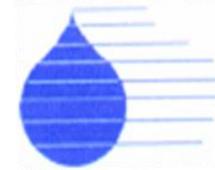


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان-
Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etude
Pour l'obtention du diplôme Master en **Hydraulique**
« Eau, Sol et Aménagement » Option : Espace Urbain

Thème

**Etude d'un schéma directeur d'assainissement de la ville
Marsa Ben M'Hidi**

Soutenue publiquement le 22 / 11/2012

Présenté par

M^{elle} GHALI SAMIRA

Devant le jury :

M^R BENMANSOUR Abdelhalim.....	Président
M^R ROUISSAT Bouchrit.....	Examineur
M^R BENTALHA Chakib	Examineur
M^R BOUCHELKIA Hamid.....	Encadreur
M^R HADJ SLIMANE Sidi Mohamed.....	Encadreur

Promotion 2011/2012

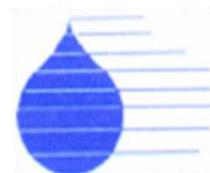
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان-

Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en **Hydraulique**

« Eau, Sol et Aménagement » Option : Espace Urbain

Thème

Etude expérimentale de la contribution d'un lit bactérien et d'une filtration dans l'amélioration de la qualité des eaux épurées par boues activées.

Soutenue publiquement le **15 / 03 /2012**

Présenté par :

M^{elle} RAOUTI HOURIA

Devant le jury :

M ^R CHIBOUB FELLAH Abdelghani.....	Président
M ^R BOUMEDIENE Maamar	Examineur
M ^R BOUKLI HASSEN Cherifa.....	Examineur
M ^R BOUCHELKIA Hamid.....	Encadreur
M ^{ME} BELARBI Fadila.....	Encadreur

Promotion 2010/2011

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان-

Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en **Hydraulique**

« Eau, Sol et Aménagement » Option : Espace Urbain

Thème

Etude expérimentale de la contribution d'un lit bactérien à pouzzolane dans l'amélioration de la qualité des eaux épurées par boues activées.

Soutenue publiquement le **31 / 10 /2012**

Présenté par :

M' SAHOULI SHAMS EDDINE

Devant le jury :

M ^R BESSEDIK Madani.....	Président
M ^R BOUMEDIENE Maamar	Examineur
M ^R BOUKLI HASSEN Cherifa.....	Examineur
M ^R BOUCHELKIA Hamid.....	Encadreur
M ^{ME} BELARBI Fadila.....	Encadreur

Promotion 2011/2012

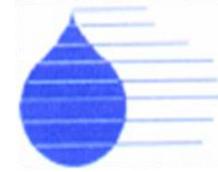
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان-

Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en **Hydraulique**
« Eau, Sol et Aménagement » Option : Espace Urbain

Thème

Etude

Soutenue publiquement le **31 / 10 /2012**

Présenté par :

M' SAHOULI SHAMS EDDINE

Devant le jury :

M ^R BENMANSOUR Abdelhalim.....	Président
M ^R ROUISSAT Bouchrit.....	Examineur
M ^R BENTALHA Chakib.....	Examineur
M ^R BOUCHELKIA Hamid.....	Encadreur
M ^R	Encadreur

Promotion 2011/2012

Remerciements

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu»

*Au nom de vertu de travail et de l'esprit d'élévation de la connaissance, je tiendrai à exprimer tous mon respect à mon encadreur: **M^r Bouchelkia Hamid** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.*

*Un remerciement spécial pour mon Co-encadreur **Mr. Hadj Slimane** qui travaille actuellement au CTH et qui n'a pas hésité un moment pour me donner les informations dont on a eu besoin.*

*J'adresse mes très sincères remerciements à: **Mr. Ben Sadria Mohamed** ingénieur d'état à DHW de Ghardaia, Sa disponibilité, ses conseils ont permis la réalisation de ce mémoire.*

*J'exprime mes profondes gratitudees à **Mr. Laribi Mostapha** qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendu.*

*Je remercie également **M^r Benadda Lotfi**, qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendus.*

*Je remercie fortement : **M^r khaldi Fouad** chef service au DHW de Tlemcen, **M^r.Achour.M** ingénieur en topographie au CTH, A Subdivisionnaire hydraulique à Marsa Ben M'Hidi, A les travailleurs de L'APC à Marsa Ben M'Hidi.*

*D'avoir dirigé notre travail avec attention et gentillesse nous adressons de même nos vifs remerciements à mes examinateurs : **Mr. Rouissat B**, **Mr. Bentalha C** et au **Mr. Benmansour A** de m'avoir fait l'honneur d'accepter d'examiner et de discuter ce travail.*

Je tiens à remercier aussi Tout ceux qui a contribués de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

Dédicace

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes sincères sentiments

à :

*Mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans lesquels
je ne serais jamais arrivé à ce niveau que Dieu les garde.*

Mes sœurs : Faiza, Lamia, Hafida, Khadîdja et mon frère Abdelhak

Toute la famille qui porte le nom GHALI

Pour mes collègues de travail et en particulier service AEP « Mr. Makaoui,

Mr. Ounedjla, Mr. Hassani et Mme Bensaoula, Mme Sassi, Chabni

Nasima, Mme. Hiba, Daraz Imane, Wafaa »

A mon cher ami qui m'a beaucoup aidé : Tahari Abdelhak.

A mes amies : Fatiha, Farida, Sara, Rabia, Ibtissem

A mon promo de master 2 hydraulique : Rafik, Nabila, Chams Eddine,

Rachid, Mohamed, Sofiane, Réda.

A promo de 2^{ème} années master 2010/2011 : Djamel, Meriem, Hassini, Sid

Ahmed, Fouzi, Farhet, Faress

SOMMAIRE

Introduction.....	3
Chapitre I : Présentation de la ville Marsa Ben M’Hidi	3
I.1. Caractéristique général de la commune	3
I.1.1. Situation géographique	3
I.1.2. Description de milieu physique	4
I.1.3. Hydrographie	5
I.1.4. Géologie et Hydrogéologie	5
I.1.5. Climatologie de la région	6
➤ Température	6
➤ Pluviométrie	7
a) Pluviométrie annuelle	7
b) Pluviométrie mensuelle	8
➤ Vents	9
I.1.6. Sismicité.....	9
I.1.7. Pollution de la zone côtière.....	9
I.1.8. les risque d’inondation	10
I.2. Situation démographique actuelle.....	10
I.2.1. Population actuelle.....	10
I.2.2. Situation Socio-économique	12
I.3. Situation hydraulique	13
I.3.1. Alimentation en eau potable:	13
I.3.2. Assainissement.....	14
Chapitre II : Diagnostic du réseau d’assainissement existant ...	15
II.1. Introduction	15
II.2. Objectif de l’étude de diagnostic	15
II.3. Phases principales d’une étude de diagnostic	16
II.3.1. Phase I : le pré diagnostic	16
II.3.2. Phase II : reconnaissance approfondie	16
II.3.3. Phase III : étude fonctionnelles des bassins versant élémentaire	17
II.3.4. Phase IV : conception de la nouvelle structure d’assainissement	17
II.3.5. Phase V : conclusion et permanence du processus d’étude	17
II.4. Aperçu général du réseau d’assainissement existant de Marsa Ben M’Hidi	17

➤ Etat de réseau d'assainissement	18
➤ Etat des regards.....	19
➤ Etat des bouches d'égout	20
II.5. Les problèmes du réseau existant	29
II.6. Les solutions proposées	29
Chapitre III : Evaluations des débits et dimensionnement du réseau.....	30
III.1. Définition de l'assainissement	30
III.2. Origine et nature des eaux usées	30
a) Nature et origine.....	30
b) Quantités à évacuer	30
c) Eaux usées de service public.....	31
d) Eaux industrielles	31
e) Eaux d'équipements	31
III.3. Différents systèmes d'assainissement	32
III.3.1. Système unitaire	32
III.3.2. Système séparatif	32
III.3.3. Système pseudo-séparatif	32
III.3.4. Choix du système d'assainissement	35
III.4. Différent schéma d'évacuation	35
III.4.1. Schéma perpendiculaire	35
III.4.2. Schéma par déplacement latéral	35
III.4.3. Schéma de collecteur par zones étagées.....	35
III.4.4. Schéma radial	36
III.4.5. Schéma à collecte transversale oblique.....	36
III.4.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation	36
III.5. Les accessoires nécessaires dans un réseau d'assainissement	
	36
III.5.1. Regard d'égout	36
III.5.2. Regard de chute	37
III.5.3. Bouche d'égout	37
III.5.4. Principe du tracé du réseau	37
III.6. Evaluation des débits d'eaux usées	39
III.6.1. But de l'évaluation d'eaux usées	39
III.6.2. Estimation du débit des équipements d'eau usée	39

III.6.3. Eaux usées d'origine domestique	41
III.6.3.1. Situation démographique.....	41
III.6.3.2. Evaluation du débit moyen journalier (habitats)	42
III.6.3.2. Evaluation du débit de pointe	43
III.7. Calcul le débit de pointe pour chaque zone.....	44
III.7.1. Calcul le débit de pointe de la zone A	44
III.7.2. Calcul le débit de pointe de la zone B	46
III.7.3. Calcul le débit de pointe de la zone C	49
III.8. Estimations des débits des eaux de ruissellement	53
III.8.1. Qualité des eaux de ruissellement	53
III.8.2. Evaluation du débit d'eau pluviale	53
III.8.3. Pente moyenne	54
III.8.4. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins	55
III.8.5. Evaluation du coefficient de ruissellement	55
III.8.6. Le temps d'entrée d'un sous bassin versant (tc)	57
III.9. Evaluation du débit pluvial pour chaque zone	57
III.9.1. Evaluation du débit pluvial pour la zone A	57
III.9.2. Evaluation du débit pluvial pour la zone B	60
III.9.3. Evaluation du débit pluvial pour la zone C	62
III.10. Conception du réseau	64
III.11. Dimensionnement du réseau d'assainissement	64
III.11.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	64
III.11.2. Mode de calcul	65
III.11.3. dimensionnement du réseau pour chaque zone	68
III.12. Les profil en long.....	77
III.12.1 .Les profils en long du réseau.....	77
III.12.2. Détermination des cotes radiers	77
III.12.3. Détermination des hauteurs des déblais	77
III.13. Devis quantitatif et estimatif	79
III.13.1. Calcul du volume des travaux	79
III.13.1.1. Volume de déblais	79
III.13.1.2. Volume de lit de sable	79
III.13.1.3. Volume occupe par les conduites.....	80
III.13.1. 4. Volume remblai	80
III.13.1.5. Volume excédentaire	80

III.14. Technique de construction de réseau	84
III.14.1. Aménagement du lit de pose	84
III.14.2. La mise en place des canalisations	84
III.14.3. Assemblage des conduites	85
III.14.4. Construction des regards.....	85
III.14.5. Remblai des tranchées	85
Chapitre IV : Dimensionnement des stations de relevage.....	86
IV.1. Choix du site se la station d'épuration.....	86
IV.2. Station relevage	87
IV.3. Dimensionnement des les stations de relevage	87
IV.3.1. Transfert des eaux usées vers la station	87
IV.3.2. dimensionnement de station de pompage	87
IV.3.2.1. Hauteur manométrique totale (HMT)	88
IV.3.2.2. Courbes caractéristiques d'une pompe	89
IV.3.2.3. Point de fonctionnement d'une pompe	90
IV.3.2.4. Choix d'un type de pompe	91
IV.3.2.5. Couplage en parallèle	91
IV.3.3. Détermination du volume de la bache	92
a. Volume utile (vu)	92
b. Calcul le volume mort V_{mort}	93
c. Calcul le volume de la pompe et de socle V_{ppe}	93
IV.3.4. .Dimensionnement de la bache	94
IV.3.5. Calcul la hauteur de la station	94
IV.4. Dimensionnement de 2^{ieme} station de relevage zone B.....	100
IV.5. Dimensionnement de 3^{ieme} station de relevage zone C	104
IV.6. Les déversoirs d'orage	109
IV.6.1. Fonctionnement.....	109
IV.6.2. Emplacement des déversoirs d'orage	109
IV.6.3. Les types de déversoirs	110
a) Déversoir à seuil frontal	110
b) Déversoir à seuil latéral.....	110
c) Déversoir à double seuil latéral	111

d) Déversoir avec ouverture de radier	112
e) Déversoir circulaire	112
f) Déversoir siphonide	113
IV.6.5. Choix du déversoir d'orage :.....	114
Conclusion	114

INTRODUCTION

Afin de protéger notre environnement, un projet d'assainissement est devenu une solution primordiale pour la protection de l'hygiène du milieu environnant et joue un rôle important, dans la préservation de la Santé des populations. Par ailleurs, le rejet d'eaux usées brutes, dans un milieu récepteur, en l'occurrence, un cours d'eau, peut causer des problèmes sanitaires sérieux pour les populations, compte tenu de l'importance des rejets qui traversent la plus grande partie de la ville.

La collectivité locale est responsable de l'urbanisation de son territoire, de toutes les études et décisions des opérations d'intérêt général qui s'attachent à son développement.

Il faut que la commune ne soit plus la seule instance de décision en matière d'occupation des sols et d'aménagement, en raison de l'importance de plus en plus grande des synergies au niveau des intercommunalités. Ainsi la construction d'un réseau d'assainissement est-elle d'abord une affaire communale, étant bien entendu que cet équipement public s'intègre dans les orientations et les prescriptions du plan d'aménagement de la commune.

