présence de dépôts	Maintenir
RD-RE	1004	3,05	800	551	600	Bon état et présence de dépôts important	à changer
RE-RF	1255	0,22	800	982	1000	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
RF-R2	1506	0,32	800	980	1000	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R2-R3	1757	0,52	800	948	1000	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R3-R4	2008	1,40	800	828	1000	Difficile à ouvrir	à changer
R4-R5	2259	0,32	800	1141	1200	Inaccessible	à changer
R5-R6	2510	0,78	800	1004	1200	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R6-R7	2761	0,85	800	1024	1200	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R7-R8	3022	0,39	800	1226	1500	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R8-R9	352	0,37	800	553	600	Bon dégradé et présence de dépôts important	à changer
R9-R10	704	0,48	800	683	800	Bon état et présence de dépôts	Maintenir
R10-R11	1056	0,51	800	786	800	Bon état et présence de dépôts	Maintenir
R11-R12	1408	0,75	800	815	1000	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R12-R13	1760	0,70	800	897	1000	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R13-R14	2112	1,16	1000	874	1000	Bon état	Maintenir
R14-R15	2464	0,30	1000	1193	1200	Envasement total important	à changer
R15-R16	2816	0,34	1000	1225	1500	Envasé important	à changer
R16-R17	3168	0,24	1000	1367	1500	Présence de dépôts important	à changer
R17-R18	3520	0,35	1000	1325	1500	Présence de dépôts important	à changer

Suite du tableau 23 : Les résultats du calcul hydraulique du collecteur

Tronçon	Q (l/s)	I (%)	Dreél (mm)	Dcal (mm)	Dnom (mm)	Etat physique	Observation
R18-R19	3872	0,23	1000	1486	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R19-R20	4224	0,31	1000	1452	1500	Bon état	à changer
R20-R21	4576	0,32	1000	1487	1500	Bon état	à changer
R21-R22	4932	0,21	1000	1655	1800	Présence de dépôts et dégradé	à changer
R22-R23	325	0,22	1000	591	600	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R23-R24	650	0,51	1000	655	800	Bon état	à changer
R24-R25	975	0,25	1000	872	1000	Bon état	Maintenir
R25-R26	1300	0,33	1000	922	1000	Bon état	Maintenir
R26-R27	1625	0,28	1000	1034	1200	Enterré	à changer
R27-R28	1950	0,23	1000	1149	1200	Etat moyen	à changer
R28-R29	2275	0,23	1000	1217	1500	Etat moyen	à changer
R29-R30	2600	0,29	1000	1225	1500	Bon état	à changer
R30-R31	2926	0,24	1000	1327	1500	Bon état	à changer
R31-R32	249	0,22	1000	535	600	Etat moyen	à changer
R32-R33	498	0,29	1000	659	800	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R33-R34	747	0,32	1000	753	800	Etat moyen	à changer
R34-R35	996	0,24	1000	886	1000	Bon état	Maintenir
R35-R36	1245	0,24	1000	963	1000	Bon état	Maintenir
R36-R37	1494	0,34	1000	966	1000	Etat moyen	Maintenir
R37-R38	1743	0,22	1000	1111	1200	Etat moyen	à changer
R38-R88	1995	0,23	1000	1159	1200	Etat moyen	à changer
R88-RG	550	0,29	1000	684	800	Enterré	à changer
RG-R39	1100	0,22	1000	935	1000	Etat moyen	Maintenir
R39-R40	1650	0,24	1000	1070	1200	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer

Suite du tableau 23 : Les résultats du calcul hydraulique du collecteur

Tronçon	Q (l/s)	I (%)	Dreél (mm)	Dcal (mm)	Dnom (mm)	Etat physique	Observation
R40-R41	2200	0,39	1000	1089	1200	Bon état	à changer
R41-R42	2753	0,31	1000	1236	1500	Etat moyen	à changer
R42-R43	482	0,26	1000	665	800	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R43-R44	964	0,24	1000	875	1000	Bon état	Maintenir
R44-R45	1446	0,27	1000	997	1000	Bon état	Maintenir
R45-R46	1928	0,31	1000	1082	1200	Etat moyen	à changer
R46-R47	2410	0,33	1000	1162	1200	Etat moyen	à changer
R47-R48	2892	0,30	1000	1267	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R48-R49	3374	0,35	1000	1304	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R49-R50	3856	0,35	1000	1371	1500	Etat moyen	à changer
R50-R51	4338	0,26	1000	1515	1800	Etat moyen	à changer
R51-R52	4820	0,28	1000	1555	1800	Présence de dépôts important	à changer
R52-R53	486	0,34	1000	634	800	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R53-R54	972	0,36	1000	813	1000	Bon état et présence de dépôts	Maintenir
R54-R55	1458	0,34	1000	957	1000	Présence de dépôts	Maintenir
R55-R56	1944	0,24	1000	1138	1200	Présence de dépôts important	à changer
R56-R57	2430	0,23	1000	1248	1500	Présence de dépôts important	à changer
R57-R58	2917	0,21	1000	1359	1500	Enterré	à changer
R58-R59	2917	0,29	1000	1279	1500	Présence de dépôts important	à changer
R59-R60	2917	0,26	1000	1306	1500	Etat dégradé important	à changer
R60-R61	2917	0,28	1000	1288	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R61-R62	2917	0,28	1000	1288	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R62-R63	2917	0,28	1000	1288	1500	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R63-R64	2917	0,26	1000	1306	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer

Suite du tableau 23 : Les résultats du calcul hydraulique du collecteur

Tronçon	Q (l/s)	I (%)	Dreél (mm)	Dcal (mm)	Dnom (mm)	Etat physique	Observation
R64-R65	2917	0,38	1000	1216	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R65-R66	2917	0,25	1000	1315	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R66-R67	2917	0,28	1200	1288	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R67-R68	2917	0,28	1200	1288	1500	Bon état et présence de dépôts	à changer
R68-R69	2917	0,24	1200	1326	1500	Bon état	à changer
R69-RH	2917	0,24	1200	1326	1500	Bon état	à changer
RH-RI	2917	0,34	1200	1242	1500	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
RI-RJ	2917	0,28	1200	1288	1500	Etat moyen	à changer
RJ-RK	2917	0,27	1200	1297	1500	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
RK-RL	2917	0,33	1200	1249	1500	Non diagnostiqué (tampon fissuré)	à changer
RL-RM	2917	0,31	1200	1263	1500	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
RM-RN	2917	0,29	1200	1279	1500	Ferrailage oublié, absence du tampon et mauvais état	à changer
RN-RP	2917	0,28	1200	1288	1500	Etat moyen	à changer
RP-RQ	2917	0,32	1200	1256	1500	Non diagnostiqué (défaut tampon)	à changer
RQ-R70	2917	0,25	1200	1315	1500	Etat moyen	à changer
R70-R71	2917	0,21	1200	1359	1500	Etat moyen et présence de dépôts important	à changer
R71-R72	2917	0,27	1200	1297	1500	Etat moyen	à changer
R72-R73	2917	0,27	1200	1297	1500	Etat moyen	à changer
R73-R74	2917	0,23	1200	1336	1500	Bon état et présence de dépôts important	à changer
R74-RR	2917	0,25	1200	1315	1500	Etat moyen	à changer
RR-R75	200	0,33	1500	457	500	Etat moyen	à changer
R75-RS	200	0,29	1500	468	500	Etat moyen	à changer
RS-RT	200	0,28	1500	471	500	Etat moyen	à changer
RT-R76	200	0,21	1500	497	500	Etat moyen	à changer

Suite du tableau 23 : Les résultats du calcul hydraulique du collecteur

Tronçon	Q (l/s)	I (%)	Dreél (mm)	Dcal (mm)	Dnom (mm)	Etat physique	Observation
R76-R77	200	0,26	1500	478	500	Inaccessible	à changer
R77-R78	200	0,26	1500	478	500	Inaccessible	à changer
R78-R79	200	0,28	1500	471	500	Etat dégradé	à changer
R79-R80	200	0,26	1500	478	500	Difficile à ouvrir	à changer
R80-Rej	200	0,24	1000	485	500	Difficile à ouvrir	à changer

Conclusion

Le diagnostic physique et hydraulique du collecteur principal d'assainissement RAIS HOUAOURA permet de constater les différentes anomalies qui perturbent le fonctionnement actuel du collecteur tel que l'état physique des regards qui doivent être curés périodiquement et l'état hydraulique des tronçons qui nécessitent un redimensionnement afin de garantir les bonnes conditions d'écoulement, on a constaté des anomalies au niveau des regards (malfaçons, distances importantes entre eux...etc.) Ainsi que des tronçons avec un niveau de dépôts important, en ajoutant le diagnostic hydraulique on peut dégager les tronçons à maintenir, ceux à curer et ceux à changer entièrement.

CHAPITRE V :
ETUDE DES VARIANTES

Introduction

L'étude des variantes en assainissement démontre la possibilité de faire des évacuations suivant plusieurs manières et schémas. Il indique comment choisir la variante optimale en matière d'assainissement, en réalisant une étude des variantes possibles, pour choisir, pondérer et évaluer les différents critères d'appréciation des variantes, il s'agit de tenir compte du site considéré, de ses caractéristiques et de son environnement immédiat.

Dans la pratique quotidienne, on remarque que ce choix se fait souvent seulement en fonction de la notoriété ou du coût des procédés possibles, l'observation et l'analyse de ces critères aboutira généralement à la meilleure variante suivant une balance technique et économique aussi.

V.1 Identification des variantes d'assainissement

La figure suivante représente le tracé des deux variantes

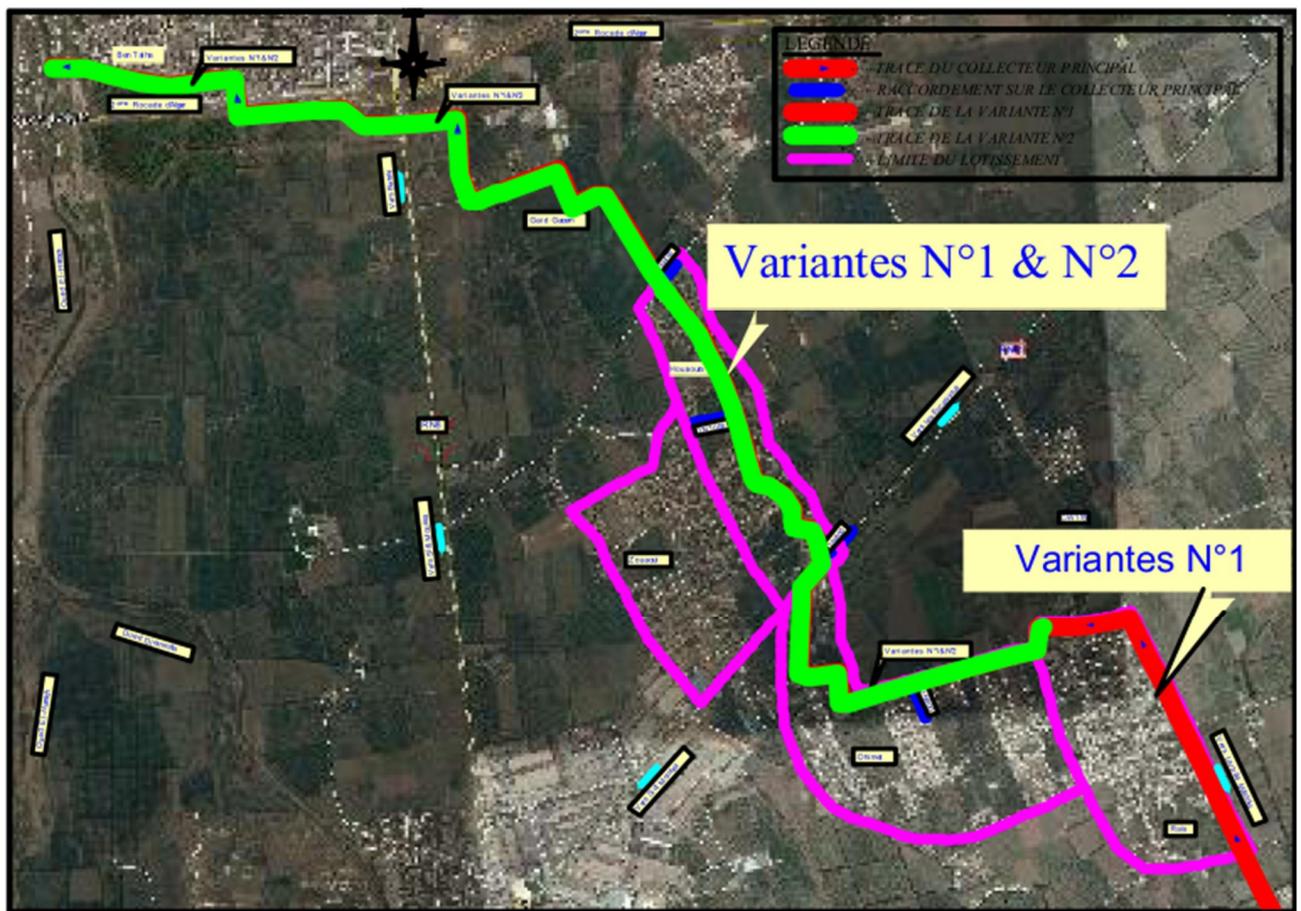


Figure 21 : schéma du tracé des variantes

Dans cette étude, deux variantes réalisables ont été identifiées

V.1.1 Variante numéro1 : Conduite en béton armé série 135 A

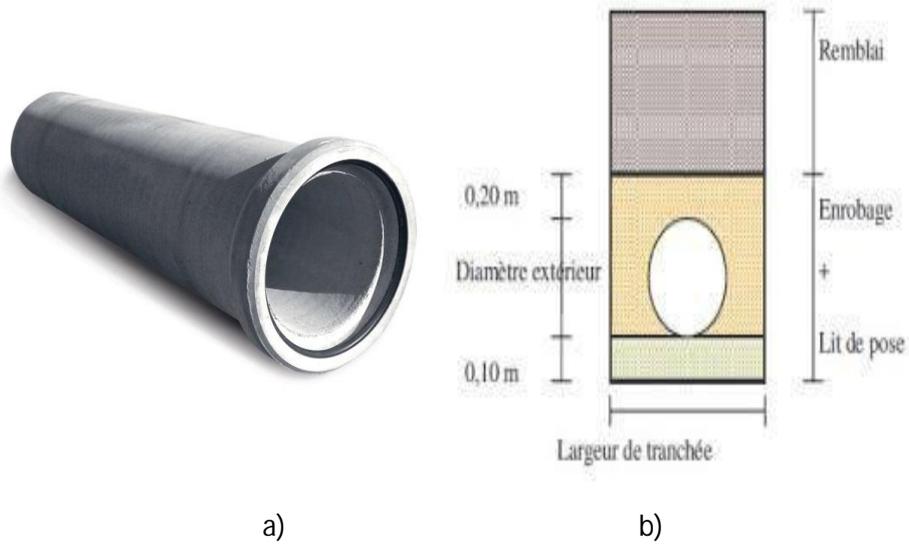


Figure 22 : conduite en béton armé

Les conduites en béton armé s’installent dans tous les types de réseaux d’assainissement, malgré l’arrivée de nouveaux matériaux, le béton continue à faire valoir ses qualités en termes de durabilité, résistance, stabilité et respect de l’environnement. Ils sont utilisés aussi bien dans des réseaux avec ou sans pression et permettent une grande variété de systèmes d’installation (terre-plein, tranchée, fonçage) sans altérer leur durabilité ni leur étanchéité.

Les conduites en béton armé d’assainissement sont conformes aux essais de qualité et de sécurité.



Figure 5: schéma descriptive des dimensions d’une conduite en béton armé série 135 A

Source (TUBERIAS Y PREFABRICADOS)

Le tableau suivant indique les différentes dimensions d'une conduite de diamètre Ø 1000

Tableau 12: Conduite en béton armé Ø 1000 - série 135 A

" CONDUITE " en béton arme ø 1000 – serie 135 A								
A	B	C	D	E	Poids du tuyau		Type de joint	Nombre de conduite par camion
ø nominal int	Longueur utile	Épaisseur mini paroi	ø extérieur fût	Ø extérieur tulipe	Kg	Kg/m/ Linéaire		
mm	mm	mm	mm	mm				
800	2400	93	990	1160	1800	750	INTÉGRAL	14

Source (TUBERIAS Y PREFABRICADOS)

V.1.1.1 Les avantages de la conduite en béton armé

- Facilité de mise en œuvre liée à la nature du matériau de remblai ;
- Performance hydraulique pérenne ;
- Raccordement de regard optimisé ;
- Facilité de compactage ;

V.1.1.2 Dimensionnement de la conduite d'assainissement

V.1.1.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement dans les collecteurs d'assainissement est un écoulement à surface libre régit par la formule de continuité

$$Q = V \times S \quad (V.1)$$

Où :

Q : est le débit d'écoulement. (m³/s) ;

V : est la vitesse d'écoulement. (m/s) ;

S : est la section mouillée. (m²) ;

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

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

- Une vitesse minimale de 0.6 m/ s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) de ce même débit.

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

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

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

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

- Type circulaire ;
- Type ovoïde.

V.1.1.2.2 Formules d'écoulement

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

La vitesse d'écoulement se calcule par différentes expressions tel la formule de MANNING-STRICKLER.

Formule de Manning-Strickler

$$V = K_s \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I_m} \quad (V.2)$$

Avec :

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

V : la vitesse moyenne de Manning. (m / s)

R_h: Est le rayon hydraulique qui égale au rapport de la section au périmètre. (m)

I_m : La pente moyenne du collecteur

$$I_m = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (\text{m/m}) \quad (\text{V.3})$$

Avec :

C_{am} : Cote tampon amont (m) ;

C_{av} : Cote radier aval (m) ;

L : Distance horizontale entre les deux nœuds (m)

De cette équation on peut avoir l'équation de calcul du diamètre :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \times Q}{K_s \times \sqrt{I_m}} \right)^{3/8} \quad (\text{V.4})$$

Ce diamètre est un diamètre calculé qui n'existe pas forcément dans la gamme de produits proposé par les constructeurs, il doit donc être normalisé au plus petit des diamètres supérieurs à lui et proposés par les constructeurs.

Le tableau suivant indique les valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler ($K_s=90$)

Tableau 25: Valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler K_s

Nature des parois	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 fibrociment, en tôle sans soudures	90 à 100
Acier galvanisé	100 à 110
Fonte revêtue intérieurement neuve	110 à 125
Amiante-ciment (Eternit)	100 à 120
Cuivre, laiton, PE, PVC lisse	120 à 150

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

$$Q_{ps} = K_s \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I_m} \times \frac{\pi \times D_{nor}^2}{4} \quad (\text{V.5})$$

Tel que :

Q_{ps} : Débit de pleine section (m³/s).

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

Et

- Rapport des débits : $R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$
- Rapport des vitesses : $R_v = \frac{v}{v_{ps}}$
- Rapport des hauteurs : $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

Avec

Q_t : Débit total véhiculé par la conduite. (m³/s).

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

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

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

Condition 1 :

- Vitesse d'écoulement ($V > 1.00$ m / s)

Condition 2 :

- $V_{min} > 0.60$ m / s pour ($Q_{ps} / 10$) \approx Q_{min}
- $V_{min} > 0.30$ m / s pour ($Q_{ps} / 100$) \approx Q_{min}

Le tableau est un mini tableau des calculs hydraulique de la conduite en béton armé variante numéro (1) le calcul détaillé présenté dans l'ANNEXE N°IV)

Tableau 13: Calcul hydraulique de la conduite en béton armé

Tronçon	Q (l/s)	D (mm)	Pente (%)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V(Qps/10) (m/s)	V(Qps/100) (m/s)
RA-RB	251	600	0,25	0,62	359	1,27	1,37	0,73	0,37
RB-RC	502	600	0,49	0,82	503	1,78	2,03	1,13	0,58
RC-RD	753	800	0,96	0,50	1516	3,02	3,02	1,56	0,80
RD-RE	1004	600	3,05	0,67	1255	4,44	4,92	2,64	1,36
RE-RF	1255	1000	0,22	0,79	1316	1,68	1,91	1,05	0,54
RF-R2	1506	1000	0,32	0,78	1587	2,02	2,30	1,26	0,65
R2-R3	1757	1000	0,52	0,71	2023	2,58	2,90	1,57	0,81
R3-R4	2008	1000	1,40	0,56	3319	4,23	4,43	2,31	1,19
R4-R5	2259	1200	0,32	0,72	2580	2,28	2,57	1,39	0,72
R5-R6	2510	1200	0,78	0,57	4029	3,56	3,76	1,97	1,01
R6-R7	2761	1200	0,85	0,59	4206	3,72	3,97	2,09	1,07
R7-R8	3022	1500	0,39	0,55	5165	2,92	3,04	1,59	0,82
R8-R9	352	600	0,37	0,67	437	1,55	1,72	0,92	0,47
R9-R10	704	800	0,48	0,59	1072	2,13	2,28	1,20	0,62
R10-R11	1056	800	0,51	0,79	1105	2,20	2,50	1,38	0,71
R11-R12	1408	1000	0,75	0,55	2429	3,09	3,21	1,67	0,86
R12-R13	1760	1000	0,70	0,64	2347	2,99	3,28	1,74	0,90
R13-R14	2112	1000	1,16	0,62	3021	3,85	4,16	2,20	1,13
R14-R15	2464	1200	0,30	0,81	2498	2,21	2,52	1,40	0,72
R15-R16	2816	1500	0,34	0,55	4823	2,73	2,84	1,48	0,76
R16-R17	3168	1500	0,24	0,66	4051	2,29	2,53	1,35	0,70
R17-R18	3520	1500	0,35	0,63	4892	2,77	3,01	1,59	0,82
R18-R19	3872	1500	0,23	0,81	3966	2,24	2,56	1,41	0,73
R19-R20	4224	1500	0,31	0,76	4604	2,61	2,96	1,61	0,83
R20-R21	4576	1500	0,32	0,81	4678	2,65	3,02	1,67	0,86
R21-R22	4932	1800	0,21	0,67	6163	2,42	2,69	1,44	0,74

Suite du tableau 26 : Calcul hydraulique de la conduite en béton armé

Tronçon	Q (l/s)	D (mm)	Pente (%)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V(Qps/10) (m/s)	V(Qps/100) (m/s)
R22-R23	325	600	0,22	0,80	336	1,19	1,36	0,75	0,38
R23-R24	650	800	0,51	0,55	1104	2,20	2,29	1,19	0,62
R24-R25	975	1000	0,25	0,61	1402	1,79	1,93	1,02	0,52
R25-R26	1300	1000	0,33	0,67	1611	2,05	2,28	1,22	0,63
R26-R27	1625	1200	0,28	0,60	2413	2,13	2,29	1,21	0,62
R27-R28	1950	1200	0,23	0,73	2187	1,93	2,19	1,19	0,61
R28-R29	2275	1500	0,23	0,55	3966	2,24	2,33	1,21	0,62
R29-R30	2600	1500	0,29	0,55	4453	2,52	2,62	1,37	0,70
R30-R31	2926	1500	0,24	0,63	4051	2,29	2,50	1,32	0,68
R31-R32	249	600	0,22	0,64	336	1,19	1,30	0,69	0,36
R32-R33	498	800	0,29	0,56	833	1,66	1,73	0,90	0,47
R33-R34	747	800	0,32	0,70	875	1,74	1,95	1,05	0,54
R34-R35	996	1000	0,24	0,63	1374	1,75	1,91	1,01	0,52
R35-R36	1245	1000	0,24	0,75	1374	1,75	1,98	1,08	0,55

V.1.1.3 Détermination du devis estimatif approximatif de la conduite

Le tableau suivant illustre le devis estimatif des conduites en béton de la première variante, afin de faire une estimation sommaire de cette variante, l'estimation détaillée du coût se fera dans le chapitre management de projet.

Tableau 14: Devis estimatif de la conduite en béton armé

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix au ML (DA)	Montant (DA)
Canalisation en béton armé (classe 135A)				
500	ml	991,95	3 520,00	3491664
600	ml	346,67	3 963,64	1374075
800	ml	511,03	5 040,40	2575796
1000	ml	413,22	8 429,08	3483064
1200	ml	1260,66	11 015,82	13887204
1500	ml	4495,6	15 899,52	71477882
Total				9 628 968 5

V.1.2 Variante numéro 2 :Dalot prefabricé en beton armé

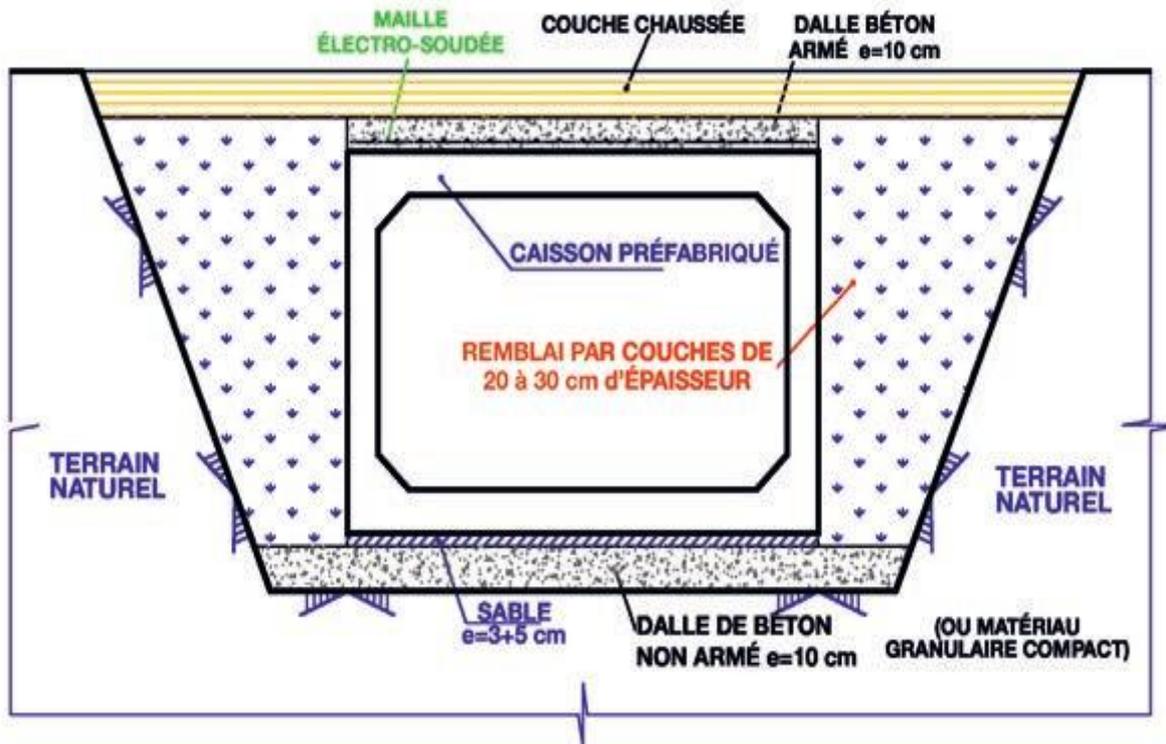


Figure 24 : Schéma descriptive d'un dalot *source* (TUBERIAS Y PREFABRICADOS)

Les dalots sont des ouvrages en béton armé, de dimensions très variées (de 0.5m à 4m voir plus). Leurs formes à l'avantage d'avoir une section d'écoulement importante pour des hauteurs réduites

Les éléments préfabriqués peuvent être posés sous chaussée et affleurer le sol pour recevoir directement des charges roulantes

V.1.2.1 Caractéristiques

- Les dalots en béton armé sont des structures de type caisson, formées de deux dalles (linteau et radier) encastrées dans des murs latéraux
- Utilisation prévue : canalisations hydrauliques de torrents, passage inférieurs d'infrastructures ferroviaires, routière et aéroportuaires, collecteurs de drainage, galerie de service, etc.
- Type de joint mi- épaisseur pour scellage sur chantier
- Résistance caractéristique minimum du béton 35 N/mm²
- Pour toutes les armatures, est utilisé un acier type B-500 de limite d'élasticité de 500 N/mm²
- Absorption d'eau $\leq 6\%$
- Fabriqués avec des têtes de sécurité d'entrée et de sortie
- Le dalot est considéré apte à l'utilisation 10 jours après sa fabrication

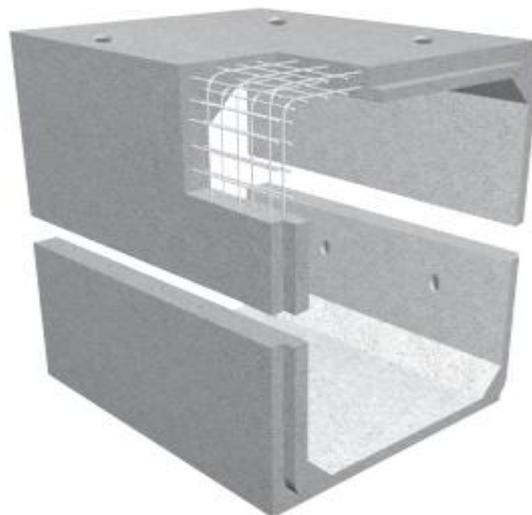


Figure 25 : Dalot préfabriqué articulé *source (TUBERIAS Y PREFABRICADOS)*

Les dalots en béton armé articulé sont constitués de deux semi-cadres appuyés l'un sur l'autre avec un emboîtement en mi- épaisseur.



Figure 6: Pièces spéciales pour dalot en béton armé *source (TUBERIAS Y PREFABRICADOS)*

Coins pour faciliter les courbes dans les changements d'orientation ou pour adapter la forme du cadre aux terminaisons de trace pour nécessité esthétique. Sont fabriqués avec coudes. Connexion bout à bout

V.1.2.2 Système de fabrication de dalots en béton armé

Un vibreur interne de grande capacité de vibration, réglable en puissance et en vitesse avec un variateur électronique nous permet de fabriquer les cadres en béton armé avec une grande qualité et finition.



Figure 7: Fabrication d'un dalot en béton armé *source (TUBERIAS Y PREFABRICADOS)*

V.1.2.3 Avantages des dalots sur les coffrages sur chantier

- La résistance et la durabilité éprouvées des modules préfabriqués en béton armé font de ces éléments une solution idéale au sein d'un vaste éventail de solutions techniques pour l'ingénierie civile et la construction
- Une vaste gamme de ces éléments sous différentes formes et dimensions, offre une réponse aux besoins d'exécution rapide de canalisation de cour d'eau de pluie
- Les matériaux utilisés pour la fabrication des dalots sont à tout moment contrôlé afin d'obtenir un produit final de haute résistance, aux finitions excellentes et avec des variations dimensionnelles minimum
- La rapidité de pose qui ne requiert pas de personnel spécialisé considérée comme l'un des grands avantages, les délais d'exécution étant réduits.