Au titre de cette prévision, on a fait étude schéma directeur d'assainissement de la commune de Marsa Ben M'Hidi qui est une ville frontalière parmi les importantes villes touristiques en l'Algérie. De par sa population, elle est la plus peuplée surtout dans les saisons estivales. Avec une forte poussée démographique influencée par sa position géographique, ainsi elle constitue un pôle d'attraction pour les populations d'autres pays. Le tourisme occupe une place de choix dans les activités économiques de la ville.

La ville de Marsa Ben M'Hidi est complètement dépourvue de réseau d'assainissement pour eaux pluviaux. Il existe par contre un réseau des eaux usées dans quelques quartiers. Malheureusement, les eaux pluviales en différents endroits sont souvent déversées dans le réseau des eaux usées en créant de graves problèmes, d'insalubrité aussi bien par les stagnations locales que par le déversement direct des stations de relevage. En effet, l'occupation progressive du sol n'ayant pas bénéficié de mesures d'accompagnement de plan d'urbanisation, il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions d'écoulement des eaux tombées à l'intérieur de la ville par un réseau de collecte.

La ville connaît, pour ainsi dire, une situation critique dans le domaine de l'assainissement. Devant la détérioration rapide de l'environnement dans la ville, il est devenu impératif d'accorder aux problèmes de pollution beaucoup plus d'attention que par le passé. À cause des problèmes d'assainissement conduisant à des rejets directs en mer, et utilisation des fosses septiques.

L'objectif de notre projet est la mise en place d'une orientation à moyen et à long terme pour améliorer la qualité, la fiabilité et la capacité du réseau d'assainissement.

Le schéma directeur décrit le programme d'aménagement du système d'assainissement de la commune : il désigne le type d'assainissement qui doit être mis en place sur la commune (assainissement collectif et ou individuel) et expose les travaux à réaliser pour leur fonctionnement.

Le schéma directeur peut également proposer une estimation du coût des travaux à réaliser. Le SDA reste un schéma, il n'est en aucun cas un avant projet détaillé des travaux qui seront à mettre en œuvre.

Les attentes principales de ce SDA sont la réduction des eaux claires parasites en entrée de station d'épuration et l'élimination des déversements d'eaux usées non traitées directement vers le milieu naturel.

La première phase « Collecte de données techniques de base et plans de recellement » a été achevée et approuvée par les services techniques l'hydraulique de la wilaya de Tlemcen et de l'Assemblée Populaire Communale de Marsa Ben M'Hidi.

La deuxième phase de l'étude « réhabilitation et schéma directeur » est scindée en trois parties définies comme suit :

- ✓ Proposition de réhabilitation du réseau existant.
- ✓ Schéma directeur d'Aménagement hydraulique du réseau, avec l'intégration du plan d'urbanisme de la ville de Marsa Ben M'Hidi.
- ✓ Exécution des calculs hydrauliques.
 - Détermination des débits des eaux usées et pluviales.
 - Dimensionnement des collecteurs principaux.
 - Choix des matériaux des collecteurs.
 - Dimensionnement des stations de relevage.
 - Choix des pompes pour les stations de relevage.

A cet effet notre mémoire sera structuré comme suite:

Chapitre I:présentation de la ville Marsa Ben M'Hidi

Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Chapitre III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de relevage

Chapitre I:

Présentation de la ville Marsa Ben M'Hidi

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, Parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération ; les données propres au réseau d'assainissement ainsi que les caractéristiques géologiques car La connaissance de la géologie du site nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple le choix des engins à utiliser et le choix du type de matériaux pour les canalisations[1].

I.1. Caractéristique général de la commune :

I.1.1. Situation géographique :

Marsa Ben M'Hidi est une ville côtière de la mer Méditerranée à la frontière marocaine (limitrophe de la ville marocaine de Saïdia)du nord Algérien à vocation agricole, touristique.

Elle est située à 110 km au nord-ouest de Tlemcen et à 54 km au nord-ouest de Maghnia., faisant partie du massif des Trara. Elle comporte actuellement de cinq communes « A.C.L Marsa Ben M'Hidi-As M'Kam Moulay Aek ,Merrika ,Chaib Rasso , Sarramrame, Annabra »

Elle est limitée par :

- La mer méditerranée au Nord.
- La commune de M'Sirda Fouaga à l'Est et au Sud.
- Oued Kiss qui constitue la frontière marocaine à l'Ouest [1].

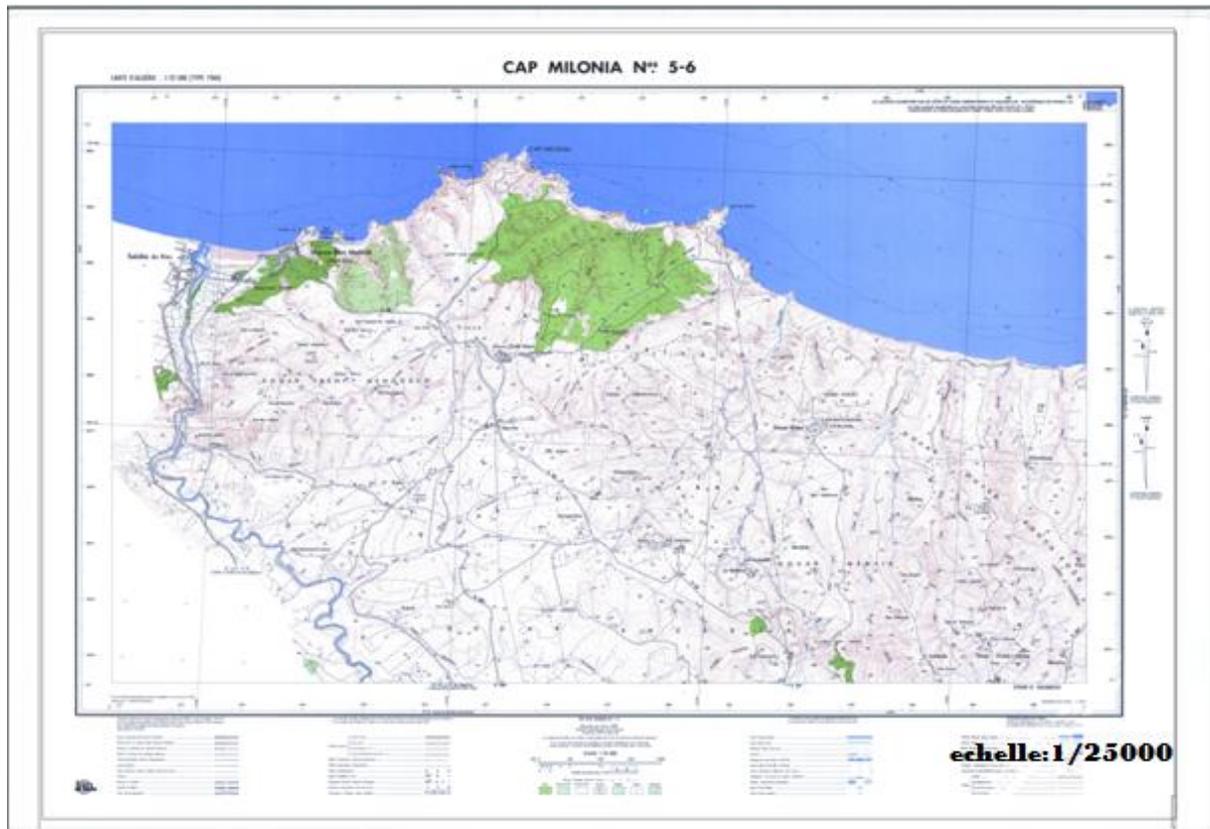


Fig. I-1 : Situation géographique du Marsa Ben M'Hidi

(Extrait de la carte N° 5-6 'Cap Milonia') [2]

I.1.2. Description de milieu physique :

L'espace communal de Marsa Ben M'Hidi n'est pas tout à fait homogène. Il est constitué d'une bande littorale, depuis l'embouchure d'Oued Kiss, marquant la frontière Algéro-Marocaine, jusqu'à celle de l'Oued Ain Adjroud à l'Est, constituant la limite communale avec M'Sirda Fouaga.

L'arrière pays est rattaché géographiquement au Massif des Trara, avec une altitude assez modérée. Le point culminant (monticule de Chaib Rasso) se trouve à 317 m d'altitude, surplombant le reste de l'espace communal.

A l'exception des baies, constituant des plages de capacité d'accueil moyenne (Marsa Ben M'Hidi, Moscarda et Ain Adjroud), la façade maritime est en général assez raide, ce qui présente un caractère accidenté et enclavé à cette bande côtière.

Plus à l'intérieur, le relief se relève brutalement pour se maintenir à des altitudes comprises entre 200 et 300 m. Outre sa bonne accessibilité, ce relief vallonné est parsemé de centres agglomérés et d'habitat épars, avec un mode de vie essentiellement rural, pratiquant une agriculture traditionnelle.

Par ailleurs, la faible valeur agricole des terres a eu pour conséquence une occupation du sol fragmentaire et une dévalorisation de l'espace rural au dépend d'une polarisation relative autour du chef lieu de la commune, provoquant ainsi une certaine asymétrie fonctionnelle et une disparité structurelle de l'espace communal, laquelle apparaît compacte au Nord et lâche et émietté au Sud [1].

I.1.3. Hydrographie :

Le réseau hydrographique est composé essentiellement de l'Oued Kiss aval avec un écoulement permanent des eaux superficielles des oueds et des thalwegs intermittents.

La présence de ces oueds constitue un problème d'inondation permanente notamment par l'Oued de Sidi M'Hamed qui traverse l'agglomération de Marsat Ben M'Hidi [1].

I.1.4. Géologie et Hydrogéologie :

La bande littorale et en particulier les Traras sont formés de roches sédimentaires plissées autour de noyau cristallin du Djebel Fillaoucène (1136 m). Les Traras sont caractérisés par des affleurements rocheux très variés, où dominent les argiles, les marnes, qui augmentent l'effet érosif en l'absence de couvert végétal et quelques affleurements durs sur les sommets calcaires ou granites. Ils comportent des époinçements et coulées volcaniques récentes d'âge mio-pliocène, liées à des mouvements récents. Ils se raccordent vers l'est par les Monts des Sebaa Chioukh, au-delà de Béni Saf aux chaînes telliennes du Tell oranais (Tessala). Les formations superficielles sont marquées essentiellement par les encroûtements calcaires sur les versants et les formations alluvionnaires dans les fonds des vallées et des dépressions qui constituent ainsi le domaine de l'arboriculture traditionnelle de montagne [1].

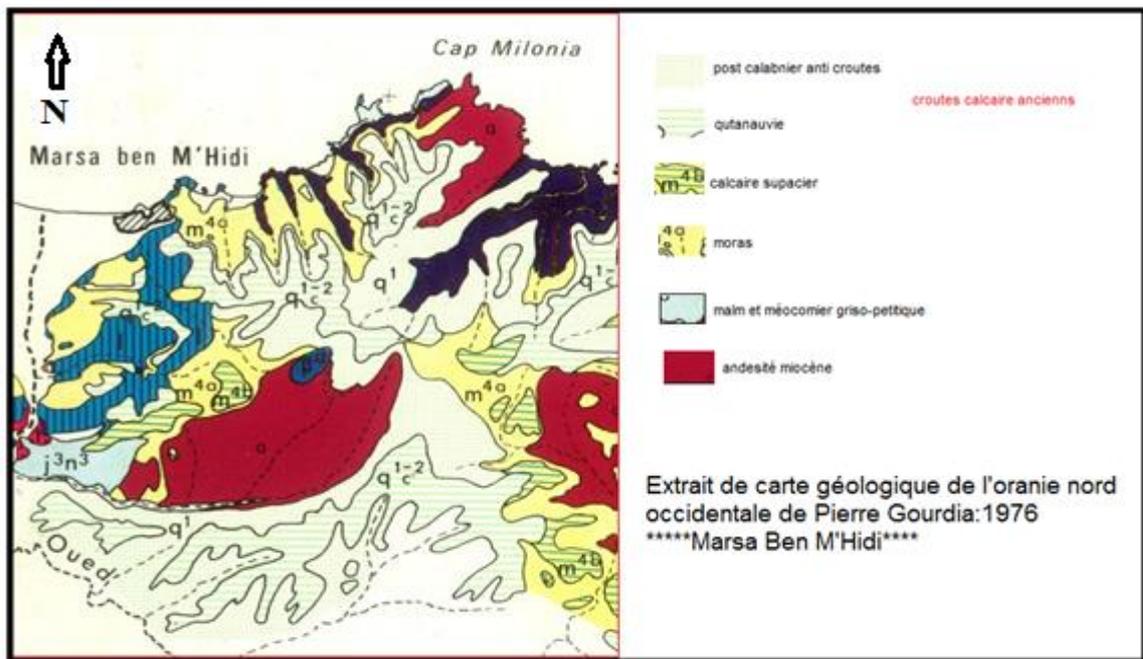


Fig. I-2. Extrait de carte géologique de l'Oranie nord occidentale de Pierre Gourdia ; 1976, Marsa Ben M'Hidi [DHW].

I.1.5. Climatologie de la région :

Le climat se définit comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné.