V.1.2.4 Dimensionnement du dalot

V.1.2.4.1 Paramètres hydraulique

- Section du dalot : géométrie du dalot dans un plan perpendiculaire à son axe.
- Tirant d'eau (y) : distance de la section libre /au point le plus bas de la section du dalot
- Section mouillée (S_m) : la partie de la section limitée par les parois et la surface libre
- Largeur au miroir (L) : largeur du dalot au niveau de la surface libre.
- Périmètre mouillé (P_m) : périmètre de la section mouillée en contact avec les parois.
- Rayon hydraulique (R_h) : Le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé
- Vitesse moyenne (V) : $V = Q/S_m$
- Pente (I) : géométrie du dalot dans un plan perpendiculaire à son axe
- Nombre de Froude :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L_c}} \quad (V.6)$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- L_c : longueur caractéristique $L_c = \frac{S_m}{L}$

Les dimensions du dalot sont calculées par la formule de Manning-Strickler utilisé pour la variante numéro 1 :

- Le périmètre mouillé $P_m = L + 2 \times h$

- La section mouille $S_m = L \times h$
- Rayon hydraulique (R_h) : $R_h = S_m / P_m$

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux suivants

Avec :

hn : Hauteur normal

Hcr : Hauteur normal

Tableau 15: Résultat du calcul hydraulique du dalot

Tronçon	I (%)	Q [m ³ /s]	L [m]	hn [m]	Hcr [m]	Icr (%)	Sm [m ²]	Pm [m]	Rh [m]	V [m/s]	Fr
R18-R19	0,45	6,24	1,75	1,25	1,090	0,85	2,1	4,2	0,51	3,08	0,77
R19-R20	0,3	6,55	2	1,75	1,030	0,44	3,5	5,5	0,64	2,89	0,49
R20-R21	0,35	6,864	2	1,75	1,063	0,48	3,5	5,5	0,64	3,13	0,57
R21-R22	0,35	7,176	2	1,75	1,095	0,53	3,5	5,5	0,64	3,13	0,57
R22-R23	0,31	7,488	2	1,75	1,126	0,57	3,5	5,5	0,64	2,94	0,50
R23-R24	0,32	7,797	2	1,75	1,157	0,62	3,5	5,5	0,64	2,99	0,52
R24-R25	0,29	8,023	2	1,75	1,179	0,66	3,5	5,5	0,64	2,84	0,47
R25-R26	0,27	8,249	2	1,75	1,201	0,70	3,5	5,5	0,64	2,74	0,44
R26-R27	0,34	8,475	2	1,75	1,223	0,74	3,5	5,5	0,64	3,08	0,55
R27-R28	0,32	8,701	2	1,75	1,245	0,78	3,5	5,5	0,64	2,99	0,52
R28-R29	0,28	8,927	2	1,75	1,266	0,82	3,5	5,5	0,64	2,80	0,46
R29-R30	0,33	9,153	2	1,75	1,288	0,86	3,5	5,5	0,64	3,03	0,54
R30-R31	0,32	9,379	2	1,75	1,309	0,90	3,5	5,5	0,64	2,99	0,52
R31-R32	0,26	9,605	2	1,75	1,330	0,94	3,5	5,5	0,64	2,69	0,42
R32-R33	0,29	9,831	2	1,75	1,350	0,99	3,5	5,5	0,64	2,84	0,47
R33-R34	0,31	10,057	2	1,75	1,371	1,04	3,5	5,5	0,64	2,94	0,50
R34-R35	0,28	10,283	2	2,00	1,392	0,89	4	6	0,67	2,88	0,42
R35-R36	0,29	10,509	2	2,00	1,412	0,93	4	6	0,67	2,93	0,44
R36-R37	0,32	10,735	2	2,00	1,432	0,97	4	6	0,67	3,08	0,48
R37-R38	0,3	10,961	2	2,00	1,452	1,01	4	6	0,67	2,98	0,45
R38-R88	0,28	11,187	2	2,00	1,472	1,05	4	6	0,67	2,88	0,42
R88-RG	0,29	11,413	2	2,00	1,492	1,10	4	6	0,67	2,93	0,44

Suite du tableau 28 : Résultat du calcul hydraulique du dalot

Tronçon	I (%)	Q [m ³ /s]	L [m]	hn [m]	Hcr [m]	Icr (%)	Sm [m ²]	Pm [m]	Rh [m]	V [m/s]	Fr
RG-R39	0,28	11,639	2	2,00	1,511	1,14	4	6	0,67	2,88	0,42
R39-R40	0,26	11,865	2	2,00	1,531	1,19	4	6	0,67	2,78	0,39
R40-R41	0,29	12,091	2	2,00	1,550	1,23	4	6	0,67	2,93	0,44
R41-R42	0,25	12,325	2,5	2,00	1,353	0,85	5	6,5	0,77	3,00	0,46
R42-R43	0,27	12,801	2,5	2,00	1,388	0,91	5	6,5	0,77	3,11	0,49
R43-R44	0,39	13,277	2,5	2,00	1,422	0,98	5	6,5	0,77	3,74	0,71
R44-R45	0,26	13,753	2,5	2,00	1,456	1,05	5	6,5	0,77	3,06	0,48
R45-R46	0,26	14,229	2,5	2,00	1,489	1,13	5	6,5	0,77	3,06	0,48
R46-R47	0,3	14,705	2,5	2,00	1,522	1,20	5	6,5	0,77	3,28	0,55
R47-R48	0,27	15,181	2,5	2,00	1,555	1,28	5	6,5	0,77	3,11	0,49
R48-R49	0,34	15,657	2,5	2,00	1,587	1,36	5	6,5	0,77	3,50	0,62
R49-R50	0,31	16,133	2,5	2,00	1,619	1,45	5	6,5	0,77	3,34	0,57
R50-R51	0,22	16,609	2,5	2,00	1,651	1,54	5	6,5	0,77	2,81	0,40
R51-R52	0,35	17,085	2,5	2,00	1,682	1,62	5	6,5	0,77	3,55	0,64
R52-R53	0,35	17,561	2,5	2,00	1,713	1,72	5	6,5	0,77	3,55	0,64
R53-R54	0,35	18,037	2,5	2,00	1,744	1,81	5	6,5	0,77	3,55	0,64
R54-R55	0,28	18,513	2,5	2,25	1,775	1,60	5,62	7	0,80	3,27	0,48
R55-R56	0,42	18,989	2,5	2,25	1,805	1,68	5,62	7	0,80	4,00	0,72
R56-R57	0,34	19,465	2,5	2,25	1,835	1,77	5,62	7	0,80	3,60	0,59
R57-R58	0,34	19,941	2,5	2,25	1,865	1,86	5,62	7	0,80	3,60	0,59
R58-R59	0,29	20,417	2,5	2,50	1,894	1,67	6,25	7,5	0,83	3,40	0,47
R59-R60	0,2	20,893	2,5	2,50	1,924	1,75	6,25	7,5	0,83	2,83	0,33
R60-R61	0,28	21,369	2,5	2,50	1,953	1,83	6,25	7,5	0,83	3,35	0,46
R61-R62	0,29	21,845	2,5	2,50	1,982	1,91	6,25	7,5	0,83	3,40	0,47
R62-R63	0,32	22,332	2,5	2,50	2,011	2,00	6,25	7,5	0,83	3,58	0,52
R63-R64	0,28	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,62	0,53
R64-R65	0,35	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	4,05	0,67
R65-R66	0,35	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	4,05	0,67
R66-R67	0,38	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	4,22	0,72

Suite du tableau 28 : Résultat du calcul hydraulique du dalot

Tronçon	I (%)	Q [m ³ /s]	L [m]	hn [m]	Hcr [m]	Icr (%)	Sm [m ²]	Pm [m]	Rh [m]	V [m/s]	Fr
R67-R68 (Revêt)	0,63	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	5,43	1,20
R68-R69	0,29	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,68	0,55
R69-RH	0,28	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,62	0,53
RH-RI	0,28	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,62	0,53
RI-RJ	0,29	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,68	0,55
RJ-RK	0,31	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,81	0,59
RK-RL	0,34	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,99	0,65
RL-RM	0,35	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	4,05	0,67
RM-RN	0,41	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	4,38	0,78
RN-RP	0,3	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,75	0,57
RP-RQ	0,21	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,13	0,40
RQ-R70	0,29	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,68	0,55
R70-R71	0,33	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,93	0,63
R71-R72	0,27	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,55	0,51
R72-R73	0,31	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,81	0,59
R73-R74	0,24	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,35	0,46
R74-RR	0,34	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,99	0,65
RR-R75	0,26	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,49	0,50
R75-RS	0,27	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,55	0,51
RS-RT	0,25	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,42	0,48
RT-R76	0,24	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,35	0,46
R76-R77	0,29	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,68	0,55
R77-R78	0,28	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,62	0,53
R78-R79	0,25	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,42	0,48
R79-R80	0,35	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	4,05	0,67
R80-Rej	0,28	22,332	3	2,50	1,781	1,42	7,5	8	0,94	3,62	0,53

V.1.2.5 Détermination du devis estimatif du dalot

Le tableau suivant illustre le devis estimatif des dalots en béton de la deuxième variante, afin de faire une estimation sommaire de cette variante

Tableau 16 : Résultat du devis estimatif du dalot

Type de dalot (dim int.L×H) (cm)	L (cm)	Epaisseur (cm)	Quantité Nb du dalot	Prix unitaire (DA)	Montant ×(103)(DA)
175 × 125	200	15 ou 20	21	237 588	498 9
200 × 175	150	18	210	474 633	996 72
200 × 200	150	18	83	316 678	262 84
250 × 200	150	18	560	334 183	187 142
250 × 225	150	18	422	225 600	952 03
250 × 250	100	18	378	237 800	898 88
300 × 250	100	18	3754	245 000	919 730
Total					142 290 8

Conclusion

En terrain plat la morphologie et la topographie du terrain entraînent un approfondissement coûteux des réseaux

Le dimensionnement des dalots préfabriqués (variante numéro 2), revient à déterminer sa largeur et la profondeur normale. Ce sont les deux principaux problèmes, qui se posent dans l'étude de l'écoulement uniforme à surface libre. Son coût est énorme est de 1 422 908 000 DA, d'après le dimensionnement on a trouvé que largeur du dalot est supérieure à la largeur de la route

La variante numéro 1 (conduite en béton armé) est disponible sur le marché national, elle garantit les conditions d'auto curage, ainsi elle est très maniable à utiliser, l'implantation des points de décharge réduit le diamètre en aval, le coût total des conduites est de 9 628 968 5 DA

D'après les critères des deux variantes, et l'étude technico économique. Pour la suite de l'étude on prend en charge la variante n°1 (conduite en béton armé) qui présente moins de contrainte lors de la réalisation que la variante n°2, nous garderons le même tracé du collecteur

existant, on renforce certains tronçons qui sont en bon état, d'après leur diagnostic physique et hydraulique. Ainsi on projettera des ouvrages de décharge pour diminuer la section aval.

CHAPITRE VI :
ELÉMENTS CONSTITUTIFS DU
SYSTEM

Introduction

Un réseau d'assainissement a pour objectif la protection du milieu naturel, il constitue un équipement public essentiel. Un bon réseau doit être parfaitement étanche même en cas de mouvements de terrain ; il assure l'écoulement rapide des eaux usées et doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent des ouvrages principaux, correspond au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration, des ouvrages annexes correspond aux installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (regards de visite, bouches d'égout, déversoir d'orages, branchements...).

VI.1 Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux se présentent sous forme de :

VI.1.1 Les conduites

Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

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

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

VI.1.1.1 Choix du type de canalisation

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

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.

- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées transportées.
- Des efforts extérieurs dus sur remblai.
- Dans cette étude nous optons pour les conduites en béton armé (voir chapitre V).

VI.2 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes comprennent :

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

VI.2.1 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir.

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

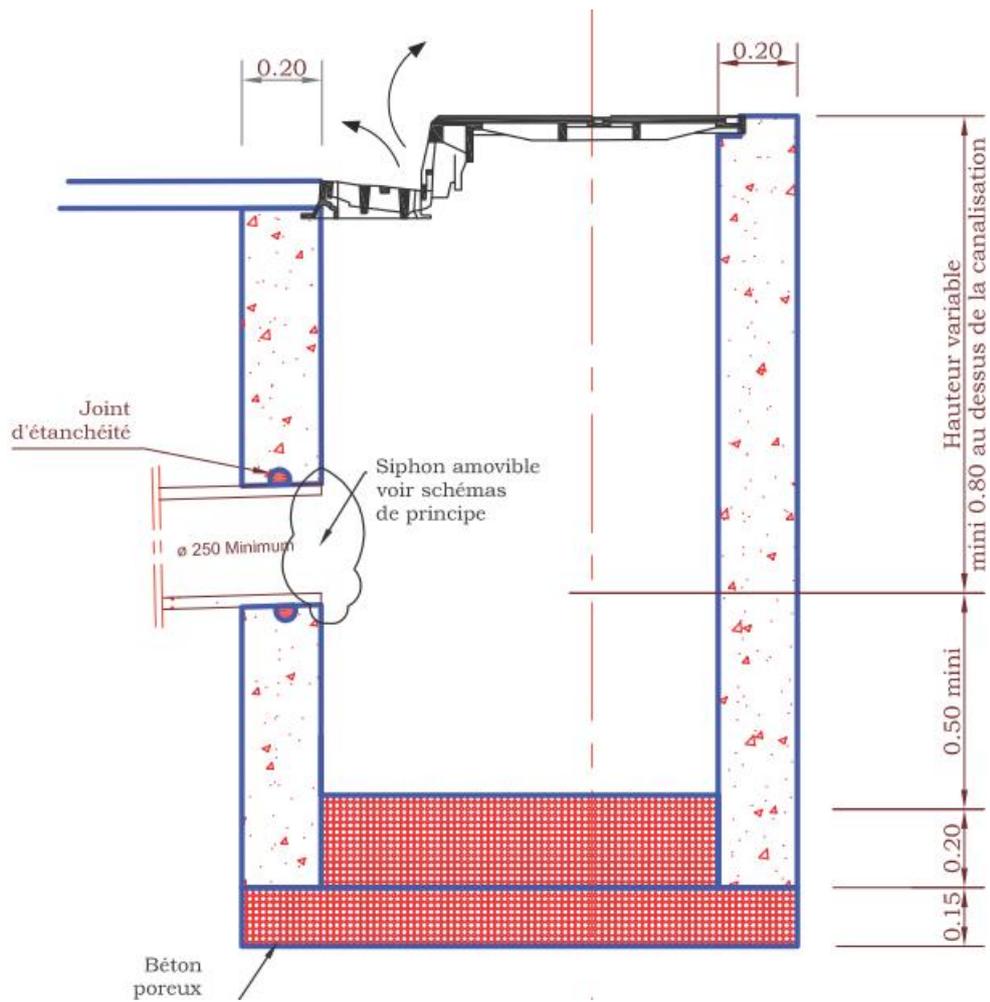


Figure 26 : Bouches d'égout à puisard avec fond en béton poreux *source GRAND LYON 2017*

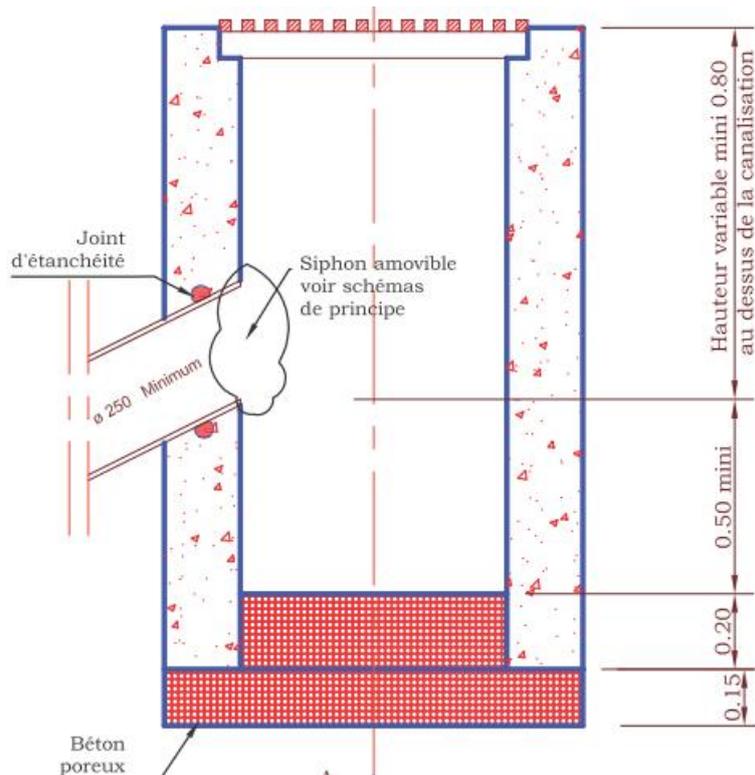


Figure 8: Tabouret grille à puisard avec fond en béton poreux *source GRAND LYON*

VI.2.2 Les regards d'accès aux réseaux

Permettent d'accéder au réseau d'assainissement afin d'y pénétrer si sa dimension est suffisante (ouvrage visitable), ou simplement de l'inspecter et d'assurer sa maintenance et son entretien.

On peut donc répertorier les regards :

- D'accès pour visite,
- D'entretien pour curage ou descente de matériel,
- D'aération (qui peuvent être de dimension inférieure).

La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50m en terrain accidenté ;
- 50 à 80m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement de direction ;

- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre.

VI.2.2.1 Types des regards

On distingue différents types qui sont :

VI.2.2.1.1 Regard de visite

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

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

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

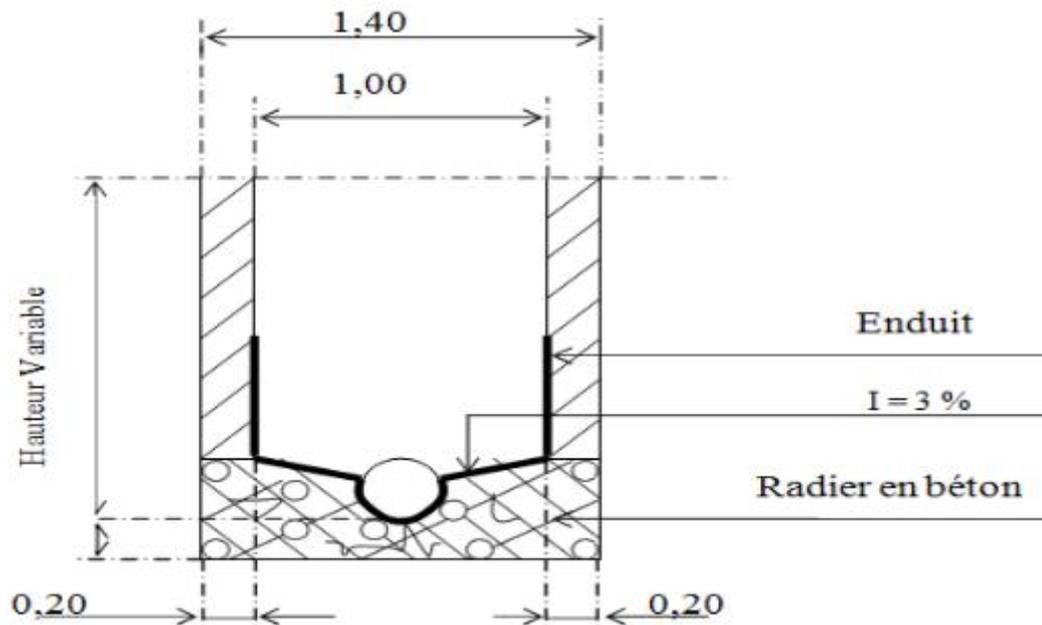
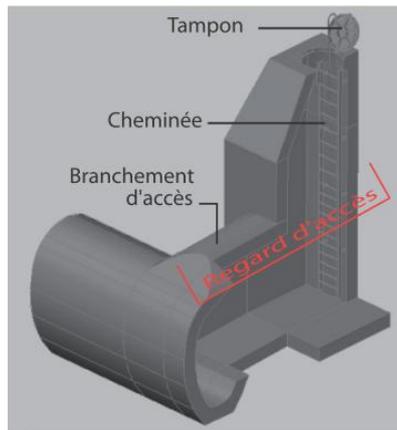


Figure 9: Exemple d'un regard de visite

VI.2.2.1.2 Regard de ventilation

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

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



a)



b)

Figure 10 : Regards d'accès. *Source GRAND LYON mars 2017*

VI.2.2.1.3 Regard de jonction

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

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

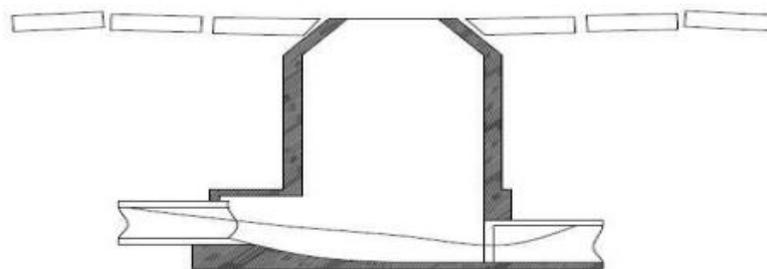


Figure 11 : Exemple d'un regard de jonction.

VI.2.2.1.4 Regard de chute

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

A. La chute verticale profonde

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

B. chute toboggan

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

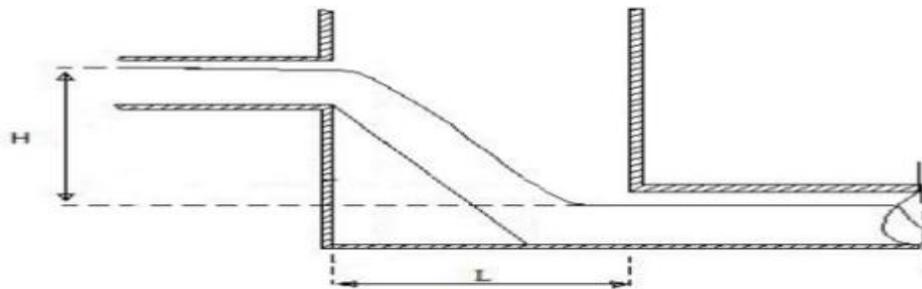


Figure 31 : Exemple d'un regard de chute.

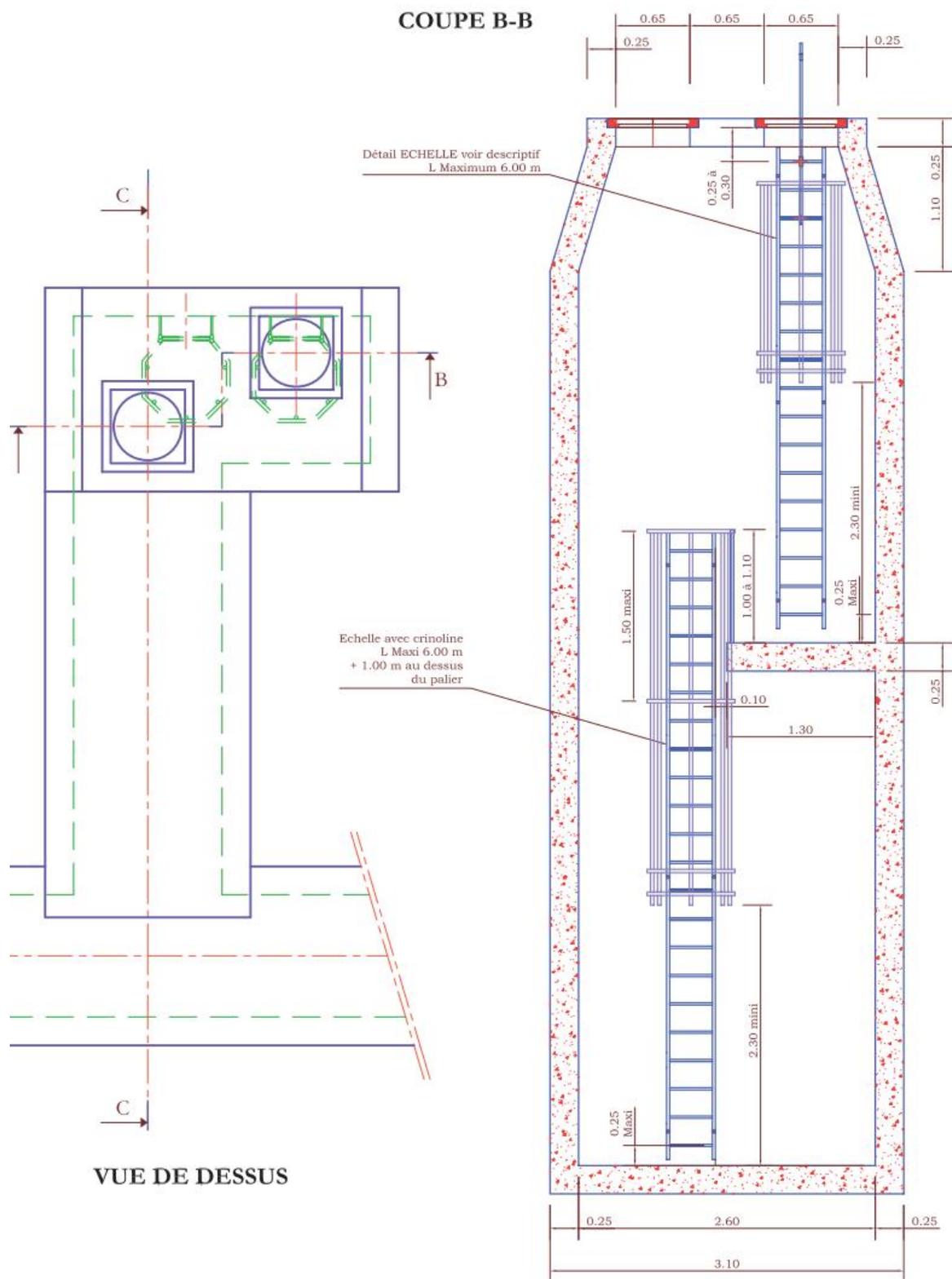


Figure 12 : schéma descriptive d'un regard de chute. Source GRAND LYON mars 2017

C. Dimensionnement du regard de chute

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

$$L = V \times t \quad (\text{VI.1})$$

$$y = \frac{1}{2} \times g \times t^2 \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

$$t = \frac{L}{V} \quad (\text{VI.3})$$

Où

L : Largueur du regard (m).

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

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

Des trois équations on aura :

$$L = \sqrt{\frac{2 \times y}{g}} \times V \quad (\text{VI.4})$$

VI.3 Les ouvrages spéciaux

Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau, cependant, dans de nombreux cas, il convient de recourir à tel ou tel ouvrage, soit pour résoudre certains problèmes qui apparaissent au stade de l'étude comme l'incapacité d'autocurage, soit pour optimiser le projet sous le double aspect technique ou financière avec la création de déversoir d'orage de bassin de stockage soit encore pour résoudre certaines difficultés de points obligés, la nécessité d'un relèvement hydraulique des effluents, on distingue :

VI.3.1. Déversoir d'orage

Les déversoirs d'orage sont placés sur un réseau unitaire, ils permettent de décharger ponctuellement le réseau vers le milieu naturel.

Par temps sec : envoyer l'intégralité des effluents à la station d'épuration

Par temps de pluie : effectuer une sélection des effluents afin d'en diriger une partie vers la station d'épuration (flux dit « conservé ») et l'autre partie vers le milieu récepteur (flux dit « rejeté »).

Ces fonctions peuvent être réalisées par divers types d'aménagements, intégrant ou non des seuils déversant. Ainsi le terme "déversoir d'orage" pourra s'appliquer à des ouvrages de dérivation par orifice ou ajutage.

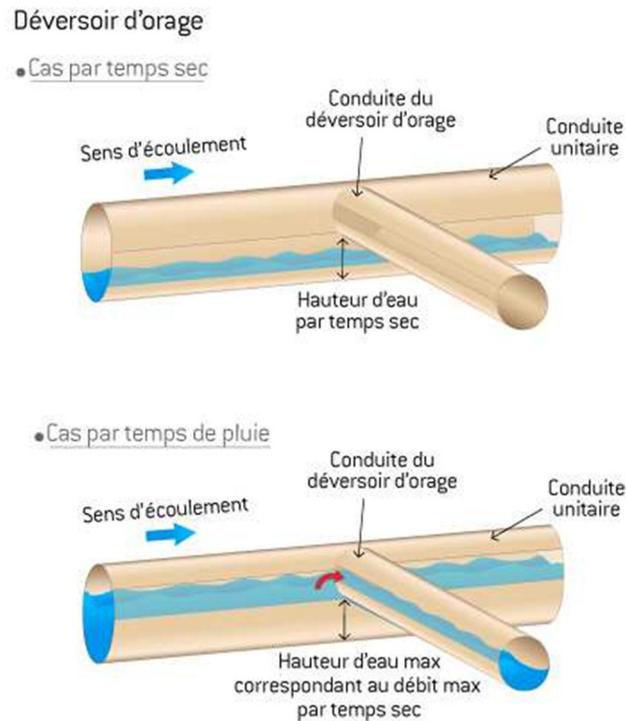


Figure 33 : Principe de fonctionnement du déversoir d'orage *Source (At Poitiers (France))*

VI.3.1.1 Les types de déversoirs d'orage

- Déversoirs à seuil haut

Les déversoirs sont dits à seuil haut lorsque le niveau du seuil déversant se situe au-dessus du niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (niveau à partir duquel il y a mise en charge de la conduite).

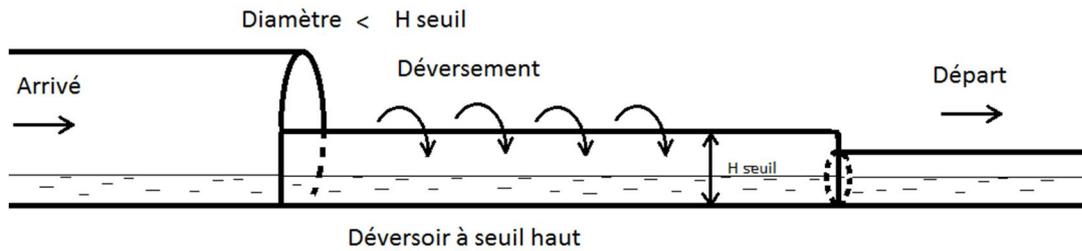


Figure 13 : Schéma déversoir à seuil haut.

- **Déversoir à seuil bas**

Les déversoirs d'orage sont dits à seuil bas lorsque le niveau du seuil déversant se situe sous le niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval.

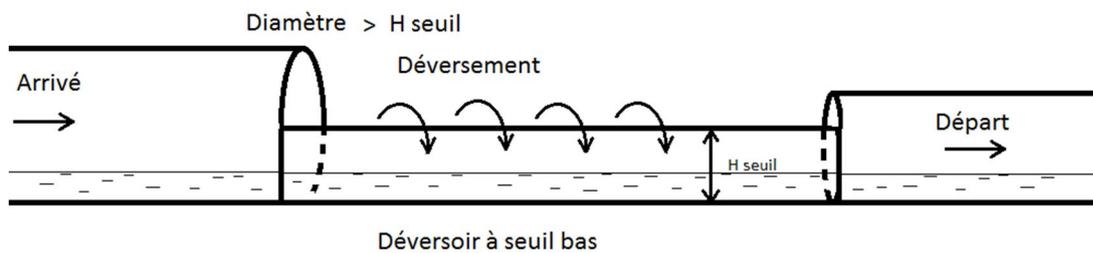


Figure 14 : schéma déversoir à seuil bas.