La région de Marsa Ben M'Hidi est caractérisée par un climat de type méditerranéen constitué d'une saison chaude et sèche se prolongeant au-delà de l'été et jusqu'au mois d'octobre, et une saison froide de novembre à avril, pendant laquelle les pluies tombent sous forme d'averses de courtes durées, et souvent assez violentes [1].

Selon la station météorologique de Marsa Ben M'Hidi (ANRH):

Code : 040104 ; X=53.95km ; Y=209.55km ; Z=5m [ANRH]

Période de fonctionnement : 1943-1998, on a constaté que :

➤ Température :

D'après le tableau qui suit, on constate que les températures traduisent la prépondérance des influences littorales méditerranéennes qui se manifestent par un été chaud et sec [1].

Tableau I.1 : Température annuelle moyenne [1].

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Moy Mensu.
T° C	23.4	19.3	16.9	13.8	10.3	10.6	13.0	14.4	19.5	22.7	26.5	25.9	18.025

➤ **Pluviométrie :**

L'étude des précipitations joue un très grand rôle, pour le choix du type de réseau d'assainissement à adopter et pour tout dimensionnement d'ouvrage à vocation hydraulique, principalement, les STEP. Elle nous donne aussi une idée sur la nécessité de projection des ouvrages spéciaux comme les déversoirs d'orages, ou encore des canaux pour eau pluviale servant de protection pour l'agglomération contre des inondations.

La ville de Marsat Ben M'Hidi connaît une pluviométrie très irrégulière et peut varier considérablement d'une année à une autre [1].

a) **Pluviométrie annuelle :**

La moyenne annuelle est estimée à 324 mm. L'analyse climatique du secteur étudié s'est basée sur les travaux et données de Selzer (1946) et de Chaumont et Paquin qui ont établi en 1971 la carte pluviométrique de l'Algérie septentrionale Ouest, à l'échelle 1 :500 000 et à partir des observations étalées sur une période de 53 années (1943-1998). Ils ont utilisé des observations plus récentes (jusqu'à 1998) au niveau de la station de Marsa Ben M'hidi. Seules les données de 50 années et de 45 années furent utilisées respectivement pour la série des précipitations mensuelles et pour la série des pluies maximales journalières. Les autres années se caractérisent par des lacunes dans les observations [2].

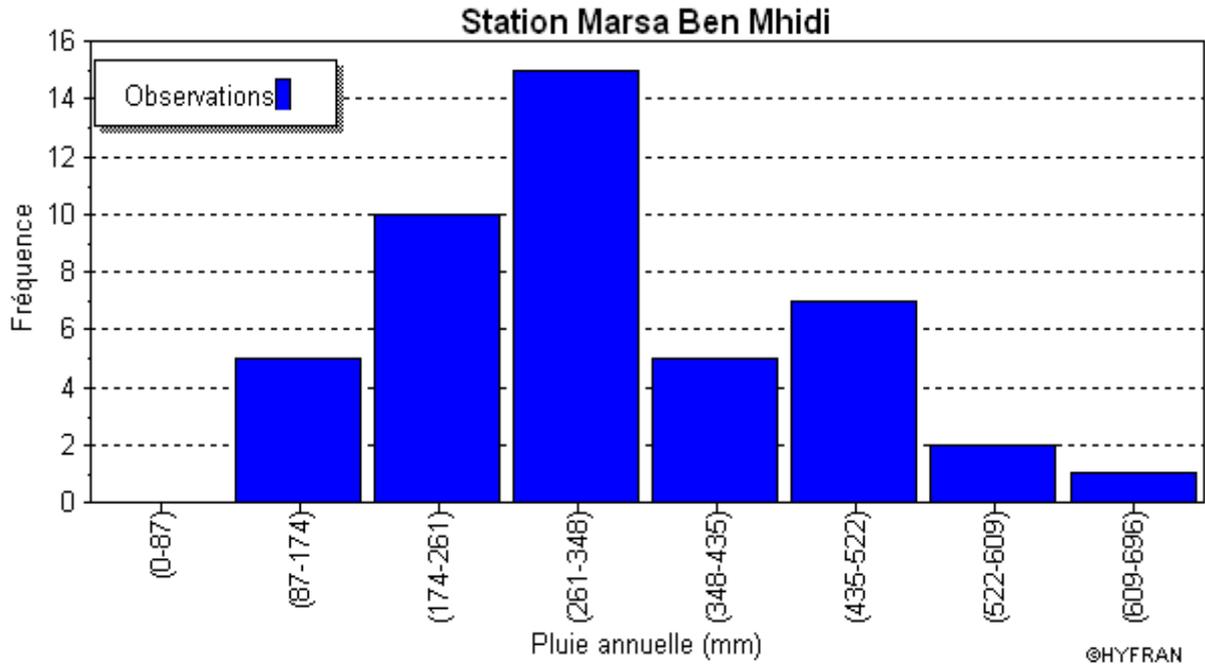


Fig. I.3 : Distribution fréquentielle de pluie annuelle [ANRH].

L’histogramme à la figure (04) montre une forte probabilité pour une pluviométrie annuelle dans l’intervalle (261-348 mm). La moyenne ou norme pluviométrique est située dans cet intervalle (324 mm). Les valeurs extrêmes des pluies annuelles se situent dans les intervalles (< 87 -174) mm pour les années de sécheresse (5 % des cas) et (522-696)mm pour les années humides ,caractérisant une légère asymétrie positive (avec une tendance vers les valeurs inférieure à la norme).

Ce tableau présente la précipitation annuelle moyenne de Marsa Ben M’ Hidi pour l’année 2008 :

Tableau I.2 : Précipitation annuelle moyenne [1].

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total Mensuel
Pluvio (mm)	32.24	107.18	12.45	40.41	111.27	44.2	19.81	44.46	6.1	2.54	0	0	420.66

b) Pluviométrie mensuelle :

On note une augmentation des pluies mensuelles de septembre à février, suivie d’une diminution des normes mensuelles des pluies jusqu’aux mois de juillet-août. Cette variation mensuelle est très accentuée en été (juin, juillet et août). La variation est quasi stable pour les autres mois de l’année.

➤ **Vents :**

Le vent est un des éléments les plus importants du climat de Marsat Ben M’Hidi, sa direction varie du Nord-est au Nord-Ouest et de l’Ouest au Sud-ouest.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents on propose le tableau 07 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l’année 2010 [1].

Tableau I.3 : Moyenne de la vitesse du vent [1].

Mois	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
V (km/h)	11.7	6.9	9.1	8.3	8.0	7.8	8.5	6.9	6.5	8.5	8.2	10.3	8.39

I.1.6. Sismicité :

Le zonage sismique du territoire Algérien montre que la zone tellienne dont fait partie la wilaya de Tlemcen, notamment sa frange littorale (Marsa Ben M’Hidi) est soumise au degré d’aléas sismiques le plus élevé. La carte proposée par le CRAAG la classe au niveau 03 dont l’intensité maximale attendue est comprise entre 9 et 10. Des dispositions urgentes et particulières s’imposent pour le périmètre d’étude, tant au plan des réalisations parasismiques, surtout que le sol présente une hétérogénéité géotechnique horizontale ou verticale, qu’au plan du renforcement des moyens de prévention et de gestion catastrophes naturelles [1].

I.1.7. Pollution de la zone côtière:

Les rejets des eaux usées en provenance de l’agglomération de Marsa Ben M’Hidi et son infrastructure d’accueil se font en mer sans aucun traitement préalable, ce qui génère une pollution du milieu côtier et leur influence sur la qualité physico-chimique et bactériologique des zones de baignade. Le volume des eaux résiduaires à épurer est estimé à 1,2 Hm³/an, ce qui laisse envisager une opération de recyclage de cette ressource (non conventionnelle) dans le circuit économique et écologique de la commune.

Par ailleurs, les rejets de la ville marocaine (Ahfir de 15000Habitants) située à une vingtaine de Km au Sud du site balnéaire engendrent des risques de pollution de la nappe phréatique de Oued Kiss, et par conséquent des puits et forages de la ferme « Termos », capté pour les besoins d’alimentation en eau potable de Marsa Ben M’Hidi et sa zone épars (Merrika, Sarramrame, El Assa...)[1].

I.1.8.les risque d'inondation :

De par, sa configuration géomorphologique, le site de Marsa Ben M'hidi a toujours été confronté aux problèmes d'inondation en période d'orage et ce, malgré le dispositif mis en place, notamment :

-Le canal de dérivation des eaux pluviales, de type trapézoïdal et de dimension 60 x 100, ceinture le tissu aggloméré de Marsa Ben M'hidi et protège la ville contre les déversements des eaux pluviales du plateau de M'kam Moulay Abdelkader.

-L'aménagement d'Oued Sid M'Hamed (seuils en gabions) : ces aménagements de protection contre les crues d'Oued Sidi M'Hamed se sont rendus nécessaires il la suite des fréquentes inondations que connaît le lotissement « auto-construction », la route nationale RN7 A et la station de service de « Naftal ».

La zone la plus vulnérable est localisée au niveau du lotissement communal, du fait de l'absence d'émissaire naturel vers la mer et de l'insuffisance du système d'assainissement urbain (avaloir, caniveaux, chaussée réglementaire).

Les nouvelles constructions au niveau de la cité des sables (Remla), n'ont pas pris en considération les déversements des eaux pluviales depuis la crête de M'kam Moulay Abdelkader. Arrivant au niveau du lotissement, les eaux stagnent et forment de véritables "Lacs", générant des nuisances dans la circulation en milieu urbain [1].

I.2.Situation démographique actuelle :**I.2.1. Population actuelle :**

Selon les données figurant sur le PDAU de la ville de Marsat Ben M'Hidi la population actuelle de la commune est de **6235 hab.** d'après les nouvelles données apportées par le RGPH 2008 avec un taux d'accroissement moyen égal à **1.20 %** par rapport au RGPH 1998.

Cette situation démontre que la population de la commune a tendance à connaître une stabilité relative de sa population locale.

Le tableau suivant montre l'évolution de la population et taux d'accroissement démographique par période de recensement et par dispersion [1].

Tableau I.4. Évolution de la population [1].

Dispersion	RGPH	RGPH	TAAM	RGPH	TAAM	RGPH	TAAM
	1977	1987	1977 /1987 %	1998	1987/ 1998 %	2008	1998 /2008 %
Marsat Ben M'Hidi	1971	2594	2.7	3068	1.53	3349	0.9
M'kam Moulay AEK	-	-	-	-	-	276	-
Annabra	-	-	-	328	-	355	0.08
Merrika	-	-	-	494	-	610	2.13
Sarramrame	-	-	-	-	-	443	-
Chaib Rasso	-	-	-	-	-	377	-
Zone épars	1965	2013	0.2	1657	-1.75	825	-0.07
Total	3936	4607	1.58	5547	1.63	6235	1.2

I.2.2. Situation Socio-économique :

Les équipements publics existants sont concentrés au sein de l'agglomération chef lieu Marsat Ben M'Hidi.

Tableau I.5. Les équipements publics existants à Marsa Ben M' Hidi [1].

Equipements public	Nature des équipements	Nombre
Equipements scolaires	-Ecoles primaires	02
	-Ecoles moyens	01
	-Ecoles secondaires	01
	-Centre CFPA	01
Equipements sanitaires	-Centres de santé	01
	-Salles de soin	01
Equipements sportifs et culturels	- stade	01
	- piscine semi olympique	01
	- bibliothèque municipale	01
	- maison de culture	01
	- maison de jeunes	01
	- mosquées	03
	- maison pour enfants délaissés	01
Equipements administratifs et sécuritaires	- Siège de Daïra.	01
	- Siège de l'APC.	01
	- Agence des PTT	01
	- Sureté de Daïra	01
	- (CNAS).	01
	- Centre commercial	01
	-Caserne de police communale	01
	- centre de douanes	01
	- casernes GGF	02
	- brigade des gardes forestiers	01
	- hôtels	04
	-campings	02

I.3. Situation hydraulique:

I.3.1. Alimentation en eau potable:

Les prélèvements sur la ressource destinée à l'alimentation de la commune sont effectués par les ouvrages suivant :

- le forage d'Annabra d'un débit de (6 l/s), réalisé en 2005, et alimentant le château d'eau d'une capacité de 150 m³ pour desservir l'agglomération secondaire d'Annabra.
- un autre forage destiné aux besoins de la commune de Marsa Ben M'Hidi, capté au niveau de Boukanoun (Oued Yabes) de la commune M'sirda El Fouaga d'un débit important de (20 l/s) réalisé en 2006. L'alimentation est assurée à partir du forage par conduite en fonte Φ 200mm vers la station de pompage de 60m³ située au niveau d'El Assa et refoulée vers le réservoir 250m³ de l'agglomération secondaire de Chaib Rasso par une conduite de refoulement en fonte Φ 150mm. Un piquage sur la même conduite vers l'agglomération secondaire Merrika alimentant le réservoir 150m³ par une conduite en acier galvanisé Φ 80-90mm.

Il est à noter que les puits existants sont exposés à un problème de qualité (salinisation par la remontée de l'eau de mer et la pollution engendrée par un important volume d'eaux usées de la ville marocaine d'Ahfir, source de pollution du fait qu'il se déverse dans l'oued Kiss [1].

Tableau I.6. Le bilan ressources/besoins en eau potable de Marsa Ben M'Hidi [1].