Avantages et inconvénients des ouvrages à seuil déversant

- > **Le déversoir à seuil haut**

- Vitesse d'approche plus faible.
- Tranquillisation de l'écoulement.
- Meilleure connaissance des conditions hydrauliques : Calcul aisé.
- Piégeage des flottants et des matériaux transportés par charriage.
- Il empêche l'entrée des eaux de l'émissaire dans le réseau.
- Il pose par contre des problèmes d'entretien et de curage.

- > **Le déversoir à seuil bas**

- Les conditions d'écoulement hydrauliques à l'amont et à l'aval de déversement sont très variées suivant la pente du radier du collecteur (ouverture latérale).
- Différentes configurations de la ligne d'eau au droit du déversoir d'orage : Ce qui explique les différentes formules proposées par les auteurs.
- Pollution déversée plus importante.

- * **Organe de dérivation sans seuil**

- **A orifice**

Le principe hydraulique de cet ouvrage est de permettre l'évacuation des eaux déversées par un orifice.

- **A ouverture de radier**

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. La forme de l'ouverture peut être rectangulaire ou elliptique.

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

Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente (quelques %).

VI.3.1.2 Choix du type de déversoir

Les déversoirs d'orage présentent une diversité importante concernant leur rôle et leur typologie sur un réseau d'assainissement unitaire. Cela s'explique essentiellement parce qu'ils doivent assurer un fonctionnement hydraulique pour des configurations topographiques et hydrauliques très variables (régimes d'écoulement, pente, niveaux d'eaux de l'émissaire, position de la STEP). Le choix d'un déversoir nécessite donc une analyse précise de son environnement et du contexte pour lequel il est sollicité.

En zone relativement plate par exemple, les déversoirs à crête latérale prédominent.

VI.3.1.3 Calcul et mesure des caractéristiques des déversoirs d'orage

- * **Choix du type de déversoir d'orage :**
- * Les données de base nécessaires
 - Q_{ts} : pour le débit de temps sec.
 - Q_{max} : débit maximum admissible.
 - Q_{lim} : débit limite admissible pour le collecteur aval.

$$Q_{dev} = Q_{max} - Q_{lim}$$

Les données concernant le collecteur :

- Tenir compte de la pente motrice moyenne.
- Diamètres des collecteurs amont et aval (écoulement à surface libre).

- Les conditions d'écoulement : fluvial ou torrentiel.
- Charge moyenne disponible pour évacuer l'eau à la décharge.
- Zone d'implantation.

Avec ces éléments, on procède à la détermination directe du type de déversoir d'orage à retenir, avec une comparaison économique des déversoirs

VI.3.1.3.1 Calcul du débit déversé

La formule générale de la loi de déversement pour un déversoir d'orage latéral

$$Q_{\text{dev}} = m \times L \times h \times \sqrt{2 \times g \times h} \quad (\text{VI.5})$$

m : coefficient de débit

L : longueur du déversoir

h : charge mesurée selon les auteurs à l'amont h_0 , à l'aval h_1

Le coefficient « m » est fonction de la hauteur « Z » de la pelle, de la vitesse d'approche, de l'obliquité du déversoir.

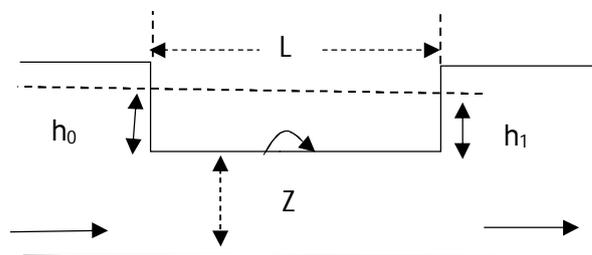


Figure 36 : Déversoir latéral, régime fluvial

Tableau 30 : Valeur du coefficient « m »

Forme de crête	Charge moyenne h (m)					
	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70
Crête épaisse arrondie	0,315	0,32	0,320	0,325	0,325	0,33
Crête épaisse à arrêtes (nappe libre)	0,27	0,27	0,273	0,275	0,276	0,28

Tableau 31 : Valeurs du coefficient "k"

Rapport	Régime fluvial ($h_{aval} > h_{amont}$)	Valeur de K
h_{aval}/h_{amont}	0,4	0,598
	0,5	0,659
	0,6	0,722
	0,7	0,784
	0,8	0,856
	0,9	0,924
	1	1

Si h_0 et h_1 sont très différentes, le coefficient « m » sera multiplié par un coefficient « k »

VI.3.1.3.2 Principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage frontal ou latéral

- > Déterminer le débit total Q_t :

$$Q_t = Q_{(pluvial)} + Q_{(eaux\ usées\ dom)} + Q_{(indus)} + Q_{(eaux\ usées\ pub)} + Q_{(eau\ paras)}$$

- > Déterminer le débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t \times \left(1 - \frac{tc}{100}\right) \quad (VI.6)$$

tc : temps de concentration évalué en fonction de la nature et structure de la surface à draine

- > Le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers la STEP : Q_{step}

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

On calcule le débit déversé : $Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step}$

- > Détermination du débit de la STEP : Q_{step}

- Calcul du débit de pointe d'eaux usées (domestique + industriel + eau usée pub) : Q_{pte}

$$Q_{pte} = Q_{moy} \times K_p \quad (VI.7)$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad (VI.8)$$

K_p : coef de pointe

- Tenant compte de la dilution :
- Dilution de 2 :

$$Q_{step} = Q_{pte} \times (1 + 1) \quad (VI.9)$$

- > Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir
 Pour obtenir les hauteurs d'eau dans les collecteurs, nous utiliserons les rapports de débit RQ_{cr} et RQ_{step}

$$R_h = \frac{h_{step}}{D} \quad ; \quad h_{step} = R_h \times D$$

$$RQ_{cr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \quad ; \quad Rh_{cr} = \frac{h_{cr}}{D} \quad ; \quad h_{cr} = Rh_{cr} \times D$$

h_{step} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{step} vers la station d'épuration (ou vers un autre collecteur s'il s'agit d'un déversoir by-pass).

$h_{dev} = h_{cr} - h_{step}$: correspond à la hauteur d'eau déversée (lame déversée) par le déversoir soit vers le milieu naturel soit vers un autre collecteur

D : diamètre du collecteur amont (l'entrée du déversoir)

- En fonction de la topographie, de l'endroit de la décharge (ou un autre collecteur), de l'endroit de la STEP (ou un autre collecteur), et les conditions hydrauliques, on choisit le type de déversoir à adopter (forme, matériau) d'où l'on fixe le coefficient de débit. Si le déversoir est de type latérale coefficient « m » sera corrigé par un autre coefficient « k » qui tient compte de la variation des hauteurs au niveau du seuil
- A la base de la formule suivante, on déduit la largeur du seuil « L »

$$Q_{dev} = m \times L_{dev} \times h_{dev} \times \sqrt{2 \times g \times h_{dev}}$$

$$\Rightarrow L = \frac{Q_{dev}}{m \times h_{dev}^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2 \times g}} \quad (VI.10)$$

Les caractéristiques du seuil sont :

- Le coefficient « m »
- La hauteur : « hstep »
- La largeur « L »

Tableau 32 : données du dimensionnement des ouvrages de décharge

	D (mm)	Q _p (m ³ /s)	Q _{ps} (m ³ /s)	Q _{step} (m ³ /s)	Pente (m/m)	Hauteur d'entrée (m)
DO1	1200	3.023	4.028	0.15	0.008	0.773
DO2	1800	4.933	7.242	0.252	0.003	1.092
DO3	1500	2.928	4.376	0.143	0.006	0.900
DO4	1200	1.996	2.280	0.103	0.003	0.863
DO5	1500	2.753	3.879	0.142	0.0022	0.933
DO6	1800	4.821	7.607	0.242	0.0032	1.044
DO7	1500	2.919	4.678	0.152	0.0032	0.862

- **Calcul du coefficient de retardement**

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VI.11})$$

t_c : temps de concentration (min)

*Pour le cas de cette agglomération qui a un fort pourcentage d'urbanisation, on considère :

Pour la majorité des cas. $t_c = t_1 + t_2$

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

$$t_1 = \frac{L}{60 \times V} \quad (\text{VI.12})$$

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

Avec :

L(m) : la distance entre regards

V (m/s) : la vitesse d'écoulement

- N°1(DO1)

Tableau 17 : calcul de temps de concentration DO1

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
RA-RB	88.13	1,50	0,98	0,98
RB-RC	60.75	2,12	0,48	1,46
RC-RD	287.68	2,72	1,76	3,22
RD-RE	36.05	2,83	0,21	3,43
RE-RF	90.70	2,68	0,56	4,00
RF-R2	126.86	3,58	0,59	4,59
R2-R3	76.96	3,03	0,42	5,01
R3-R4	78.70	4,44	0,30	5,31
R4-R5	109.85	2,70	0,68	5,98
R5-R6	77.41	3,50	0,37	6,35
R6-R7	70.64	3,38	0,35	6,70
R7-R8	25.60	3,91	0,11	6,81

On a $t_2=2\text{min}$ et $t_1=6.81\text{ min}$, donc $t_c=8.81\text{min}$ et $Z=0,91$

- N°2(DO2)

Tableau 34 : calcul de temps de concentration DO2

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R8-R9	40.57	1,93	0,35	0,35
R9-R10	42.07	2,65	0,26	0,61
R10-R11	69.28	2,65	0,44	1,05
R11-R12	13.27	3,21	0,07	1,12
R12-R13	14.19	3,28	0,07	1,19
R13-R14	12.9	3,53	0,06	1,25
R14-R15	33.77	2,97	0,19	1,44
R15-R16	44.67	3,07	0,24	1,68
R16-R17	83.7	2,77	0,50	2,19
R17-R18	43.18	3,01	0,24	2,43

Suite du tableau 34 : calcul de temps de concentration DO2

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R18-R19	42.62	3,06	0,23	2,66
R19-R20	32.75	2,96	0,18	2,84
R20-R21	110.97	3,02	0,61	3,46
R21-R22	187.64	3,06	1,02	4,48

On a $t_2=2\text{min}$ et $t_1=4.48\text{ min}$, donc $t_c=6.48\text{min}$ et $Z=0,93$

- N°3(DO3)

Tableau 35 : calcul de temps de concentration DO3

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R22-R23	92.55	1,46	1,06	1,06
R23-R24	29.14	1,91	0,25	1,31
R24-R25	78.65	2,08	0,63	1,94
R25-R26	90	2,09	0,72	2,66
R26-R27	61.5	2,32	0,44	3,10
R27-R28	78.44	2,46	0,53	3,63
R28-R29	176.07	2,32	1,26	4,90
R29-R30	51.06	2,47	0,34	5,24
R30-R31	143.08	2,70	0,88	6,12
R31-R32	89.37	2,66	0,56	6,68

On a $t_2=2\text{min}$ et $t_1=6.68\text{ min}$, donc $t_c=8.68\text{ min}$

Et $Z=0,91$

- N°4(DO4)

Tableau 18: calcul de temps de concentration DO4

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R32-R33	225	1,38	2,72	2,72
R33-R34	62.21	1,75	0,59	3,31
R34-R35	83.1	1,86	0,74	4,05

Suite du tableau 36 : calcul de temps de concentration DO2

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R35-R36	125	1,98	1,05	5,11
R36-R37	102.78	2,10	0,82	5,92
R37-R38	89.63	2,14	0,70	6,62
R38-R88	151.00	2,21	1,14	7,76
R88-RG	104.95	2,37	0,74	8,50
RG-R39	157.10	2,27	1,15	9,65

On a $t_2=2$ min et $t_1=9.65$ min, donc $t_c=11.65$ min et $Z=0,88$

- N°5(DO5)

Tableau 37 : calcul de temps de concentration DO5

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R39-R40	147.45	1,47	1,67	1,67
R40-R41	25.65	2,04	0,21	1,88
R41-R42	95.93	1,94	0,82	2,71
R42-R43	77.91	2,04	0,64	3,34
R43-R44	82.34	2,23	0,62	3,96
R44-R45	54.61	2,31	0,39	4,35
R45-R46	44.62	2,61	0,28	4,64

On a $t_2=2$ min et $t_1=4.64$ min, donc $t_c=6.64$ min

Et $Z=0,93$

- N°6(DO6)

Tableau 38 : calcul de temps de concentration DO6

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R46-R47	64.2	1,90	0,56	0,56
R47-R48	135.30	2,01	1,12	1,69
R48-R49	57.15	2,63	0,36	2,05
R49-R50	43.27	2,86	0,25	2,30

Suite du tableau 38 : calcul de temps de concentration DO6

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R50-R51	57.34	3,14	0,30	2,60
R51-R52	71.01	2,82	0,42	3,02
R52-R53	11.82	3,43	0,06	3,08

On a $t_2=2$ min et $t_1=3.08$ min, donc $t_c=5.08$ min

Et $Z=0,94$

- N°7(DO7)

Tableau 39 : calcul de temps de concentration DO7

Tronçon	L (m)	V (m/s)	Tc (min)	Cumul(min)
R53-R54	44.68	1,69	0,44	0,44
R54-R55	58.28	2,04	0,48	0,92
R55-R56	306.5	2,14	2,39	3,30
R56-R57	197	2,01	1,63	4,94
R57-R58	72.5	2,40	0,50	5,44
R58-R59	84.94	2,60	0,54	5,99
R59-R60	78.08	2,80	0,46	6,45

On a $t_2=2$ min et $t_1=6.45$ min, donc $t_c=8.45$ min

Et $Z=0,92$

Ces calculs sont effectués pour chaque ouvrage de décharge. Pour cela on élabore une fiche de calcul à l'aide du logiciel Excel ce qui facilite le travail et fait gagner du temps. Le résultat de ce calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 19 : les caractéristiques des ouvrages de décharge

DO N°	Z	Q _{cr} (m ³)	Q _{step} (m ³)	Q _{dev} (m ³)	RQ _{step}	R _H	H _{step} (mm)	RQ _{cr}	Rh _{cr}	h _{cr} (mm)	h _{dev} (mm)	m×k	L (m)
1	0.91	2.75	0.15	2.6	0.037	0.053	63	0.68	0.6	463	400	0.45	5.1
2	0.93	4.587	0.252	4.335	0.035	0.051	92	0.63	0.57	622	530	0.45	5.6
3	0.91	2.664	0.143	2.521	0.033	0.048	72	0.61	0.56	504	432	0.45	4.4
4	0.88	1.756	0.103	1.653	0.045	0.066	79	0.77	0.66	569	490	0.45	2.4
5	0.93	2.560	0.142	2.418	0.037	0.053	79	0.66	0.59	550	471	0.45	3.7
6	0.94	4.532	0.242	4.29	0.032	0.052	93	0.60	0.55	574	481	0.45	6.4
7	0.92	2.685	0.152	2.533	0.032	0.052	78	0.57	0.53	456	378	0.45	5.4

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de passer en revue les éléments constitutifs du réseau d'assainissement qui assurent l'écoulement rapide des eaux usées et un degré très élevé de durabilité et faciliter les opérations de curage grâce à l'implantation, et au dimensionnement des divers ouvrages annexes du réseau d'égouts à savoir : Sept déversoirs d'orage de types latéraux, des bouches d'égout, et les différents types de regards.

CHAPITRE VII :
MANAGEMENT DE PROJET

Introduction

L'objectif de management de projet est de réaliser les travaux d'assainissement au moins dans les délais et avec le moindre coût, donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération, la réalisation des projets nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux, donc il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise compétente de tous les travaux dans de bonnes conditions.

VII.1 Caractéristique de l'entreprise de réalisation

L'entreprise doit remplir les conditions d'appel d'offre en moyens matériels et humains et les performances techniques demandées.

Le planning de chantier doit être établi avec soin par des techniciens qualifiés.

VII.2 Les étapes de réalisation du projet d'assainissement

VII.2.1 Avant-projet sommaire et travaux topographiques (APS)

Il contient les éléments suivants :

- Le plan de la trace de projet ;
- Les profils en long ;
- Le type de sol ;
- Le plan des réseaux existants (GAZ, AEP, TELEPHON ...etc.).

VII.2.2 L'avant-projet détaillé (APD)

L'avant-projet détaillé a pour but, l'étude détaillée du projet en prenant compte de toutes les anomalies rencontrées dans l'avant-projet sommaire en tenant compte des difficultés qu'on doit trouver pendant la réalisation.

VII.2.3 Emplacement des canalisations

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

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

VII.2.4 Exécution des travaux

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

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



Figure 15 : Les armature d'une conduite en béton armé *source (TUBERIAS Y PREFABRICADOS)*

Les armatures de la canalisation se comporte :

- Deux séries d'aciers ;
- Des barres droites ;
- Des spires en hélices continues espacées de 15 cm maximum ;
- On les trouve en longueur de 3 m ;

VII.2.4.1 Vérification, manutention des conduites

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

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

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

Il convient de réaliser un fond de tranchée arasé à 10 cm minimum sous la génératrice inférieure de la conduite.

Puis d'exécuter :

- Le compactage sous les flancs pour assurer l'assise de la canalisation ;
- Le remblai par couches successives

VII.2.4.2 Décapage de la couche végétale

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

$$V = b \times h \times L \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

b : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (m)

L : longueur totale des tranchées (m).

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

VII.2.4.3 Emplacement des jalons des piquets

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

VII.2.4.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

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

VII.2.4.4.1 Largeur du fond de la tranchée

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

$$B = d + (2 \times 0,3) \text{ (m)} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

A. Profondeur de la tranchée

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

La profondeur de la tranchée est :

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

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite. (m)

VII.2.4.5 Aménagement du lit de pose

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

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

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

VII.2.4.6 La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des conduites est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les conduites sont posées avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales.

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

VII.2.4.7 Assemblage des conduites

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

VII.2.4.8 Remblais des tranchées

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

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII.2.4.9 Construction des regards

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

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

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;

- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.

VII.2.4.10 Exécution des déversoirs d'orage

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

VII.3 Devis quantitatif et estimatif

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

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

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

VII.3.1 Détermination des différents volumes

A. Volume de la couche végétale :

$$V_{cv} = H_V \times L \times B \quad (\text{VII.4})$$

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

B. Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad (\text{VII.5})$$

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

C. Volume occupé par le lit du sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad (\text{VII.6})$$

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

D. Volume occupé par les conduites :

$$V_{cdt} = L \times \pi \times \frac{D^2}{4} \quad (\text{VII.7})$$

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

E. Volume du remblai :

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (\text{VII.8})$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

F. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r \quad (\text{VII.9})$$

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

Tel que $V_f = V_d \times K_f$ (VII.10)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour cette étude on a : $K_f = 1,2$

Le tableau suivant résume les différents volumes

Tableau 20: détermination des différents volumes pour le collecteur principal

Tronçon	Diamètres (mm)	Longueur (m)	B (m)	H (m)	Vcv (m ³)	Vd (m ³)	Vls (m ³)	Vcdt (m ³)	Vr (m ³)	Vext (m ³)	Vf (m ³)
RA-RB	600	88,13	1,2	1,5	10,58	158,63	10,58	24,91	112,58	77,78	190,36
RB-RC	600	60,75	1,2	1,5	7,29	109,35	7,29	17,17	77,60	53,62	131,22
RC-RD	800	287,68	1,4	1,7	40,28	684,68	40,28	144,53	459,60	362,02	821,61
RD-RE	600	36,05	1,2	1,5	4,33	64,89	4,33	10,19	46,05	31,82	77,87
RE-RF	1000	90,70	1,6	1,9	14,51	275,73	14,51	71,20	175,50	155,37	330,87
RF-R2	1000	126,86	1,6	1,9	20,30	385,65	20,30	99,59	245,47	217,31	462,79
R2-R3	1000	76,60	1,6	1,9	12,26	232,86	12,26	60,13	148,22	131,22	279,44
R3-R4	1000	78,70	1,6	1,9	12,59	239,25	12,59	61,78	152,28	134,81	287,10
R4-R5	1200	109,85	1,8	2,1	19,77	415,23	19,77	124,17	251,51	246,77	498,28
R5-R6	1200	77,41	1,8	2,1	13,93	292,61	13,93	87,50	177,24	173,89	351,13
R6-R7	1200	70,64	1,8	2,1	12,72	267,02	12,72	79,85	161,74	158,69	320,42
R7-R8	1500	25,60	2,1	2,4	5,38	129,02	5,38	45,22	73,06	81,77	154,83
R8-R9	600	40,57	1,2	1,5	4,87	73,03	4,87	11,47	51,82	35,81	87,63
R9-R10	800	42,07	1,4	1,7	5,89	100,13	5,89	21,14	67,21	52,94	120,15
R10-R11	800	69,28	1,4	1,7	9,70	164,89	9,70	34,81	110,68	87,18	197,86
R11-R12	1000	13,27	1,6	1,9	2,12	40,34	2,12	10,42	25,68	22,73	48,41
R12-R13	1000	14,19	1,6	1,9	2,27	43,14	2,27	11,14	27,46	24,31	51,77
R13-R14	1000	12,90	1,6	1,9	2,06	39,22	2,06	10,13	24,96	22,10	47,06
R14-R15	1200	33,77	1,8	2,1	6,08	127,65	6,08	38,17	77,32	75,86	153,18
R15-R16	1500	44,67	2,1	2,4	9,38	225,14	9,38	78,90	127,48	142,69	270,16
R16-R17	1500	83,70	2,1	2,4	17,58	421,85	17,58	147,84	238,86	267,36	506,22
R17-R18	1500	43,18	2,1	2,4	9,07	217,63	9,07	76,27	123,22	137,93	261,15

Suite du tableau 41 : détermination des différents volumes pour le collecteur principal

Tronçon	Diamètres (mm)	Longueur (m)	B (m)	H (m)	Vcv (m3)	Vd (m3)	Vls (m3)	Vcdt (m3)	Vr (m3)	Vext (m3)	Vf (m3)
R18-R19	1500	42,62	2,1	2,4	8,95	214,80	8,95	75,28	121,63	136,14	257,77
R19-R20	1500	32,75	2,1	2,4	6,88	165,06	6,88	57,84	93,46	104,61	198,07
R20-R21	1500	110,97	2,1	2,4	23,30	559,29	23,30	196,00	316,68	354,47	671,15
R21-R22	1800	187,64	2,4	2,7	45,03	1215,91	45,03	477,24	648,60	810,49	1459,09
R22-R23	600	92,55	1,2	1,5	11,11	166,59	11,11	26,15	118,22	81,68	199,91
R23-R24	800	29,14	1,4	1,7	4,08	69,35	4,08	14,64	46,55	36,67	83,22
R24-R25	1000	78,65	1,6	1,9	12,58	239,10	12,58	61,74	152,19	134,73	286,92
R25-R26	1000	90	1,6	1,9	14,40	273,60	14,40	70,65	174,15	154,17	328,32
R26-R27	1200	61,50	1,8	2,1	11,07	232,47	11,07	69,52	140,81	138,15	278,96
R27-R28	1200	78,44	1,8	2,1	14,12	296,50	14,12	88,67	179,60	176,21	355,80
R28-R29	1500	176,07	2,1	2,4	36,97	887,39	36,97	310,98	502,46	562,41	1064,87
R29-R30	1500	51,06	2,1	2,4	10,72	257,34	10,72	90,18	145,71	163,10	308,81
R30-R31	1500	143,08	2,1	2,4	30,05	721,12	30,05	252,72	408,31	457,03	865,35
R31-R32	600	89,37	1,2	1,5	10,72	160,87	10,72	25,26	114,16	78,88	193,04
R32-R33	800	225,00	1,4	1,7	31,50	535,50	31,50	113,04	359,46	283,14	642,60
R33-R34	800	62,21	1,4	1,7	8,71	148,06	8,71	31,25	99,39	78,29	177,67
R34-R35	1000	83,1	1,6	1,9	13,30	252,62	13,30	65,23	160,80	142,35	303,15
R35-R36	1000	125	1,6	1,9	20,00	380,00	20,00	98,13	241,88	214,13	456,00
R36-R37	1000	102,78	1,6	1,9	16,44	312,45	16,44	80,68	198,88	176,06	374,94
R37-R38	1200	89,63	1,8	2,1	16,13	338,80	16,13	101,32	205,22	201,34	406,56
R38-R88	1200	151,00	1,8	2,1	27,18	570,78	27,18	170,69	345,73	339,21	684,94
R88-RG	800	104,95	1,4	1,7	14,69	249,78	14,69	52,73	167,67	132,07	299,74
RG-R39	1000	157,1	1,6	1,9	25,14	477,58	25,14	123,32	303,99	269,11	573,10
R39-R40	1200	147,45	1,8	2,1	26,54	557,36	26,54	166,68	337,60	331,23	668,83
R40-R41	1200	25,65	1,8	2,1	4,62	96,96	4,62	28,99	58,73	57,62	116,35
R41-R42	1500	95,93	2,1	2,4	20,15	483,49	20,15	169,44	273,76	306,42	580,18

Suite du tableau 41 : détermination des différents volumes pour le collecteur principal

Tronçon	Diamètres (mm)	Longueur (m)	B (m)	H (m)	Vcv (m3)	Vd (m3)	Vls (m3)	Vcdt (m3)	Vr (m3)	Vext (m3)	Vf (m3)
R42-R43	800	77,91	1,4	1,7	10,91	185,43	10,91	39,14	124,47	98,04	222,51
R43-R44	1000	82,34	1,6	1,9	13,17	250,31	13,17	64,64	159,33	141,05	300,38
R44-R45	1000	54,61	1,6	1,9	8,74	166,01	8,74	42,87	105,67	93,55	199,22
R45-R46	1200	44,62	1,8	2,1	8,03	168,66	8,03	50,44	102,16	100,23	202,40
R46-R47	1200	64,20	1,8	2,1	11,56	242,68	11,56	72,57	146,99	144,22	291,21
R47-R48	1500	135,30	2,1	2,4	28,41	681,91	28,41	238,97	386,11	432,18	818,29
R48-R49	1500	57,15	2,1	2,4	12,00	288,04	12,00	100,94	163,09	182,55	345,64
R49-R50	1500	43,27	2,1	2,4	9,09	218,08	9,09	76,43	123,48	138,22	261,70
R50-R51	1800	57,34	2,4	2,7	13,76	371,56	13,76	145,84	198,20	247,67	445,88
R51-R52	1800	71,01	2,4	2,7	17,04	460,14	17,04	180,61	245,45	306,72	552,17
R52-R53	800	11,82	1,4	1,7	1,65	28,13	1,65	5,94	18,88	14,87	33,76
R53-R54	1000	44,68	1,6	1,9	7,15	135,83	7,15	35,07	86,46	76,54	162,99
R54-R55	1000	58,28	1,6	1,9	9,32	177,17	9,32	45,75	112,77	99,83	212,61
R55-R56	1200	306,50	1,8	2,1	55,17	1158,57	55,17	346,47	701,76	688,52	1390,28
R56-R57	1500	197,00	2,1	2,4	41,37	992,88	41,37	347,95	562,19	629,27	1191,46
R57-R58	1500	72,50	2,1	2,4	15,23	365,40	15,23	128,05	206,90	231,58	438,48
R58-R59	1500	84,94	2,1	2,4	17,84	428,10	17,84	150,03	242,40	271,32	513,72
R59-R60	1500	78,08	2,1	2,4	16,40	393,52	16,40	137,91	222,82	249,41	472,23
R60-R61	1500	71,37	2,1	2,4	14,99	359,70	14,99	126,06	203,67	227,97	431,65
R61-R62	1500	71,48	2,1	2,4	15,01	360,26	15,01	126,25	203,99	228,32	432,31
R62-R63	1500	72,23	2,1	2,4	15,17	364,04	15,17	127,58	206,13	230,72	436,85
R63-R64	1500	78,28	2,1	2,4	16,44	394,53	16,44	138,26	223,39	250,05	473,44
R64-R65	1500	39,80	2,1	2,4	8,36	200,59	8,36	70,30	113,58	127,13	240,71
R65-R66	1500	122,11	2,1	2,4	25,64	615,43	25,64	215,68	348,47	390,05	738,52
R66-R67	1500	70,83	2,1	2,4	14,87	356,98	14,87	125,10	202,13	226,25	428,38
R67-R68	1500	106,12	2,1	2,4	22,29	534,84	22,29	187,43	302,84	338,97	641,81

Suite du tableau 41 : détermination des différents volumes pour le collecteur principal

Tronçon	Diamètres (mm)	Longueur (m)	B (m)	H (m)	Vcv (m3)	Vd (m3)	Vls (m3)	Vcdt (m3)	Vr (m3)	Vext (m3)	Vf (m3)
R68-R69	1500	204,75	2,1	2,4	43,00	1031,94	43,00	361,64	584,31	654,02	1238,33
R69-RH	1500	81,84	2,1	2,4	17,19	412,47	17,19	144,55	233,55	261,42	494,97
RH-RI	1500	44,14	2,1	2,4	9,27	222,47	9,27	77,96	125,96	140,99	266,96
RI-RJ	1500	42,42	2,1	2,4	8,91	213,80	8,91	74,92	121,06	135,50	256,56
RJ-RK	1500	36,75	2,1	2,4	7,72	185,22	7,72	64,91	104,88	117,39	222,26
RK-RL	1500	100,60	2,1	2,4	21,13	507,02	21,13	177,68	287,09	321,34	608,43
RL-RM	1500	163,27	2,1	2,4	34,29	822,88	34,29	288,38	465,93	521,53	987,46
RM-RN	1500	120,16	2,1	2,4	25,23	605,61	25,23	212,23	342,91	383,82	726,73
RN-RP	1500	106,25	2,1	2,4	22,31	535,50	22,31	187,66	303,21	339,39	642,60
RP-RQ	1500	110,35	2,1	2,4	23,17	556,16	23,17	194,91	314,91	352,49	667,40
RQ-R70	1500	80,23	2,1	2,4	16,85	404,36	16,85	141,71	228,96	256,27	485,23
R70-R71	1500	186,06	2,1	2,4	39,07	937,74	39,07	328,63	530,97	594,32	1125,29
R71-R72	1500	74,48	2,1	2,4	15,64	375,38	15,64	131,55	212,55	237,91	450,46
R72-R73	1500	695,00	2,1	2,4	145,95	3502,80	145,95	1227,54	1983,36	2220,00	4203,36
R73-R74	1500	219,37	2,1	2,4	46,07	1105,62	46,07	387,46	626,03	700,72	1326,75
R74-RR	1500	79,84	2,1	2,4	16,77	402,39	16,77	141,02	227,84	255,03	482,87
RR-R75	500	106,28	1,1	1,4	11,69	163,67	11,69	20,86	119,43	76,97	196,41
R75-RS	500	34,55	1,1	1,4	3,80	53,21	3,80	6,78	38,83	25,02	63,85
RS-RT	500	54,21	1,1	1,4	5,96	83,48	5,96	10,64	60,92	39,26	100,18
RT-R76	500	238,00	1,1	1,4	26,18	366,52	26,18	46,71	267,45	172,37	439,82
R76-R77	500	57,63	1,1	1,4	6,34	88,75	6,34	11,31	64,76	41,74	106,50
R77-R78	500	197,38	1,1	1,4	21,71	303,97	21,71	38,74	221,81	142,95	364,76
R78-R79	500	106,57	1,1	1,4	11,72	164,12	11,72	20,91	119,76	77,18	196,94
R79-R80	500	114,23	1,1	1,4	12,57	175,91	12,57	22,42	128,37	82,73	211,10
R80-Rej	500	83,10	1,1	1,4	9,14	127,97	9,14	16,31	93,38	60,19	153,57

Le tableau suivant montre les volumes totaux des travaux

Tableau 21: Volumes des travaux

$V_{cv}(m^3)$	$V_d(m^3)$	$V_{ls}(m^3)$	$V_{cdt}(m^3)$	$V_r(m^3)$	$V_{ex}(m^3)$
1738,61	37818,51	1738,61	11948,58	22392,72	22989,49

Le tableau suivant détermine le devis quantitatif et estimatif du projet.