	Population (2008)	Dotation l /j/hab	Besoins en eau m ³ /j	Volume mobilisé m ³ /j	Taux de satisfaction %	Origine de la ressource
Période normale	6235	97	604,79	2678,4	100	Forage Boukanoun +couloir ouest
Période estivale	46350	120	5562	4060,8	73	Forage Boukanoun +couloir ouest

I.3.2. Assainissement :

Le réseau d'assainissement de Marsat Ben M'Hidi de type pseudo-séparatif est constitué de trois sous réseaux, déversant chacun vers chaque station de relevage existante. On dénombre ainsi trois (03) stations de relevage existantes a. u niveau de la ville de Marsat Ben M'Hidi. Le boulevard principal est réalisé en conduites allant du diamètre 315mm type PVC jusqu'au diamètre 600mm type béton

Une grande partie des branchements particuliers est réalisée par les citoyens eux-mêmes par des buses en béton comprimé Ø200mm et Ø250mm.

A long terme nous devant vérifier si ce dernier peut répondre aux besoins de la population à l'horizon considère [1].

Tableau I.7. Les besoins en assainissement [1].

Commune		Population (2008)	Q_m (m ³ /j)	Q_{ass} (EU) (m ³ /j)
Marsa Ben M'Hidi	Période Normale	6235	604,79	484
	Période Estivale	46350	5562	4450

Chapitre II :

Diagnostic du réseau d'assainissement existant

II.1. Introduction :

Le diagnostic est l'ensemble des mesures prises pour réparer ou améliorer la performance d'un réseau d'assainissement.

En quelques années de fonctionnement, les réseaux d'assainissement commencent à présenter des dysfonctionnements résultant de la combinaison d'une série de facteurs qui sont :

- Rétrécissement des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts.
- Corrosion des parois internes des conduites par certains gaz comme l' H_2S .
- L'érosion des radiers (décrochement, disparition et affouillement) dû au drainage d'eaux chargées en produits solides et particules de sable à des vitesses élevées dans des collecteurs à forte pente.
 - Le manque des périodes d'entretien et de nettoyage des collecteurs.
 - La mauvaise qualité des bétons et des produits de revêtements intérieurs des collecteurs dû à leur âge avancées d'une part et à l'éventualité du non respect des normes de dosage des agrégats lors de leur mise en œuvre d'autre part.
 - La variation des contraintes statiques et dynamique exercées sur la structure (glissement de terrain, terrassement près des réseaux principaux, tel que remblais non prévu provoquant des surcharges sur la conduite.
 - La mauvaise évaluation des poussées latérales ou axiales des sols et des surcharges ponctuelles lors de la réalisation [3].

II.2. Objectif de l'étude de diagnostic:

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le bon fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement.

- augmenter le rendement du réseau
- améliorer la fiabilité du réseau
- prolonger la durée de vie des canalisations
- assurer une bonne gestion et entretien futur [2].

II.3. Phases principales d'une étude de diagnostic : [3]

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

Avant de commencer le diagnostic il faut en premier lieu faire la collecte des données et des informations relatives au réseau actuelle.

Les données à recueillir sont :

1-Données relatives à la collecte :

- nombre d'habitants et leur consommation en eau potable
- la surface totale drainées et leur caractéristique : intensité de pluie, pente.

2-données relatives au réseau et ces ouvrages annexes :

- collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, bassin de retenue...

3-données relatives au traitement :

- Bilans de traitement
- Etat de fonctionnement de l'ouvrage de traitement

4-Données relatives au milieu récepteur :

- Qualité actuelle

Après le recueil des données on distingue cinq phases de diagnostic à suivre :

II.3.1. Phase I : le pré diagnostic :

Dans la phase initiale, et après le recueil des données, un examen préalable du réseau ainsi que des ouvrages annexes est nécessaire pour établir une préconisation des travaux à adopter pour améliorer les caractéristiques du réseau et à remédier aux différentes détériorations et insuffisances constatées [2].

II.3.2. Phase II : reconnaissance approfondie :

La deuxième phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages annexes ce qui permet de :

- Quantifier les fuites de pollution dans les milieux récepteurs et l'étude de l'impact de rejet sur la nappe d'eau environnante.
- détecter les apports des eaux parasites.
- Rechercher l'origine d'éventuelle pollution toxique d'origine industrielle, des graisses et des métaux lourds.

- Vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement [3].

II.3.3. Phase III : étude fonctionnelles des bassins versant élémentaire :

Cette phase permet de localiser les tronçons suspects .elle comporte à priori une représentation des espaces et des réseaux à partir des outils qui conduisent au découpage en sous bassins élémentaire ou secteurs de desserte homogènes ou sous secteurs d'activités qui compte tenue de l'importance de la superficie et du linéaire du réseau [3].

II.3.4. Phase IV : conception de la nouvelle structure d'assainissement :

La quatrième phase comprend des dispositions de réhabilitation, de restructuration et d'extension. Autre dispositions particulières sot à étudier tel que les rétentions de pollution le traitement spécifique aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire, les rejets de station d'épuration [3].

II.3.5.Phase V : conclusion et permanence du processus d'étude :

En résumé le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement, à étudier précisément les fonctionnements et Dysfonctionnement pour concevoir la solution d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion [3].

II.4. Aperçu général du réseau d'assainissement existant de Marsa Ben M'Hidi :

La commune de Marsa Ben M'Hidi est caractérisée par un milieu récepteur des eaux usées extrêmement fragile ; la plage de Marsa Ben M'Hidi et Oued Kiss, pollués déjà par les rejets de l'agglomération marocaine « Ahfir ».

Les eaux usées rejetées de la commune sans traitement préalable sont estimés à environ : $1247m^3$ /jour, un taux de raccordement global de 95%

Le volume des eaux usées rejetées pour ACL de Marsa Ben M'Hidi, estimé comme suit :

-A court terme, le volume des eaux usées est de : $461,52m^3$ /j

-A moyen terme, le volume des eaux usées est de : $505,2m^3$ /j

-A long terme, le volume des eaux usées est de : $703m^3$ /j [d'après subdivision hydraulique].

On cité l'état de fait du réseau actuel comme suit :

Le plus grand diamètre des collecteurs est en $\varnothing 600mm$ en béton, alors que les autres diamètres varient du $\varnothing 250mm$ au $\varnothing 400mm$ en béton ou PVC.

Ce collecteur qui longe le boulevard principal déverse dans la station de relevage principale de 100m³ qui refoule vers Oued Kiss.

Il a été constaté que certains tronçons ont été rénovés récemment dans les programmes de développement communal à savoir :

- Cité Riyad, réalisé en conduite type béton à emboîtement :
Un linéaire de 130m est réalisé en Ø400mm,
Un linéaire de 800m est réalisé en Ø300mm
- Cité agence foncière section 01, collecteur réalisé en conduite type PVC Ø315mm
- Front de mer, la conduite de refoulement reliant la station du port à la station principale existante est rénovée récemment en conduite type PEHD Ø315mm.

➤ **Etat de réseau d'assainissement :**

La ville de Marsa Ben M'Hidi est complètement dépourvue de réseau d'assainissement pour eaux pluviaux. Il existe par contre un réseau des eaux usées dans quelques quartiers. Malheureusement, les eaux pluviales en différents endroits sont souvent déversées dans le réseau des eaux usées en créant de graves problèmes d'insalubrité aussi bien par les stagnations locales que par le déversement direct des stations de relevage

L'ensemble de l'agglomération de Marsa Ben M'Hidi est doté d'un réseau d'assainissement à part quelques structures et certaines maisons qui sont toujours assainis par les fosses septiques. Le réseau d'assainissement de Marsa Ben M'Hidi de type pseudo-séparatif est constitué de trois sous réseaux, déversant chacun vers chaque station de relevage existante. On dénombre ainsi trois (03) stations de relevage existantes au niveau de la ville de Marsa Ben M'Hidi [1]

• La première station « SP1 » de 60m³ de capacité située à l'entrée du port reçoit les eaux usées de la partie Est de Marsa Ben M'hidi y compris les eaux usées du port de plaisance, ces eaux sont véhiculées par refoulement vers un regard situé en face de l'hôtel Ziani puis gravitairement vers la deuxième station « SP2 » (de capacité 100 m³) du centre ville située près de l'ex Souk El Fellah.

• La deuxième station « SP2 » de 100m³ de capacité étant la station principale qui accumule tous les rejets de la ville de Marsa Ben M'Hidi, étant donné qu'elle reçoit les débits issues des stations « SP1 » et « SP3 » pour les véhiculer par la suite vers Oued Kiss sans traitement préalable et ce sur un linéaire de 400m.

- La troisième station « SP3 » de capacité 20m³ située au niveau de la cité des écoles reçoit les eaux usées de la partie Nord de Marsa Ben M'Hidi et celles des maisons environnantes, le tout est ensuite refoulé par pompage vers la 2^{ème} station « SP2 ».

La problématique constatée est que les stations de relevage existantes sont implantées au cœur du tissu urbain, aussi elles ne sont pas dotées ni de groupes électrogènes de secours qui assurent leurs fonctionnements en cas de coupure du courant électrique, ni de groupes électropompes de secours. La ville de Marsa Ben M'Hidi connaît des défaillances électriques fréquentes ce qui conduit au débordement fréquent des stations causant ainsi un désagrément pour la population.

Le boulevard principal est réalisé en conduites allant du diamètre 315mm type PVC jusqu'au diamètre 600mm type béton. Ce collecteur destiné à la collecte des eaux usées de la partie Sud-est et Sud-Ouest de la ville de Marsa Ben M'Hidi pour les évacuer à la station de relevage principale de 100m³ pour être ensuite rejeté vers Oued Kiss connaît des difficultés d'écoulement après le raccordement des avaloirs.

Une grande partie des branchements particuliers est réalisée par les citoyens eux-mêmes par des buses en béton comprimé Ø200mm et Ø250mm [d'après subdivision hydraulique].

➤ **Etat des regards :**

Le réseau d'assainissement de la ville de Marsa Ben M'Hidi comprend dans sa totalité 182 regards de types circulaires et carrés. La profondeur maximale est de 3,5 m et la distance entre les regards varie de 5,63 à 300m. Les regards de visites pleins de dépôts solides ou de sable.

Certains tampons de regard sont presque condamnés ce qui rend leur ouverture très difficiles et parfois impossible, en plus des tampons qui sont enterrés sous la chaussée après le revêtement réalisés sur certains tronçons. La négligence dans le domaine d'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifié et couvert par les chaussées [d'après subdivision hydraulique]



Fig II.1 : Etat des regards (09-09-2012).

On peut résumer les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Etat des regards [d'après subdivision hydraulique].

Identification de l'état	nombre selon l'état
Regard en bon état	10
Regards asphaltés (goudronnés)	72
Non identifiée (enterrée)	100
Total	182

➤ **Etat des bouches d'égout :**

Il existe deux types de bouches d'égout : circulaires et carrées. Généralement, elles sont en moyen état ; cependant, celles qui se trouvent au centre de la ville, sont envasées par les feuilles des arbres et des déchets. Cela est dû à l'absence de l'aménagement des trottoirs, ainsi que l'absence totale d'entretien et de travaux de nettoyage [d'après subdivision hydraulique].

Remarque : la figure II.2 suivante est représentée le réseau d'assainissement existant de Marsa Ben M'Hidi [CTH].

Tableau II.2 : état actuel du réseau [CTH].

Tron	Cote tamp		Cote rad		Long m	D mm	Pente m/m	Vps m/s	Qps m3/s	V10% m/s	Observations
	Amont	aval	amont	aval							
1-2	17,40	14,94	14,90	13,59	22,50	400	0,058	2,575	0,323	1,416	Regards circulaires
2-3	14,94	12,42	13,59	11,12	40,00	400	0,062	2,651	0,333	1,458	Regards circulaires
3-4	12,42	11,91	11,12	10,31	43,60	400	0,019	1,454	0,183	0,800	Regards circulaires
4-5	11,91	10,39	10,31	9,09	42,50	500	0,029	2,137	0,419	1,175	Regards circulaires
5-6	10,39	8,74	9,09	7,49	46,60	500	0,034	2,337	0,459	1,285	Regards circulaires
6-7	8,74	8,62	7,49	0,00	48,70	500	0,154	4,947	0,971	2,721	
7-8	8,62	6,82	0,00	0,00	30,60	500	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
8-9	6,82	6,65	0,00	0,00	28,90	500	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
9-10	6,65	6,15	0,00	0,00	49,10	500	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
2-11	14,94	13,45	13,59	0,00	48,40	300	0,281	4,557	0,322	2,506	Regards circulaires
11-12	13,45	11,20	0,00	10,05	36,30	400	-0,277	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
12-13	11,20	10,41	10,05	6,65	33,00	400	0,103	3,425	0,430	1,884	Regards circulaires
13-14	10,41	8,62	6,65	0,00	47,80	300	0,139	3,207	0,227	1,764	Regards circulaires, Tampon (13) cassé
14-15	8,62	8,07	0,00	0,00	38,00	400	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
15-16	8,07	7,32	0,00	0,00	42,00	500	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
16-17	7,32	7,25	0,00	0,00	42,20	500	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
17-8	7,25	6,82	0,00	0,00	48,30	500	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
16-18	7,32	7,00	0,00	5,62	36,00	500	-0,156	*	*	*	Regards circulaires, contre pente
18-19	7,00	6,78	5,62	0,00	31,70	400	0,177	4,493	0,564	2,471	Regards circulaires
19-20	6,78	6,74	0,00	0,00	31,80	400	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
20-21	6,74	6,53	0,00	5,23	55,40	500	-0,094	*	*	*	Regards circulaires, contre pente
21-9	6,53	6,65	5,23	0,00	31,60	600	-0,166	*	*	*	contre pente, pas d'autocurage
22-23	7,79	7,41	6,50	6,01	34,70	300	0,014	1,022	0,072	0,562	Regards circulaires
23-24	7,41	7,24	6,01	5,74	30,00	400	0,009	1,012	0,127	0,557	Regards circulaires
24-25	7,24	7,18	5,79	5,78	78,90	400	0,000	0,120	0,015	0,066	Regards circulaires, pas d'autocurage
25-26	7,18	7,15	5,78	5,70	34,60	400	0,002	0,513	0,064	0,282	Regards circulaires, pas d'autocurage

26-27	7,15	7,54	5,70	0,00	54,70	400	0,104	3,444	0,433	1,894	Regards circulaires
27-28	7,54	7,63	6,91	6,53	26,30	400	0,014	1,283	0,161	0,705	Regards circulaires
28-29	7,63	7,71	6,53	0,00	26,50	400	0,246	5,296	0,665	2,913	Regards circulaires
31-32	7,94	7,82	0,00	0,00	104,50	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
32-30	7,82	7,71	0,00	0,00	33,10	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Fermé et enterré
30-33	7,71	7,02	0,00	5,87	32,60	300	-0,180	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
33-34	7,02	6,97	5,87	5,57	32,10	400	0,009	1,031	0,130	0,567	Regards circulaires
36-35	7,62	7,54	0,00	0,00	40,10	400	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards circulaires
35-34	7,54	6,97	0,00	5,57	28,40	400	-0,196	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
34-37	6,97	6,94	5,57	5,44	33,90	400	0,004	0,661	0,083	0,363	Regards circulaires, pas d'autocurage

37-38	6,94	6,9	5,44	0	31,8	400	0,171	4,413	0,554	2,427	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins
38-39	6,9	7,98	0	0	30,4	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
39-40	7,98	7,46	0	0	29,9	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
38-49	6,9	6,84	0	5,44	40	300	-0,136	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
41-42	7,52	7,48	6,42	6,18	40,2	600	0,006	1,117	0,316	0,615	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins
42-43	7,48	7,33	6,18	6,65	40,7	600	-0,012	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
43-44	7,33	7,27	6,65	0	30,3	600	0,219	6,775	1,915	3,726	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins
44-45	7,27	7,11	0	0	29,8	600	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
45-46	7,11	7,05	0	0	40	600	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
46-38	7,05	6,9	0	0	39,9	400	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
48-47	7,21	7,14	5,96	5,54	40	400	0,011	1,093	0,137	0,601	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins
47-46	7,14	7,05	5,54	0	39,9	400	0,139	3,976	0,499	2,187	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins

49-50	6,96	6,93	5,44	5,37	40	300	0,002	0,360	0,025	0,198	Pas d'autocurage
50-51	6,93	6,7	5,37	5,22	40	300	0,004	0,527	0,037	0,290	Pas d'autocurage
51-52	6,7	6,54	5,22	4,99	40	300	0,006	0,652	0,046	0,359	Pas d'autocurage
52-53	6,54	6,47	4,99	4,87	40	300	0,003	0,471	0,033	0,259	Pas d'autocurage
53-54	6,47	6,22	4,87	0	40	300	0,122	3,000	0,212	1,650	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins
54-10	6,22	6,15	0	0	40	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
55-56	7,91	7,75	6,81	6,65	40	300	0,004	0,544	0,038	0,299	Pas d'autocurage
57-56	7,83	7,75	7,03	6,65	40	300	0,010	0,838	0,059	0,461	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins
56-58	7,75	7,68	6,65	6,58	40	300	0,002	0,360	0,025	0,198	Pas d'autocurage
59-58	7,71	7,68	7,01	6,58	40	300	0,011	0,892	0,063	0,490	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins
58-60	7,68	7,61	6,58	6,51	40	300	0,002	0,360	0,025	0,198	Pas d'autocurage
60-27	7,61	7,54	6,51	0	40	300	0,163	3,469	0,245	1,908	Fermé et enterré, collecteur traversant jardins
55-61	7,91	6,65	6,81	6,65	40	300	0,004	0,544	0,038	0,299	Pas d'autocurage
61-62	6,65	7,62	6,65	6,6	64,6	300	0,001	0,239	0,017	0,132	Pas d'autocurage
62-63	7,62	7,58	6,60	6,53	50,00	400	0,001	0,399	0,050	0,220	Pas d'autocurage
63-64	7,58	7,53	6,53	6,48	50,00	400	0,001	0,337	0,042	0,186	Pas d'autocurage
64-65	7,53	7,44	6,48	6,34	50,00	400	0,003	0,565	0,071	0,311	Pas d'autocurage
65-66	7,44	7,32	6,34	5,99	43,60	400	0,008	0,956	0,120	0,526	Pas d'autocurage
66-67	7,32	7,20	5,99	5,90	50,00	400	0,002	0,453	0,057	0,249	Rejet à fosse septique
68-69	7,52	7,43	6,32	6,18	18,00	200	0,008	0,560	0,018	0,308	Pas d'autocurage
69-70	7,43	7,34	6,18	6,06	18,80	200	0,006	0,507	0,016	0,279	Pas d'autocurage
70-67	7,34	7,20	6,06	5,90	21,20	200	0,008	0,551	0,017	0,303	Pas d'autocurage
67-24	7,20	7,19	5,90	5,74	21,30	200	0,008	0,550	0,017	0,302	Pas d'autocurage
61-71	6,65	7,27	6,65	0,00	32,40	200	0,205	2,874	0,090	1,581	Pas d'autocurage
55-72	7,91	7,87	6,81	6,33	32,50	200	0,015	0,771	0,024	0,424	Pas d'autocurage
72-73	7,87	7,75	6,33	0,00	39,80	200	0,159	2,530	0,079	1,392	Pas d'autocurage
73-74	7,75	7,14	0,00	5,54	32,80	200	-0,169	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
74-54	7,14	6,22	5,54	0,00	2,20	200	2,518	10,068	0,316	5,537	Contre pente
75-76	7,65	7,40	6,65	6,51	67,60	300	0,002	0,391	0,028	0,215	Pas d'autocurage
76-77	7,40	7,17	6,51	5,97	46,30	300	0,012	0,929	0,066	0,511	Pas d'autocurage
77-78	7,17	7,15	5,97	6,05	51,40	300	-0,002	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
78-79	7,15	7,12	6,05	5,67	46,70	300	0,008	0,776	0,055	0,427	Pas d'autocurage

79-80	7,12	7,00	5,67	5,70	42,60	300	-0,001	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
80-81	7,00	6,95	5,70	5,50	29,70	300	0,007	0,706	0,050	0,388	Pas d'autocurage
81-82	6,95	6,55	5,50	4,80	31,20	300	0,022	1,288	0,091	0,708	Pas d'autocurage
82-83	6,55	6,65	4,80	0,00	27,70	300	0,173	3,580	0,253	1,969	Contre pente
84-85	7,78	7,21	6,18	5,71	58,20	400	0,008	0,959	0,120	0,527	
85-86	7,21	6,99	5,71	5,54	53,30	400	0,003	0,603	0,076	0,331	Pas d'autocurage
86-70	6,99	7,12	5,54	5,67	8,90	300	-0,015	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
87-88	7,18	7,15	6,13	6,05	39,40	300	0,002	0,387	0,027	0,213	Regard 90 sous chaussée
88-81	7,15	6,95	6,05	5,50	28,80	300	0,019	1,188	0,084	0,654	Regards sous chaussée
89-83	7,20	6,65	5,70	0,00	41,10	300	0,139	3,202	0,226	1,761	Regards sous chaussée
90-91	7,22	7,26	6,02	6,24	53,60	300	-0,004	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
91-92	7,26	7,50	6,24	0,00	46,40	300	0,134	3,153	0,223	1,734	Regards sous chaussée
92-93	7,50	7,42	0,00	6,07	27,10	300	-0,224	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
93-94	7,42	7,36	6,07	6,01	24,70	300	0,002	0,424	0,030	0,233	Regards sous chaussée
94-95	7,36	7,27	6,01	5,52	25,20	300	0,019	1,199	0,085	0,659	
96-97	7,16	6,84	5,81	5,34	10,70	315	0,044	1,869	0,146	1,028	
97-82	6,84	6,55	5,34	4,80	24,70	300	0,022	1,271	0,090	0,699	
98-99	7,05	7,21	6,05	5,76	28,60	300	0,010	0,866	0,061	0,476	
99-100	7,21	7,12	5,76	6,02	15,80	300	-0,016	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
100-101	7,12	7,01	6,02	5,81	41,70	300	0,005	0,610	0,043	0,336	
101-102	7,01	6,84	5,81	5,49	56,60	300	0,006	0,647	0,046	0,356	
102-97	6,84	6,84	5,49	5,34	26,50	300	0,006	0,647	0,046	0,356	
103-104	7,94	7,68	0,00	6,48	49,60	300	-0,131	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
104-105	7,68	7,42	6,48	6,12	23,30	0	0,015	0,000	0,000	0,000	Reg 104 bourré,
105-106	7,42	7,11	6,12	0,00	80,80	300	0,076	2,367	0,167	1,302	Pas d'autocurage
106-107	7,11	7,05	0,00	5,75	17,80	300	-0,323	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
107-108	7,05	6,98	0,00	0,00	60,40	250	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée
108-109	6,98	6,94	0,00	0,00	53,50	315	0,000	*	*	*	Reg 109 Dallé et scellé
109-110	6,94	7,02	0,00	5,62	18,20	315	-0,309	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
110>96	7,02	7,16	6,72	6,86	32,80	300	-0,004	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage

111>112	6,64	6,56	5,65	5,11	44,30	315	0,012	*	*	*	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
112>113	6,56	6,75	5,11	4,80	26,60	315	0,012	*	*	*	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
113>117	6,75	6,54	4,80	4,79	82,50	315	0,000	*	*	*	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
117>116	6,54	6,42	4,79	0,00	42,10	315	-0,114	*	*	*	Regards circulaires, pas de pente, pas d'autocurage
116>115	6,42	6,18	0,00	4,63	31,60	315	-0,147	3,414	0,266	1,878	Pas d'autocurage
115>114	6,18	6,13	4,63	4,71	36,20	315	-0,002	0,419	0,033	0,231	Pas d'autocurage
113>108	6,75	6,90	4,80	0,00	35,90	315	0,134	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
109>120	6,94	6,92	5,19	5,72	46,40	315	-0,011	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
120>119	6,92	6,91	5,72	5,78	8,50	315	-0,007	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
119>118	6,91	6,81	5,78	6,06	37,40	315	-0,007	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
121>122	7,25	7,21	5,71	0,00	25,20	300	0,227	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
122>123	7,21	7,15	0,00	5,50	36,30	300	-0,152	3,347	0,236	1,841	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
125>123	7,17	7,15	0,00	5,50	51,80	300	-0,106	2,802	0,198	1,541	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
123>126	7,15	7,08	5,50	5,30	56,10	300	0,004	*	*	*	Regard 127 sous chaussée
127>126	7,12	7,08	0,00	5,30	115,20	300	-0,046	1,844	0,130	1,014	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
128>129	7,16	7,13	5,26	5,13	44,50	300	0,003	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
129>126	7,13	7,08	5,13	5,30	49,30	300	0,003	0,505	0,036	0,278	Contre pente
126>130	7,08	6,98	5,30	4,98	50,80	300	0,006	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
131>132	7,16	7,12	0,00	6,02	42,90	300	-0,140	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
132>133	7,12	7,19	6,02	5,84	40,40	300	0,004	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
133>134	7,09	6,95	5,84	4,85	30,50	300	0,032	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
130>134	6,98	6,95	4,98	4,85	39,10	300	0,003	*	*	*	Regards circulaires, contre pente,

											pas d'autocurage
134>135	6,95	7,05	4,85	0,00	38,70	300	0,125	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
136>137	7,20	7,15	0,00	0,00	44,20	300	0,000	0,000	0,000	0,000	pas de pente
137>138	7,15	7,13	0,00	5,78	48,60	300	0,119	2,965	0,210	1,631	Contre pente
138>139	7,13	7,10	5,78	5,70	49,50	300	0,002	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
139>140	7,10	7,08	5,70	5,68	40,80	300	0,000	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
140>141	7,08	7,05	5,68	5,05	40,70	300	0,015	*	*	*	Pas d'autocurage
142>144	7,23	7,16	5,53	5,26	42,80	300	0,006	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
143>144	7,23	7,16	0,00	5,26	41,00	300	0,128	3,080	0,218	1,694	Contre pente
144>141	7,16	7,05	5,26	5,05	30,80	300	0,007	*	*	*	Contre pente
146>147	10,26	9,55	0,00	0,00	15,10	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards 147 sous chaussée
147>148	9,55	8,33	0,00	0,00	28,50	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards 147 sous chaussée
148>149	8,33	7,82	0,00	6,52	54,40	300	0,120	2,977	0,210	1,637	Pas d'autocurage
149>151	7,82	7,64	6,52	6,14	45,50	300	-0,120	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
150>151	10,53	7,64	0,00	6,14	33,30	300	-0,184	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée
152>153	0,00	7,33	0,00	0,00	42,10	300	0,000	*	*	*	Contre pente
151>153	7,64	7,33	6,14	0,00	52,90	300	0,116	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
153>159	7,33	7,30	0,00	5,80	44,40	300	-0,131	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
154>155	11,14	10,88	10,04	9,13	36,20	300	0,025	*	*	*	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
155>156	10,88	10,25	9,13	0,00	50,70	300	0,180	0,000	0,000	0,000	Pas d'autocurage
156>157	10,25	9,75	0,00	0,00	46,30	300	0,000	2,930	0,207	1,611	pas de pente
157>158	9,75	8,92	0,00	0,00	34,80	300	0,000	*	*	*	pas de pente
158>159	8,92	7,30	0,00	5,80	41,60	300	-0,139	1,363	0,096	0,750	Regards circulaires, contre pente, pas d'autocurage
120>158	9,06	8,92	0,00	0,00	38,50	300	0,000	3,649	0,258	2,007	Regards sous chaussée
159>160	7,30	7,26	5,80	0,00	41,60	300	0,139	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée
160>145	7,26	7,60	0,00	0,00	24,20	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée
161>145	7,99	7,60	0,00	0,00	26,90	300	0,000	*	*	*	Regards sous chaussée
167>168	10,82	10,75	6,80	6,75	43,70	300	0,001	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée
162>163	11,95	11,24	0,00	0,00	36,90	300	0,000	3,211	0,227	1,766	Regards sous chaussée
163>168	11,24	10,75	7,84	6,75	25,10	300	0,043	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée

168>161	10,75	7,99	6,75	5,43	33,10	200	0,040	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée
169>171	14,24	11,63	10,20	10,08	32,00	300	0,004	0,291	0,021	0,160	Regards sous chaussée
170>171	12,73	11,63	11,58	10,08	36,90	300	0,041	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée
171>172	11,63	9,49	10,08	8,10	42,10	300	0,047	1,792	0,127	0,986	
173>175	13,83	10,89	12,20	8,60	35,90	300	0,100	1,267	0,090	0,697	
174>175	11,58	10,89	10,00	8,60	44,60	300	0,031	0,527	0,037	0,290	
175>176	10,89	10,19	8,60	8,19	41,40	300	0,010	1,734	0,122	0,954	
176>172	10,19	9,49	8,19	8,10	45,90	300	0,002	1,865	0,132	1,026	
172>161	9,49	7,99	8,10	0,00	9,40	200	0,862	2,723	0,086	1,498	
164>165	15,19	13,64	14,05	11,74	38,20	200	0,060	1,524	0,048	0,838	
165>168	13,64	10,75	11,74	6,75	19,00	300	0,263	0,856	0,060	0,471	Regard 178 dallé et scellé
165>166	13,64	11,98	11,74	10,60	15,90	200	0,072	0,381	0,381	0,209	Regards sous chaussée
166>167	11,98	10,82	10,60	0,00	20,30	300	0,522	5,889	0,416	3,239	Regards sous chaussée
181>180	14,96	9,29	13,61	8,10	36,50	300	0,151	1,560	0,110	0,858	Regards sous chaussée
180>161	9,29	7,99	8,10	0,00	45,70	300	-0,007	*	*	*	Regards circulaires,contre pente, pas d'autocurage
177>178	10,38	10,28	7,98	8,20	33,00	300	-0,007	*	*	*	Regards circulaires,contre pente, pas d'autocurage
178>179	10,28	10,00	8,20	0,00	46,20	300	0,177	3,623	0,256	1,992	Regards sous chaussée
179>180	10,00	9,29	9,01	8,10	39,10	300	0,023	1,312	0,093	0,722	
145>182	7,60	7,43	0,00	0,00	33,40	300	0,000	0,000	0,000	0,000	Regards sous chaussée

II.5. Les problèmes du réseau existant :

Après avoir terminé l'analyse des données recueillies sur le réseau d'assainissement de la ville de Marsa Ben M'Hidi les problèmes de ce réseau sont les suivants

- Les pentes des collecteurs sont très faibles, et parfois nulle, les contres pentes.
- Certains quartiers sont toujours assainis par les fosses septiques, on cite :
 - Le quartier PRO-GE-TOUR ;
 - La daïra ;
 - La maison pour enfants assistés ;
 - L'hôtel Ziani qui est assaini par un refoulement personnel (mis en place par le propriétaire de l'hôtel) ;
 - cité Ramela.
- Le quartier de l'agence foncière section 01 qui dispose d'un réseau réalisé récemment en PVC Ø315mm est qui collecte les eaux usées vers une fosse septique.
- Difficulté d'écoulement sur la majorité des collecteurs visités, cela est dû soit à la présence des dépôts solides soit à des pentes nulles et contre pentes constatées lors du diagnostic.
- Le manque d'entretien de la bouche d'égout (aucun nettoyage) à cause des feuilles des arbres et de sable.
- les stations de reprise manque des équipements de secours.
- Dans les jours de pluie, les stations sont dans le pire cas, conduisant à d'inondations.

II.6. Les solutions proposées :

- Construire une station d'épuration pour traiter les eaux avant de les rejeter dans l'oued
- Eviter le passage du réseau projeté sous les constructions
- Raccordement des avaloirs du boulevard principal au réseau d'assainissement
- à Refaire un nouveau dimensionnement de réseaux et les stations de relevages.
- On propose que notre réseau est unitaire pour minimisé les risque d'inondation, et car le réseau unitaire est plus moins couteux.

Chapitre III : Evaluation des débits et dimensionnement du réseau

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon 2040, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.1.Définition de l'assainissement :

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux, pluviales et usées et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement [4].

III.2.Origine et nature des eaux usées :

On distingue les eaux d'origines suivantes :

a) Nature et origine :

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout. Ces eaux sont de provenance différente :

- Eaux vannes.
- Eaux de ménage, de bains et de douches.
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée [5].

b) Quantités à évacuer :

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

- Evaluation de la consommation actuelle.

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

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

- Type d’habitats et leur degré de confort.
 - Dotation en eaux potable.
 - Conditions climatiques.
 - Augmentation du niveau de vie des desservies.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles [5].

c) Eaux usées de service public

On appelle eaux usées de service public les eaux de lavage des rues, marchés, et pour éteindre les incendies.

Ces eaux sont généralement de nature chargée de matières grasses [5].

d) Eaux industrielles

En termes de quantité d’eau rejetée par les industries on fait on fait la classification suivante :

- Industrie de production : on considère la nature et la quantité des produits industriels.
- Industrie de transformation : on considère le nombre de travailleurs employé par l’industrie

Cette quantification est adoptée en l’absence de compteurs, mais il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l’intérieur de l’unité industrielle [5].

e) Eaux d’équipements

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d’utilité publique. L’estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité [5].

III.3. Différents systèmes d'assainissement :

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a trois systèmes d'évacuation qui se présentent :

III.3.1. Système unitaire :

Dans le système unitaire les eaux usées domestiques, les eaux pluviales avec ou sans stockage préalable, et certains effluents industriels ou certaines eaux de refroidissement, sont évacuées par un réseau unique [5].

La figure suivante présente le schéma d'un système unitaire :

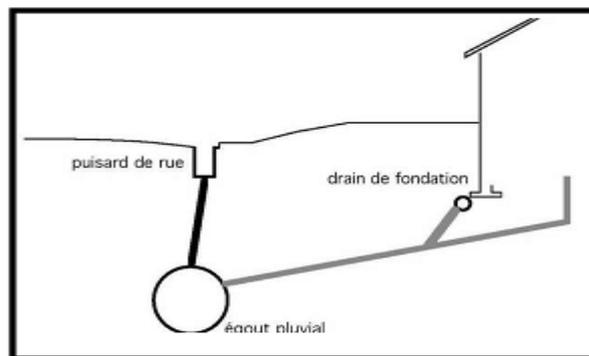


Fig III.1: schéma d'un réseau unitaire [5].

III.3.2. Système séparatif :

Ce système a la particularité d'un dédoublement des conduites ; telle qu'on a une conduite qui véhicule les eaux domestiques d'origine ménagère, les eaux des équipements, les de service public et certaines eaux industrielles, et une autre conduite achemine les eaux de ruissellement vers le cours d'eau le plus proche [5].

La figure suivante présente le schéma d'un système séparatif :

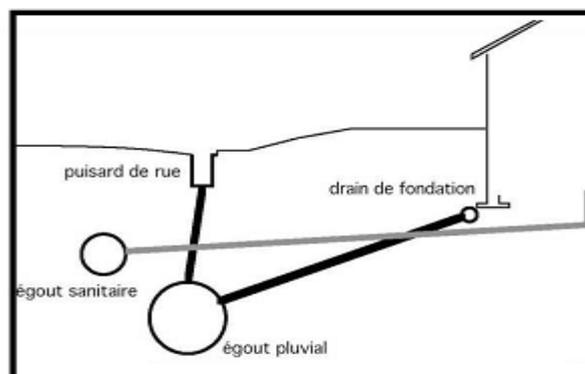


Fig. III .2 : schéma d'un réseau séparatif [5].

III.3.3. Système pseudo-séparatif :

Ce système reçoit les eaux usées en partie, les eaux de ruissellement en provenance des habitations, tandis que les eaux de ruissellement des voiries et toitures sont reprises par une conduite qui les dirige dans le milieu naturel. C'est un système qui s'adapte aux zones rurales, les habitations desservies par un tel réseau ne possèdent qu'un seul branchement [5].

La figure suivante présente schéma de système pseudo-séparatif :

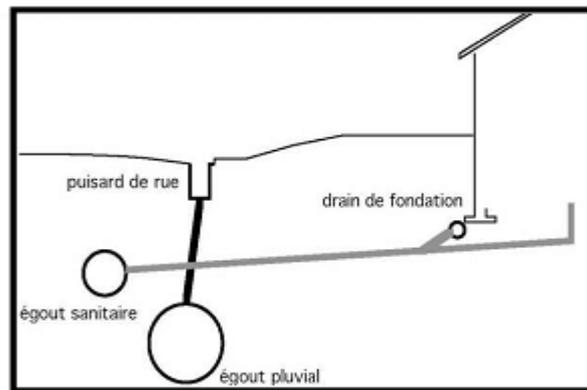


Fig.III. 3 : schéma d'un réseau pseudo-séparatif [5].

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

On propose le tableau III.1 : qui récapitule les particularités de chaque système

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes : [5]

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration ; - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure nature préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.

III.3.4.Choix du système d'assainissement

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire ; prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations, de pompage et équipement des eaux usées ;
- Il faut tenir compte des conditions de rejet ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- L'aspect technique et des conditions locales (topographie des lieux, régime des précipitations atmosphériques, disposition du réseau de la voirie, répartition des masses d'habitations, ...etc.) [6].

III.4.Différent schéma d'évacuation :

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivantes :

III.4.1.Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par apport au cours on distingue :

- Le schéma perpendiculaire simple.
- Le schéma perpendiculaire étagé [5].

III.4.2.Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées. Ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible [6].

III.4.3.Schéma de collecteur par zones étagées :

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs [6].

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

III.4.4.Schéma radial :

C'est un schéma adopté pour les terrains plat, ou les eaux sont collectées en un point bas, pour en suite être relevées vers :

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.
- Un collecteur fonctionnant à surface libre [6].

III.4.5.Schéma à collecte transversale oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible [6].

III.4.6.Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien ;
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public [6].

III.5.Les accessoires nécessaires dans un réseau

d'assainissement :

III.5.1.Regard d'égout :

Un regard d'égout est un ouvrage de première importance dans un réseau d'égout, il permet d'accéder à une conduite pour y effectuer des tâches d'entretien et d'assurer la ventilation dans le réseau et le raccordement des collecteurs.

Son emplacement doit être :

- a chaque changement de directions
- a chaque changement de pente
- a chaque jonction de canalisation
- Tout les 30 à 50 m en alignement droit [7].

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

III.5.2.Regard de chute :

Destinés à limités les fortes pentes, ils sont utilisés surtout dans les terrains accidentés.

III.5.3.Bouche d'égout :

Une bouche d'égout est un élément propre au réseau d'égout pluviale et unitaire, elle a pour fonction de collecter habituellement à la bordure des rues, les eaux de ruissellement de surface, afin que celle-ci puisse être acheminée vers l'égout pluviale ou unitaire, on distingue :

- Bouche à accès latérale (avaloir).
- Bouche à accès sur le dessus (grille de caniveaux) [7].

III.5.4. Principe du tracé du réseau :

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

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

La profondeur des canalisations doit elle aussi répondre à certains critères comme :

- La profondeur des caves avoisinantes.
- La résistance de la canalisation aux efforts physiques et au gel [5].

Remarque : le réseau d'assainissement de notre agglomération est séparatif destiné pour évacuer les eaux usées et vu la topographie de la région que les pentes du terrain sont peut faibles ce qui impose de grandes sections au réseau d'égout séparatif. L'exutoire est éloigné des points de collecte. Les considérations économiques ainsi que l'étroitesse de la chaussée ne nous permettent d'adopter pour un réseau séparatif. A la lumière de ces constatations nous optons donc pour un système unitaire. Dans ce chapitre nous allons déterminer la quantité de chacune de ces eaux, et nous avons découpé le bassin versant à trois sous bassins principaux : bassin 1(zone A) qui est zone projetée, bassin 2(zone B), bassin 3 (zone C) et nous allons dimensionner trois réseaux et chaque réseau relié à station de relevage ; la répartition de ces réseaux sont représentés dans la figure .III.4. Suivante :

III.6. Evaluation des débits d'eaux usées :

III.6.1. But de l'évaluation d'eaux usées :

Le but principal de la conception d'un réseau d'assainissement est la collecte et l'évacuation hors les limites de la ville des eaux usées. Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter ; dans notre projet le réseau est unitaire [6].