Tableau 22: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)	
1	Décapage de la tranchée	m ³	11948,58	200	2389716	
2	Déblai	m ³	37818,51	300	11345553	
3	Pose du lit de sable	m ³	1738,61	1500	2607915	
4	Remblai de la tranchée	m ³	22392,72	350	7837452	
5	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	22989,49	180	4138108,2	
6	Conduites en béton armé classe 135 A	500	ml	991,95	3 520,00	3491664
		600	ml	346,67	3 963,64	1374075
		800	ml	511,03	5 040,40	2575796
		1000	ml	413,22	8 429,08	3483064
		1200	ml	1260,66	11 015,82	13887204
		1500	ml	4495,6	15 899,52	71477882
7	Construction des regards en béton armé	U	86	35000	3 010 000	
8	Exécution des déversoirs d'orages	U	7	160000	1 120 000	
	THT				1 246 084 29	

Suite du tableau 43: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
	TVA (19%)				2 367 560 1
	TTC				1 482 840 31

VII.4 Planification des travaux

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

Installation des postes de travail ;

- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.4.1 Calcul de temps de réalisation (TR)

Les principales opérations à exécuter sont :

A. Piquetage.

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

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

D. Aménagement du lit de pose.

E. Construction des regards.

F. La mise en place des conduites en tranchée.

G. constructions des ouvrages annexes (D. O.)

H. Assemblage des conduites.

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

J. Remblai des tranchées.

K. Travaux de finition.

Tableau 23: Détermination des délais.

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

Avec :

- **TR** : temps de réalisation.
- **DCP** : date de commencement au plus tôt.
- **DFP** : date de finissement au plus tôt.
- **DCPP** : date de commencement au plus tard.
- **DFPP** : date de finissement au plus tard.
- **MT** : marge totale.
- Le chemin critique : A-B-C-E-H-I-J-K
- $\sum TR = 210$ jours

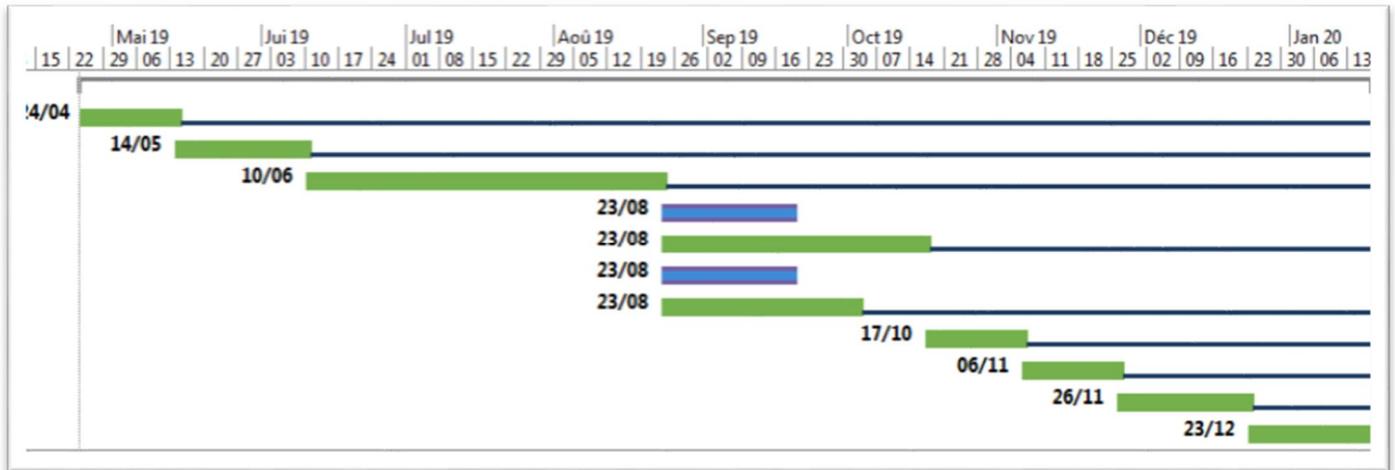


Figure 40 : diagramme de Gant

Conclusion

Le management de projet est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier.

D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation tel que ce projet se réalisera dans un délai de 210 jours avec un cout de

1 482 840 31 DA.

La bonne qualité des matériaux des ouvrages réalisés rend le système d'assainissement plus fonctionnel. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La réhabilitation du collecteur principal RAIS-HOUAOURA-BENTALHA, commune de Sidi Moussa, wilaya d'Alger, doit répondre à la problématique qui est la protection de la région contre les risques d'inondations et ceux en relation avec l'environnement, chose qui a été mise à mal par la vétusté de l'ouvrage, le colmatage du collecteur, l'envasement des regards dû aux gravats qui sont charriés par les eaux pluviales et la faible pente du collecteur engendrent des débordements au niveau des regards en période hivernale ces inondations engendrent des désagréments pour les citoyens.

Le diagnostic de l'ouvrage, après auscultation, a eu pour but d'identifier, d'analyser et d'interpréter les anomalies. Il a donc illustré les origines des dégradations observées afin de conclure à la réhabilitation ou au remplacement à neuf du collecteur. L'état du fonctionnement hydraulique des tronçons nécessite un redimensionnement afin de garantir les bonnes conditions d'écoulement, basant sur les prévisions de l'horizon de calcul 2038.

L'étude des variantes ou des solutions envisagées, a eu pour objectif la sélection des procédés de réhabilitation les plus appropriés au cas étudié. L'analyse du contexte technique a recensé les éléments qui peuvent conditionner le type de travaux à entreprendre, D'après les critères des deux variantes, la variante n°1 (conduite en béton armé) a été jugée plus avantageuse.

Pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité au collecteur, une implantation et un dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts est nécessaire à savoir :

- Sept déversoirs d'orage de types latéraux ;
- Les bouches d'égout ;
- Les regards ;

La programmation et l'exécution des travaux qui doivent répondre aux divers critères de qualité, des contrôles et suivi qualité sont mis en place et ponctuent toutes les étapes de mise en œuvre, afin de garantir la pérennité du réseau d'assainissement, le coût total des différentes opérations effectuées durant le projet qui s'élève à 1 482 840 31 DA.

Il est signalé aussi que le bon fonctionnement de l'ouvrage est tributaire des bonnes pratiques de gestion.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUE

Bibliographie

BOURIER ,1997 Guide de conception et de gestion des réseaux d'assainissement unitaires

11, rue Lavoisier f 75384.Paris, Cedex 08. France.374P.

EDGARD.B, 20 octobre 1998. Conduite du diagnostic, et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines de l'assainissement.

GOMELLA.C et GUERREE.H, 1972.Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (tomes 2), *Eyrolles, Paris.*

GRAND LYON, Edition mars 2017. La métropole Les ouvrages types assainissement, *Révérénciel conception et gestion des ouvrages d'assainissement.*

MUSY.A, HUGY.H, 2004. *Hydrologie 1.*

ROUX.C,1996. Thèse de doctorat, *Analyse des précipitations en hydrologie urbaine. Exemple de la Seine-Saint-Denis, l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.*

SCHWARZE.A,1989. Les étapes du diagnostic.

TUBERIAS Y PREFABRICADOS, février 2013.Cadres, Canaux et Galeries en béton armé.

TOUAÏBIA.B,2015. Manuel pratique d'hydrologie, *Ecole nationale supérieur d'Hydraulique. Blida, Algérie.*

SALAH.B, 2014.Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations. Support du cours. *Ecole nationale supérieur d'Hydraulique. Blida, Algérie.*

SALAH.B, 2014.Alimentation en eau potable, Support du cours. *Ecole nationale supérieur d'Hydraulique. Blida, Algerie.2014.*

SALAH.B, avril 2011.Assainissement, *Guide d'élaboration d'un projet à l'usage des ingénieurs.*

ANNEXES

ANNEXES I

ANNEXES

ANNEXES I

Tableau : Série de la station pluviométrique de Larbâa

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Pmax.j (mm)
75-76	59,5	6,5	34	19	10,5	36	17	12	12	1,5	0	7	59.5
76-77	2	19	16	12	13	0	17	22,5	19	1	0	1,5	22.5
77-78	12	1	20	1	14	4	8	70	30	2	0	0	70
78-79	15	28	23	22,5	28	43,5	48,5	16,5	6,5	2	0	0,5	48.5
79-80	34	66,6	25	55	34,5	15	47	68	18,5	1,5	0,5	0,9	68
80-81	0	22	26	68	17	23	25	76,1	15,5	1	0	25,5	76.1
81-82	1,5	13	9,5	29	39	40,5	12	10	17	16	0	1,5	40.5
82-83	26	24	37,5	18,5	1,5	19	7,5	5	6,5	0	8,5	6	37.5
83-84	0	19	13	45	55,5	38	12	18,5	46,5	11	0	0	55.5
84-85	19,5	84	17	19	25	17	66	5,5	54,5	0,5	0	0	84
85-86	22	24	91	11,5	11	34	81	12	2,5	23	19,5	0	91
86-87	42	8	28,5	40	33	25,5	4,5	0,5	101,5	32	0,5	0,5	101.5
87-88	17	17,5	35	16,5	19,5	20,5	42	15,5	22	16,6	0	0	42
88-89	13	38	19,5	55,5	3	12,5	4,5	28	19	3,5	1	1,5	55.5
89-90	1,5	2	2,5	25	2,1	0	8,8	16	10	0	2,4	0	25
90-91	2	8	8	16	30	22,8	20	10,8	18	2,4	0	2	30
91-92	5	80	16,6	3,4	77,6	14,1	24,9	38,1	37	12,5	2	0	80
92-93	5,5	73	69,7	13,9	22,4	24,8	19	18	38,6	0	2,7	2,8	73
93-94	19	34,7	26,2	34,6	128	26,5	0	28,5	0,5	0	0	0	128
94-95	43	17,1	22,6	40	80	25	41	6,8	0	15,6	0	5	80
95-96	8,4	20	15,5	10	43	32,1	16	72	8	14,5	1	1,2	72
96-97	40,3	15	9,3	22	14	25,5	16,9	44	13	7	1,7	9,1	44
97-98	25	53	42,8	30,5	27,3	33	15,4	31	46	3,9	0	6	53
98-99	8,6	11,2	24,5	30	28	55	29,9	7,1	3,6	2,9	0	1,5	55
99-00	25	16	18,2	42,8	2,3	7,3	10	12,5	19,5	0	0	0	42.8
00-01	4,4	14,8	24,5	24	37	27,5	0	14,3	2,4	0	0	0	37
01-02	10,8	8,5	29,6	20,4	28	15,8	22,8	27,2	13,3	0	3,6	26	29.6
02-03	24,2	26,5	45	70,5	37	56,3	10	44,4	27	0	0,6	0	70.5
03-04	19	10	25,2	33,9	38,4	34,5	43,8	32,2	33	0	8,1	0	43.8
04-05	16,5	26,5	62	36,1	32	18,8	14,4	8,1	2,4	0	0	0	62
05-06	10,2	26,5	20,9	32	34,2	39	12,1	1	16	0	0	3,8	39
06-07	5,5	25	25,8	54	2,1	31,4	76,8	37	3,2	0,9	0	8	76.8
07-08	42,2	47,6	40	32	0	13,2	24,7	19	19,6	0,9	5,5	0	47.6

Source : ANRH de BLIDA

ANNEXES II

ANNEXES III

ANNEXES III

Tableau : les valeurs de KHI 2 de Pearson (Touaïbia,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 v . Exemple : avec $v = 3$, 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
v									
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

Tables statistiques

ANNEXES IV

ANNEXES

ANNEXES IV

Tableau : Dimensionnement du nouveau collecteur

Collecteur	Tronçon	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
collecteur-p1	RA-RB	251	524,54	600	Béton armé 135A	90	0,25	369,89	0,62	359	1,27	1,37	0,73	0,37
collecteur-p2	RB-RC	502	599,61	600	Béton armé 135A	90	0,49	494,25	0,82	503	1,78	2,03	1,13	0,58
collecteur-p2	RC-RD	753	615,37	800	Béton armé 135A	90	0,96	400,99	0,50	1516	3,02	3,02	1,56	0,80
collecteur-p2	RD-RE	1004	551,90	600	Béton armé 135A	90	3,05	402,63	0,67	1255	4,44	4,92	2,64	1,36
collecteur-p2	RE-RF	1255	982,43	1000	Béton armé 135A	90	0,22	786,16	0,79	1316	1,68	1,91	1,05	0,54
collecteur-p3	RF-R2	1506	980,58	1000	Béton armé 135A	90	0,32	782,12	0,78	1587	2,02	2,30	1,26	0,65
collecteur-p3	R2-R3	1757	948,54	1000	Béton armé 135A	90	0,52	714,05	0,71	2023	2,58	2,90	1,57	0,81
collecteur-p3	R3-R4	2008	828,23	1000	Béton armé 135A	90	1,40	564,25	0,56	3319	4,23	4,43	2,31	1,19
collecteur-p3	R4-R5	2259	1141,61	1200	Béton armé 135A	90	0,32	863,83	0,72	2580	2,28	2,57	1,39	0,72
collecteur-p3	R5-R6	2510	1004,91	1200	Béton armé 135A	90	0,78	689,35	0,57	4029	3,56	3,76	1,97	1,01
collecteur-p3	R6-R7	2761	1024,82	1200	Béton armé 135A	90	0,85	711,82	0,59	4206	3,72	3,97	2,09	1,07
collecteur-p4	R7-R8	3022	1226,88	1500	Béton armé 135A	90	0,39	829,38	0,55	5165	2,92	3,04	1,59	0,82
collecteur-p4	R8-R9	352	553,26	600	Béton armé 135A	90	0,37	404,31	0,67	437	1,55	1,72	0,92	0,47