III.6.2. Estimation du débit des équipements d'eau usée :

Comme on la cite précisément le débit d'eau est la somme de plusieurs eaux de provenances différentes, Les débits des équipements seront comptabilisés dans le débit d'eau usée d'origine domestique, ainsi que pour les eaux rejetées par les services publics. Dans notre projet on a trois zones et chaque zone est ses équipements. On peut estimer le débit de l'équipement par l'équation suivante :

$$Q_{moyj}(équi) = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec:

Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable Consommée ;

N : Nombre d'habitant (capacité) par hab. ;

D : Dotation journalière ou la consommation en eau potable

Estimation des débits des équipements sont représenté dans les tableaux suivants ; on commence par la zone A estimation des débits représenté dans le tableau suivant :

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.2 : représentation de la consommation et les rejets pour la zone A :

nature des équipements	capacité	dotation l/hab/J [3]	Consommation l/s	Qéqui
piscine semi olympique	100	80	0,093	0,074
lycée	130	20	0,030	0,024
hôtel (projeté+existant)	320	300	1,111	0,889
marché	250	10	0,029	0,023
siège daïra	20	60	0,014	0,011
GGF	100	250	0,289	0,231
mosquée	300	80	0,278	0,222

Estimation des débits des équipements pour la zone B sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : représentation de la consommation et les rejets pour la zone B :

nature des équipements	capacité	dotation l/hab/J[3]	Consommation l/s	Qéqui
stade	4837	10	0,560	0,448
maison de jeune	60	20	0,014	0,011
2 hôtels	300	300	1,042	0,833
2 centres commerciaux	300	20	0,069	0,056
bibliothèque	45	20	0,010	0,008
CEM	480	20	0,111	0,089
école	615	20	0,142	0,114
maison de culture	40	20	0,009	0,007
Gendarmerie	100	250	0,289	0,231

Le tableau suivant représente l'estimation des débits des équipements de la zone C :

Tableau III.4 : représentation de la consommation et les rejets pour la zone C.

nature des équipements	capacité	dotation l/hab/J [4]	Consommation l/s	Qéqui
CFPA	361	20	0,084	0,067
police communale	70	250	0,203	0,162
hôtel	100	300	0,347	0,278
PTT+APC+siège APC	40	60	0,028	0,022
salle de soin	45	20	0,010	0,008
centre de santé	50	20	0,012	0,009
douane	120	250	0,347	0,278
casernes GGF	100	250	0,289	0,231

III.6.3. Eaux usées d'origine domestique :

III.6.3.1. Situation démographique:

La population de la ville de Marsa Ben M'Hidi se caractérise par une croissance démographique moyenne. Cette croissance démographique est certes apparente au niveau de la commune avec un taux moyen de 1,2 % [1].

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

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec:

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2008

T : taux d'accroissement de la population.

N : l'écart d'années entre les deux horizons (2008-2040);

Selon le dernier recensement national effectuée en 2008 la ville de Marsa Ben M'Hidi se compose de 3625 habitants avec un taux de croissance annuelle égal à 1,2%.

D'après les informations recueillies auprès des services de la Daïra de Marsa Ben M'Hidi le nombre d'habitants saisonniers est estimé à **2 400 040** habitants durant l'année 2011, ce flux touristique est estimé à 7 millions de vacanciers pendant les trois mois de l'été pour l'horizon 2040. Et d'après PDAU de Marsa Ben M'Hidi le nombre d'habitants projetés est estimé à 2849 habitants [1].

Les résultats des estimations de la population sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : estimation de la population.

Commune Marsat Ben M'Hidi	Population 2008	Taux d'accroissement	Horizon 2040
(Population actuelle)	3625	1.2%	5309
(population projeté)de la zone A	2849	1.2%	4173
Population total	6474	1.2%	9482

Notre projet est composé de trois zones, on estime le nombre d'habitants pour chaque zone, les résultats obtenus sont représenté dans le tableau III.6, selon la configuration topographique de la zone d'étude et pour permettre un écoulement des eaux usées à surface libre ; elle est

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

décomposée en trois zones et chaque zone sera équipée de son propre réseau, déversera ses eaux dans une station de relevage.

Afin de bien dimensionner ces réseaux nous avons estimé les populations relatives à chaque zone.

Tableau III.6 : estimation de la population.

Commune Marsat Ben M'Hidi	Population 2008	Taux d'accroissement	Horizon 2040
Population de Zone A	3570	1.2%	5229
Population de Zone B	1924	1.2%	2818
Population de Zone C	980	1.2%	1435

III.6.3.2. Evaluation du débit moyen journalier (habitats):

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

$$Q_{moyj} \text{ (habitats)} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec:

Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

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

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

D : Dotation journalière ou la consommation en eau potable.

D'après le service de l'hydraulique de notre région la dotation actuelle adoptée en eau potable est de 200 l/j/ha.

Les résultats de calcul d'estimation du débit moyen journalier de chaque zone sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : estimation du débit moyen journalier.

Commune Marsat Ben M'Hidi	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Q_{moyj} habitats (m³/s)
Population de Zone A	5229	200	0,09
Population de Zone B	2818	200	0,048
Population de Zone C	1435	200	0,024

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

III.6.3.2. Evaluation du débit de pointe :

Le régime du rejet est conditionné par le train de vie des citoyens, ce qui nous donne des heures où on a un pic et des heures creuses où le débit est presque nul (la nuit).

Pour estimer le coefficient de pointe, on a plusieurs méthodes parmi lesquelles on citera [6].

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir du débit moyen.

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

K_p : Coefficient de pointe ;

Q_{moyj} : Débit moyen journalier.

Le coefficient de pointe peut être estimé de plusieurs façons :

1/De façon moyenne :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_p = 24/14 \approx 1,714 \\ K_p = 24/10 \approx 2,4 \end{array} \right.$$

2/Relié à la position de la conduite dans le réseau :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_p = 3 \text{ en tête du réseau} \\ K_p = 2 \text{ à proximité de l'exutoire} \end{array} \right.$$

3/Calculé à partir du débit moyen Q_{moy} :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} ; \text{ Si } Q_{moy} \geq 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (III.5) \\ K_p = 3 ; \text{ Si } Q_{moy} < 2,8 \text{ l/s} \end{array} \right.$$

III.7. Calcul le débit de pointe pour chaque zone :

III.7.1. calcul le débit de pointe de la zone A :

Le réseau A est représenté dans la fig.III.5 qui suit:

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

$$Q_{moyj} = Q_{moyj}(\text{équi}) + Q_{moyj}(\text{habitats}) = 0,092 \text{ m}^3/\text{s} = 92 \text{ l/s}$$

On utilise l'équation (III.5) :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

AN : $K_p = 2$

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moy} = 131.56 \text{ l/s}$$

La longueur total du réseau du BV.A (zone A) est : $LT = \sum L_i = 2028 \text{ m}$

Le débit spécifique ou coefficient R : $R = Q_p / LT = 131.56 / 2028 = 0.065 \text{ l/s/m}$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone A est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.7: calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (A).

tronçons	L (long)	R l/s/m	q mr (l/s)	Q entrant	Q sortant	P	Q en Q sort	Qp final (m3/s)
A1-A4	50	0,065	3,24	0	-	-	-	0,0047
				-	3,24	3	9.37	
A2-A4	64	0,065	4,16	0	-	-	-	0,0057
				-	4,16	3	11.34	
A3-A4	65	0,065	4,225	0	-	-	-	0,0057
				-	4,225	3	11.48	
A4-A5(N1)	80	0,065	5,2	11,628	-	2	26	0,0307
				-	16,828	2	35.5	
A6-A5	67	0,065	4,355	0	-	-	-	0,0059
				-	4,355	3	11.75	
A7-A5	69	0,065	4,485	0	-	-	-	0,0060
				-	4,485	3	12.02	
A5-A8(N2)	43	0,065	2,795	25,668	-	2	51.2	0,0536
				-	28,463	2	56.03	
A9-A8	69	0,065	4,485	0	-	-	-	0,0060
				-	4,485	3	12.02	
A10-A8	67	0,065	4,355	0	-	-	-	0,0059
				-	4,355	3	11.75	
A8-A11(N3)	87	0,065	5,655	37,303	-	2	71.2	0,0760
				-	42,958	2	80.82	
A12-A11	56	0,065	3,64	0	-	-	-	0,0051
				-	3,64	3	10.23	
A13-A11	60	0,065	3,9	0	-	-	-	0,0054
				-	3,9	3	10.79	
A11-A14(N4)	70	0,065	4,55	50,498	-	2	93.5	0,0973
				-	55,048	2	101.12	

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

A16-A14	65	0,065	4,225	0	-	-	-	0,0057
				-	4,225	3	11.48	
A14-A15(N5)	43	0,065	2,795	75,7186	-	2	135.3	0,1376
				-	78,513	2	139.92	
A17-A18	51	0,065	3,315	0	-	-	-	0,0048
				-	3,315	3	9.52	
A20-A21	53	0,065	3,445	0	-	-	-	0,0049
				-	3,445	3	9.81	
A21-A18(N6)	49	0,065	3,185	3,445	-	3	9.8	0,0131
				-	6,63	2	16.38	
A18-A19(N7)	40	0,065	2,6	9,945	-	2	22.8	0,0252
				-	12,545	2	27.67	
A19-A14(N8)	60	0,065	3,9	12,545	-	2	27.7	0,0312
				-	16,445	2	34.81	
A22-A28	30	0,065	1,95	0	-	-	-	0,0032
				-	1,95	3	6.42	
A23-A24	72	0,065	4,68	0	-	-	-	0,0062
				-	4,68	3	12.43	
A24-A26(N9)	68	0,065	4,42	4,68	-	-	12.4	0,0168
				-	9,1	3	21.19	
A25-A26	55	0,065	3,575	0	-	3	-	0,0050
				-	3,575	2	10.09	
A26-A27(N10)	34	0,065	2,21	12,675	-	-	27.9	0,0299
				-	14,885	3	31.97	
A29-A30	64	0,065	4,16	0	-	2	-	0,0057
				-	4,16	2	11.34	
A30-A31(N11)	40	0,065	2,6	4,16	-	-	11.3	0,0140
				-	6,76	3	16.64	
A32-A33	57	0,065	3,705	0	-	3	-	0,0052
				-	3,705	2	10.37	
A33-A34(N12)	27	0,065	1,755	3,705	-	-	10.37	0,0122
				-	5,46	3	14.03	
A34-A31(N13)	45	0,065	2,925	5,46	-	3	14.03	0,0169
				-	8,385	3	19.82	
A31-A28(N14)	39	0,065	2,535	15,145	-	3	32.45	0,0347
				-	17,68	2	37.03	
A28-A27(N15)	45	0,065	2,925	19,63	-	2	40.52	0,0431
				-	22,555	2	45.71	
A27-A15(N16)	88	0,065	5,72	37,44	-	2	71.46	0,0763
				-	43,16	2	81.16	
A15-A35(N17)	76	0,065	4,94	121,673	-	2	210.09	0,2141
				-	126,613	2	218.05	
A35-SR A(N18)	80	0,065	5,2	126,613	-	2	218.05	0,2222
				-	131,813	2	226.42	

III.7.2.calcul le débit de pointe de la zone B :

Le réseau B est représenté dans la fig.III.6 qui suit :

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

$$Q_{moyj} = Q_{moyj}(\text{équi}) + Q_{moyj}(\text{habitats}) = 0,051 \text{ m}^3/\text{s} = 51 \text{ l/s}$$

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

$$AN : K_p = 2$$

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moy} = 76.79 \text{ l/s}$$

La longueur total du réseau du BV.B (zone B) est : $LT = \sum L_i = 1664 \text{ m}$

Le débit spécifique ou coefficient R : $R = Q_p / LT = 76.79 / 1664 = 0.0461 \text{ l/s/m}$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone B est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.8: calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (B)

tronçons	L (long)	R l/s/m	q mr (l/s)	Q entrant	Q sortant	p	Q en Q sort	Qp final (m3/s)
B1-B3	48	0,046	2,208	0	-	-	-	0,0035
				-	2,208	3	7.03	
B2-B3	42	0,046	1,932	0	-	-	-	0,0032
				-	1,932	3	6.37	
B3-B4	80	0,046	3,68	4,14	-	3	11.3	0,0150
				-	7,82	2	18.72	
B5-B6	55	0,046	2,53	0	-	-	-	0,0039
				-	2,53	3	7.77	
B6-B4	40	0,046	1,84	2,53	-	3	7.77	0,0098
				-	4,37	3	11.78	
B4-B7	40	0,046	1,84	12,19	-	2	27.01	0,0287
				-	14,03	2	30.41	
B8-B9	75	0,046	3,45	0	-	-	-	0,0049
				-	3,45	3	9.82	
B9-B12	43	0,046	1,978	3,45	-	3	9.82	0,0119
				-	5,428	3	13.97	
B10-B11	41	0,046	1,886	0	-	-	-	0,0031
				-	1,886	3	6.26	
B11-B12	37	0,046	1,702	1,886	-	3	6.26	0,0082
				-	3,588	3	10.12	
B12-B7	56	0,046	2,576	9,016	-	2	21.03	0,0235
				-	11,592	2	25.90	
B7-B13	25	0,046	1,15	25,622	-	2	51.09	0,0521
				-	26,772	2	53.09	
B14-B15	37	0,046	1,702	0	-	-	-	0,0029
				-	1,702	3	5.81	
B15-B17	24	0,046	1,104	1,702	-	3	5.81	0,0071
				-	2,806	3	8.40	