ANNEXES

Suite du tableau : Dimensionnement du nouveau collecteur

Collecteur	Tronçon	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
collecteur-p4	R9-R10	704	683,32	800	Béton armé 135A	90	0,48	474,66	0,59	1072	2,13	2,28	1,20	0,62
collecteur-p4	R10-R11	1056	786,54	800	Béton armé 135A	90	0,51	630,23	0,79	1105	2,20	2,50	1,38	0,71
collecteur-p4	R11-R12	1408	815,02	1000	Béton armé 135A	90	0,75	549,76	0,55	2429	3,09	3,21	1,67	0,86
collecteur-p5	R12-R13	1760	897,69	1000	Béton armé 135A	90	0,70	644,20	0,64	2347	2,99	3,28	1,74	0,90
collecteur-p5	R13-R14	2112	874,36	1000	Béton armé 135A	90	1,16	616,63	0,62	3021	3,85	4,16	2,20	1,13
collecteur-p5	R14-R15	2464	1193,77	1200	Béton armé 135A	90	0,30	976,26	0,81	2498	2,21	2,52	1,40	0,72
collecteur-p5	R15-R16	2816	1225,96	1500	Béton armé 135A	90	0,34	828,37	0,55	4823	2,73	2,84	1,48	0,76
collecteur-p5	R16-R17	3168	1367,79	1500	Béton armé 135A	90	0,24	991,97	0,66	4051,74	2,29	2,53	1,35	0,70
collecteur-p5	R17-R18	3520	1325,73	1500	Béton armé 135A	90	0,35	941,58	0,63	4892,94	2,77	3,01	1,59	0,82
collecteur-p5	R18-R19	3872	1486,51	1500	Béton armé 135A	90	0,23	1207,61	0,81	3966,43	2,24	2,56	1,41	0,73
collecteur-p5	R19-R20	4224	1452,22	1500	Béton armé 135A	90	0,31	1132,87	0,76	4604,86	2,61	2,96	1,61	0,83
collecteur-p5	R20-R21	4576	1487,59	1500	Béton armé 135A	90	0,32	1210,01	0,81	4678,54	2,65	3,02	1,67	0,86
collecteur-p5	R21-R22	4932	1655,70	1800	Béton armé 135A	90	0,21	1207,91	0,67	6163,05	2,42	2,69	1,44	0,74
collecteur-p6	R22-R23	325	591,93	600	Béton armé 135A	90	0,22	477,12	0,80	336,96	1,19	1,36	0,75	0,38

ANNEXES

Suite du tableau : Dimensionnement du nouveau collecteur

Collecteur	Tronçon	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
collecteur-p6	R23-R24	650	655,67	800	Béton armé 135A	90	0,51	443,80	0,55	1104,89	2,20	2,29	1,19	0,62
collecteur-p6	R24-R25	975	872,53	1000	Béton armé 135A	90	0,25	614,49	0,61	1402,58	1,79	1,93	1,02	0,52
collecteur-p6	R25-R26	1300	922,62	1000	Béton armé 135A	90	0,33	674,48	0,67	1611,45	2,05	2,28	1,22	0,63
collecteur-p6	R26-R27	1625	1034,53	1200	Béton armé 135A	90	0,28	722,93	0,60	2413,73	2,13	2,29	1,21	0,62
collecteur-p6	R27-R28	1950	1149,36	1200	Béton armé 135A	90	0,23	879,99	0,73	2187,63	1,93	2,19	1,19	0,61
collecteur-p6	R28-R29	2275	1217,75	1500	Béton armé 135A	90	0,23	819,45	0,55	3966,43	2,24	2,33	1,21	0,62
collecteur-p6	R29-R30	2600	1225,83	1500	Béton armé 135A	90	0,29	828,23	0,55	4453,84	2,52	2,62	1,37	0,70
collecteur-p6	R30-R31	2926	1327,63	1500	Béton armé 135A	90	0,24	943,83	0,63	4051,74	2,29	2,50	1,32	0,68
collecteur-p7	R31-R32	249	535,66	600	Béton armé 135A	90	0,22	382,99	0,64	336,96	1,19	1,30	0,69	0,36
collecteur-p7	R32-R33	498	659,59	800	Béton armé 135A	90	0,29	448,10	0,56	833,17	1,66	1,73	0,90	0,47
collecteur-p7	R33-R34	747	753,87	800	Béton armé 135A	90	0,32	561,04	0,70	875,20	1,74	1,95	1,05	0,54
collecteur-p7	R34-R35	996	886,28	1000	Béton armé 135A	90	0,24	630,63	0,63	1374,25	1,75	1,91	1,01	0,52
collecteur-p7	R35-R36	1245	963,64	1000	Béton armé 135A	90	0,24	745,66	0,75	1374,25	1,75	1,98	1,08	0,55
collecteur-p7	R36-R37	1494	966,59	1000	Béton armé 135A	90	0,34	751,94	0,75	1635,68	2,08	2,36	1,29	0,66

ANNEXES

Suite du tableau : Dimensionnement du nouveau collecteur

Collecteur	Tronçon	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
collecteur-p7	R37-R38	1743	1111,21	1200	Béton armé 135A	90	0,22	814,40	0,68	2139,54	1,89	2,10	1,13	0,58
collecteur-p7	R38-R88	1995	1159,23	1200	Béton armé 135A	90	0,23	900,88	0,75	2187,63	1,93	2,19	1,19	0,61
collecteur-p7	R88-RG	550	684,62	800	Béton armé 135A	90	0,29	476,15	0,60	833,17	1,66	1,77	0,93	0,48
collecteur-p7	RG-R39	1100	935,05	1000	Béton armé 135A	90	0,22	689,90	0,69	1315,74	1,68	1,87	1,01	0,52
collecteur-p8	R39-R40	1650	1070,98	1200	Béton armé 135A	90	0,24	765,58	0,64	2234,68	1,98	2,16	1,15	0,59
collecteur-p8	R40-R41	2200	1089,18	1200	Béton armé 135A	90	0,39	787,43	0,66	2848,66	2,52	2,78	1,48	0,76
collecteur-p8	R41-R42	2753	1236,84	1500	Béton armé 135A	90	0,31	840,29	0,56	4604,86	2,61	2,73	1,42	0,73
collecteur-p8	R42-R43	482	665,04	800	Béton armé 135A	90	0,26	454,12	0,57	788,89	1,57	1,65	0,86	0,44
collecteur-p8	R43-R44	964	875,50	1000	Béton armé 135A	90	0,24	617,96	0,62	1374,25	1,75	1,89	1,00	0,52
collecteur-p8	R44-R45	1446	997,01	1000	Béton armé 135A	90	0,27	818,48	0,82	1457,61	1,86	2,12	1,17	0,60
collecteur-p8	R45-R46	1928	1082,18	1200	Béton armé 135A	90	0,31	778,99	0,65	2539,74	2,25	2,47	1,31	0,68
collecteur-p8	R46-R47	2410	1162,92	1200	Béton armé 135A	90	0,33	908,76	0,76	2620,39	2,32	2,63	1,43	0,74
collecteur-p8	R47-R48	2892	1267,66	1500	Béton armé 135A	90	0,30	874,63	0,58	4529,98	2,56	2,72	1,43	0,74
collecteur-p8	R48-R49	3374	1304,84	1500	Béton armé 135A	90	0,35	917,15	0,61	4892,94	2,77	2,99	1,58	0,81

ANNEXES

Suite du tableau : Dimensionnement du nouveau collecteur

Collecteur	Tronçon	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
collecteur-p8	R49-R50	3856	1371,84	1500	Béton armé 135A	90	0,35	996,90	0,66	4892,94	2,77	3,06	1,64	0,84
collecteur-p8	R50-R51	4338	1515,97	1800	Béton armé 135A	90	0,26	1043,68	0,58	6857,60	2,69	2,86	1,50	0,77
collecteur-p8	R51-R52	4820	1555,31	1800	Béton armé 135A	90	0,28	1088,44	0,60	7116,47	2,80	3,01	1,58	0,82
collecteur-p8	R52-R53	486	634,38	800	Béton armé 135A	90	0,34	420,86	0,53	902,14	1,79	1,83	0,95	0,49
collecteur-p8	R53-R54	972	813,92	1000	Béton armé 135A	90	0,36	548,57	0,55	1683,10	2,14	2,23	1,16	0,60
collecteur-p8	R54-R55	1458	957,79	1000	Béton armé 135A	90	0,34	733,32	0,73	1635,68	2,08	2,35	1,28	0,66
collecteur-p8	R55-R56	1944	1138,90	1200	Béton armé 135A	90	0,24	858,22	0,72	2234,68	1,98	2,22	1,20	0,62
collecteur-p8	R56-R57	2430	1248,23	1500	Béton armé 135A	90	0,23	852,89	0,57	3966,43	2,24	2,36	1,23	0,64
collecteur-p8	R57-R58	2917	1359,72	1500	Béton armé 135A	90	0,21	982,17	0,65	3790,05	2,14	2,36	1,26	0,65
collecteur-p8	R58-R59	2917	1279,87	1500	Béton armé 135A	90	0,29	888,46	0,59	4453,84	2,52	2,69	1,41	0,73
collecteur-p8	R59-R60	2917	1306,35	1500	Béton armé 135A	90	0,26	918,90	0,61	4217,18	2,39	2,58	1,36	0,70
collecteur-p8	R60-R61	2917	1288,32	1500	Béton armé 135A	90	0,28	898,11	0,60	4376,38	2,48	2,65	1,40	0,72
collecteur-p8	R61-R62	2917	1288,32	1500	Béton armé 135A	90	0,28	898,11	0,60	4376,38	2,48	2,65	1,40	0,72
collecteur-p8	R62-R63	2917	1288,32	1500	Béton armé 135A	90	0,28	898,11	0,60	4376,38	2,48	2,65	1,40	0,72

ANNEXES

Suite du tableau : Dimensionnement du nouveau collecteur

Collecteur	Tronçon	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
collecteur-p8	R63-R64	2917	1306,35	1500	Béton armé 135A	90	0,26	918,90	0,61	4217,18	2,39	2,58	1,36	0,70
collecteur-p8	R64-R65	2917	1216,63	1500	Béton armé 135A	90	0,38	818,23	0,55	5098,33	2,89	2,99	1,55	0,80
collecteur-p8	R65-R66	2917	1315,99	1500	Béton armé 135A	90	0,25	930,14	0,62	4135,29	2,34	2,54	1,34	0,69
collecteur-p8	R66-R67	2917	1288,32	1500	Béton armé 135A	90	0,28	898,11	0,60	4376,38	2,48	2,65	1,40	0,72
collecteur-p8	R67-R68	2917	1288,32	1500	Béton armé 135A	90	0,28	898,11	0,60	4376,38	2,48	2,65	1,40	0,72
collecteur-p8	R68-R69	2917	1326,10	1500	Béton armé 135A	90	0,24	942,02	0,63	4051,74	2,29	2,50	1,32	0,68
collecteur-p8	R69-RH	2917	1326,10	1500	Béton armé 135A	90	0,24	942,02	0,63	4051,74	2,29	2,50	1,32	0,68
collecteur-p8	RH-RI	2917	1242,26	1500	Béton armé 135A	90	0,34	846,28	0,56	4822,53	2,73	2,86	1,49	0,77
collecteur-p8	RI-RJ	2917	1288,32	1500	Béton armé 135A	90	0,28	898,11	0,60	4376,38	2,48	2,65	1,40	0,72
collecteur-p8	RJ-RK	2917	1297,14	1500	Béton armé 135A	90	0,27	908,24	0,61	4297,52	2,43	2,62	1,38	0,71
collecteur-p8	RK-RL	2917	1249,24	1500	Béton armé 135A	90	0,33	854,01	0,57	4751,08	2,69	2,83	1,48	0,76
collecteur-p8	RL-RM	2917	1263,97	1500	Béton armé 135A	90	0,31	870,47	0,58	4604,86	2,61	2,76	1,45	0,75
collecteur-p8	RM-RN	2917	1279,87	1500	Béton armé 135A	90	0,29	888,46	0,59	4453,84	2,52	2,69	1,41	0,73
collecteur-p8	RN-RP	2917	1288,32	1500	Béton armé 135A	90	0,28	898,11	0,60	4376,38	2,48	2,65	1,40	0,72

ANNEXES

Suite du tableau : Dimensionnement du nouveau collecteur

Collecteur	Tronçon	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
collecteur-p8	RP-RQ	2917	1256,47	1500	Béton armé 135A	90	0,32	862,06	0,57	4678,54	2,65	2,80	1,46	0,75
collecteur-p8	RQ-R70	2917	1315,99	1500	Béton armé 135A	90	0,25	930,14	0,62	4135,29	2,34	2,54	1,34	0,69
collecteur-p8	R70-R71	2917	1359,72	1500	Béton armé 135A	90	0,21	982,17	0,65	3790,05	2,14	2,36	1,26	0,65
collecteur-p8	R71-R72	2917	1297,14	1500	Béton armé 135A	90	0,27	908,24	0,61	4297,52	2,43	2,62	1,38	0,71
collecteur-p8	R72-R73	2917	1297,14	1500	Béton armé 135A	90	0,27	908,24	0,61	4297,52	2,43	2,62	1,38	0,71
collecteur-p8	R73-R74	2917	1336,73	1500	Béton armé 135A	90	0,23	954,60	0,64	3966,43	2,24	2,45	1,30	0,67
collecteur-p8	R74-RR	2917	1315,99	1500	Béton armé 135A	90	0,25	930,14	0,62	4135,29	2,34	2,54	1,34	0,69
collecteur-p8	RR-R75	200	457,28	500	Béton armé 135A	90	0,33	332,30	0,66	253,79	1,29	1,43	0,76	0,39
collecteur-p8	R75-RS	200	468,49	500	Béton armé 135A	90	0,29	346,16	0,69	237,91	1,21	1,35	0,73	0,38
collecteur-p8	RS-RT	200	471,58	500	Béton armé 135A	90	0,28	351,51	0,70	233,77	1,19	1,33	0,72	0,37
collecteur-p8	RT-R76	200	497,72	500	Béton armé 135A	90	0,21	407,48	0,81	202,45	1,03	1,18	0,65	0,34
collecteur-p8	R76-R77	200	478,18	500	Béton armé 135A	90	0,26	365,17	0,73	225,27	1,15	1,30	0,70	0,36
collecteur-p8	R77-R78	200	478,18	500	Béton armé 135A	90	0,26	365,17	0,73	225,27	1,15	1,30	0,70	0,36
collecteur-p8	R78-R79	200	471,58	500	Béton armé 135A	90	0,28	351,51	0,70	233,77	1,19	1,33	0,72	0,37

ANNEXES

Suite du tableau : Dimensionnement du nouveau collecteur

Collecteur	Tronçon	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
collecteur- p8	R79-R80	200	478,18	500	Béton armé 135A	90	0,26	365,17	0,73	225,27	1,15	1,30	0,70	0,36
collecteur- p8	R80-Rej	200	485,41	500	Béton armé 135A	90	0,24	380,50	0,76	216,43	1,10	1,25	0,68	0,35

Tableau : Dimensionnement Des collecteur de décharge

Collecteur	Q (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	h (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
Collecteur 1	2860	1306	1500	Béton armé 135A	90	0,25	918,83	0,61	4135	2,34	2,53	1,33	0,69
Collecteur 2	4682	1385,21	1500	Béton armé 135A	90	0,49	1013,3 0	0,68	5789	3,28	3,64	1,95	1,01
Collecteur 2	2783	1004,69	1200	Béton armé 135A	90	0,96	689,11	0,57	4469	3,95	4,17	2,18	1,13
Collecteur 3	1892	1068,18	1200	Béton armé 135A	90	0,32	762,25	0,64	2580	2,28	2,49	1,32	0,68
Collecteur 4	2611	1293,05	1500	Béton armé 135A	90	0,22	903,53	0,60	3879	2,20	2,36	1,24	0,64
Collecteur 5	4578	1487,83	1500	Béton armé 135A	90	0,32	1210,5 5	0,81	4679	2,65	3,02	1,67	0,86