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

B16-B17	39	0,046	1,794	0	-	-	-	0,0030
				-	1,794	3	6.04	
B17-B19	65	0,046	2,99	4,6	-	3	12.26	0,0153
				-	7,59	2	18.27	
B18-B19	42	0,046	1,932	0	-	-	-	0,0032
				-	1,932	3	6.37	
B19-B13	21	0,046	0,966	9,522	-	2	22.00	0,0229
				-	10,488	2	23.83	
B13-B23	19	0,046	0,874	37,2-6	-	2	71.15	0,0719
					38,134	2	72.64	
B20-B22	17	0,046	0,782	0	-	-	-	0,0016
				-	0,782	4	3.13	
B21-B22	77	0,046	3,542	0	-	-	-	0,0050
				-	3,542	3	10.02	
B22-B23	56	0,046	2,576	4,324	-	-	-	0,0085
				-	6,9	2	16.92	
B23-B27	42	0,046	1,932	45,034	-	2	84.33	0,0860
				-	46,966	2	87.58	
B24-B25	63	0,046	2,898	0	-	-	-	0,0043
				-	2,898	3	8.6	
B25-B26	64	0,046	2,944	2,898	-	3	8.6	0,0117
				-	5,842	3	14.81	
B26-B27	23	0,046	1,058	5,842	-	-	-	0,0085
				-	6,9	2	16.92	
B28-B27	90	0,046	4,14	0	-	-	-	0,0056
				-	4,14	3	11.30	
B27-SR B	48	0,046	2,208	51,106	-	-	-	0,0491
				-	53,314	2	98.23	
B29-B30	18	0,046	0,828	0	-	-	-	0,0017
				-	0,828	4	3.31	
B30-B31	26	0,046	1,196	0,828	-	4	3.31	0,0050
				-	2,024	3	6.59	
B32-B31	46	0,046	2,116	0	-	-	-	0,0034
				-	2,116	3	6.81	
B36-B31	60	0,046	2,76	0	-	-	-	0,0041
				-	2,76	3	8.29	
B31-B34	48	0,046	2,208	6,9	-	2	16.92	0,0191
				-	9,108	2	21.21	
B33-B34	55	0,046	2,53	0	-	-	-	0,0039
				-	2,53	3	7.77	
B34-B35	63	0,046	2,898	11,638	-	2	25.99	0,0287
				-	14,536	2	31.34	
B35-SR B	39	0,046	1,794	14,536	-	2	31.34	0,0330
				-	16,33	2	34.60	

III.7.3.calcul le débit de pointe de la zone C :

Le réseau C est représenté dans la fig.III.7 qui suit :

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

$$Q_{moyj} = Q_{moyj}(\text{équi}) + Q_{moyj}(\text{habitats})$$

$$Q_{moyj} = 0,026 \text{ m}^3/\text{s} = 26 \text{ l/s}$$

On utilise l'équation (III.5) :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

$$\text{AN : } K_p = 2.05$$

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moy} = 42.62 \text{ l/s}$$

La longueur total du réseau du BV.C (zone C) est : $LT = \sum L_i = 1760 \text{ m}$

Le débit spécifique ou coefficient R : $R = Q_p / LT = 42.62 / 1760 = 0.024 \text{ l/s/m}$

Le calcul des débits des eaux usées des tronçons de la zone C est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.9: calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (C)

tronçons	L (long)	R l/s/m	q mr (l/s)	Q entrant	Q sortant	P	Q _{en} / Q _{sort}	Q _p final (m ³ /s)
C1-C2	60	0,024	1,44	0	-	-	-	0,0026
				-	1,44	4	5.16	
C2-C3	89	0,024	2,136	1,44	-	4	5.16	0,0076
				-	3,576	3	10.09	
C4-C3	64	0,024	1,536	0	-	-	-	0,0027
				-	1,536	4	5.40	
C3-C6	59	0,024	1,416	5,112	-	3	13.32	0,0147
				-	6,528	2	16.18	
C5-C6	73	0,024	1,752	0	-	-	-	0,0030
				-	1,752	3	5.94	
C6-C8	59	0,024	1,416	8,28	-	2	19.61	0,0210
				-	9,696	2	22.33	
C7-C8	100	0,024	2,4	0	-	-	-	0,0037
				-	2,4	3	7.47	
C9-C10	30	0,024	0,72	0	-	-	-	0,0014
				-	0,72	4	2.88	
C10-C11	60	0,024	1,44	18,744	-	2	38.94	0,0402
				-	20,184	2	41.51	
C12-C13	70	0,024	1,68	0	-	-	-	0,0029
				-	1,68	3	5.76	
C13-C14	47	0,024	1,128	1,68	-	3	5.76	0,0071
				-	2,808	3	8.40	

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

C15-C27	30	0,024	0,72	0	-	-	-	0,0014
				-	0,72	4	2.88	
C14-C10	93	0,024	2,232	15,792	-	2	33.62	0,0356
				-	18,024	2	37.65	
C16-C17	36	0,024	0,864	0	-	-	-	0,0017
				-	0,864	4	3.46	
C19-C18	45	0,024	1,08	0	-	-	-	0,0021
				-	1,08	4	4.22	
C20-C21	112	0,024	2,688	0	-	-	-	0,0041
				-	2,688	3	8.13	
C21-C23	33	0,024	0,792	2,688	-	3	8.13	0,0090
				-	3,48	3	9.88	
C22-C23	76	0,024	1,824	0	-	-	-	0,0031
				-	1,824	3	6.11	
C23-C24	51	0,024	1,224	5,304	-	3	13.71	0,0149
				-	6,528	2	16.18	
C25-C24	58	0,024	1,392	0	-	-	-	0,0025
				-	1,392	4	5.04	
C24-C18	70	0,024	1,68	7,92	-	2	18.92	0,0205
				-	9,6	2	22.15	
C18-C17	30	0,024	0,72	10,68	-	2	24.19	0,0249
				-	11,4	2	25.54	
C17-C14	140	0,024	3,36	12,264	-	2	27.15	0,0302
				-	15,624	2	33.32	
C26-C27	80	0,024	1,92	0	-	-	-	0,0032
				-	1,92	3	6.34	
C27-C11	77	0,024	1,848	2,64	-	3	8.02	0,0100
				-	4,488	3	12.03	
C11-C8	68	0,024	1,632	24,672	-	2	49.43	0,0509
				-	26,304	2	52.28	
C8-SR C	50	0,024	1,2	38,4	-	2	73.09	0,0741
				-	39,6	2	75.13	

III.8. Estimations des débits des eaux de ruissellement :

Les eaux pluviales ou de ruissellement comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage, des rues et les eaux de drainage.

III.8.1: Qualité des eaux de ruissellement :

La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps ; plus fort au début d'une précipitation qu'à la fin par suite du nettoyage des aires balayées par l'eau, Cette pollution première est elle-même variable et croît en même temps que le taux d'industrialisation, à proximité des crassiers, par exemple, les eaux de ruissellement en provenance des cours de fermes sont également assez polluées.

Ces eaux sont polluées par les matières qu'elles entraînent, en provenance des trottoirs et chaussées (mazoute, bitume, etc.) ; elles contiennent, également, du zinc du plomb et du cuivre.

Les eaux de drainage peuvent provenir de la montée d'une nappe phréatique dans le sol ; elles sont généralement polluées.

Toutes ces eaux contiennent, la plus part du temps, des sables, sujétion importante en ce qui concerne leurs évacuations [8].

III.8.2.Evaluation du débit d'eau pluviale :

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représente la majeure partie.

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

On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisées :

- ❖ Méthode superficielle ;
- ❖ Méthode rationnelle [8].

Remarque : On fait le calcul de notre réseau par la méthode rationnelle

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha) [8].

La méthode est définie sous la forme :

$$Q_p = k \cdot C \cdot i \cdot A \dots \dots \dots \text{(III.6)}$$

Avec :

Q: Débit maximal [m^3/s].

A : Surface du bassin versant [ha].

i : Intensité de pluie [mm/ha].

C : Coefficient de ruissellement.

K : Coefficient de répartition de pluie dans l'espace du bassin $K=0.167$

Remarque :

*Cette évaluation reste valable que pour les pluies de durée $t \geq t_e$

Ou t_e : Temps d'écoulement dans le sous bassin.

**la méthode rationnelle est fondée sur les hypothèses suivantes :

- L'intensité de pluie reste constante dans le temps.
- Les surfaces dites imperméables (rues, toitures,...etc.) sont uniformément réparties sur le bassin.
- La capacité d'emmagasinement du sous bassin n'est pas prise en considération.

Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit pluvial issu d'un bassin versant [8].

III.8.3. Pente moyenne :

La pente moyenne d'un sous bassin est prise généralement égale à la pente moyenne du collecteur qui le dessert.

Quand le parcours de l'eau ruisselante ne présente pas de déclivité, la pente sera calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval sur la longueur de ce parcours [8].

$$I = \frac{C_{\text{amon}} - C_{\text{ava}}}{L} \text{ (m/m)} \dots \dots \dots \text{(III.7)}$$

C_{amon} : Côte amont du parcours (m).

C_{ava} : Côte aval du parcours (m)

III.8.4. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveau ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contres pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs,...etc.)[7].

III.8.5 Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « C_r » d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur elle .Sa valeur dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature du sol ;
- L'inclinaison du terrain ;
- Le mode d'occupation du sol ;
- Densité de population ;
- La durée de pluie ;
- L'humidité du sol ;
- L'humidité de l'air [9].

✓ Le coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important [10] (Tableau III.9), de même il peut être évalué en fonction de la catégorie d'urbanisation (Tableau III.10) ou en fonction de la zone d'influence (Tableau III.11).

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.10 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population [9] :

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

Tableau III.11: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [7]:

Catégorie d'urbanisation	C _r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Tableau III.12 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence [7] :

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

Dans notre projet nous avons utilisé le coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation et en fonction de la zone d'influence.

III.8.6. Le temps d'entrée d'un sous bassin versant (tc) :

Le temps d'entrée (temps de concentration), T_c , d'un bassin versant urbain est le temps le plus long que peut mettre l'eau qui ruisselle sur ce bassin versant à atteindre la bouche d'égout. La valeur du temps d'entrée est fonction de :

- La pente moyenne de la surface du terrain en direction de la bouche d'égout.
- La distance que l'eau doit parcourir, en surface, pour atteindre la bouche d'égout
- La nature de la surface sur laquelle l'eau doit ruisseler.

Il existe plusieurs modèles d'évaluation du temps de concentration d'un bassin versant. Le calcul des temps d'entrées des sous bassins de notre projet se fera avec le modèle de Kirpich [4].

$$tc = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot F \cdot S^{-0,385} \dots\dots\dots(III.8)$$

L : longueur maximale parcourue par l'eau sur la surface (m)

S : pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m/m)

F : facteur relatif à la surface ; il permet d'utiliser l'équation les régions autres que rurales (f= 1 pour bassin rural).

Intensité :

Estimation de l'intensité est définie par l'équation suivante :

$$i = 4 \cdot tc^{-0.5} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

i : intensité en (mm/h)

tc : temps de concentration en min.

III.9. Evaluation du débit pluvial pour chaque zone :

III.9.1. Evaluation du débit pluvial pour la zone A :

Avant estimé le débit pluvial de bassin versant A (zone projeté), il a été découpé en 35 sous bassin qui représenté dans la figure .III.8 et nous avons estimé le coefficient de ruissellement,

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

le temps de concentration et le débit pluvial ces résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.13 : Evaluation du débit pluvial pour la zone A :

tronçons	CTN am	CTN av	A (ha)	Lmax (m)	Tc (min)	i(mm/h)	C	Q pluvial m ³ /s
A1-A4	15,5	12,3	0,0969	62	1,56	3,21	0,9	0,051
A2-A4	15,01	12,3	0,1425	68	1,70	3,07	0,9	0,066
A3-A4	13,48	12,3	0,1871	70	2,40	2,58	0,9	0,056
A4-A5(N1)	12,3	10,23	0,1626	80	2,33	2,62	0,9	0,1959
A6-A5	11,4	10,23	0,0320	68	2,39	2,59	0,9	0,012
A7-A5	13,01	10,23	0,0300	70	1,77	3,01	0,9	0,014
A5-A8(N2)	10,23	9,97	0,0743	45	2,61	2,47	0,5	0,2198
A9-A8	10,85	9,97	0,3837	70	2,75	2,41	0,6	0,093
A10-A8	10,23	9,97	0,1404	67	4,21	1,95	0,6	0,027
A8-A11(N3)	9,97	6,89	0,3522	87	2,20	2,70	0,6	0,28
A12-A11	7,68	6,89	0,2949	60	2,35	2,61	0,7	0,09
A13-A11	8,39	6,89	0,4570	65	2,01	2,82	0,9	0,194
A11-A14(N4)	6,89	6	0,2572	72	2,82	2,38	0,9	0,5588
A16-A14	7,11	6	0,4395	65	2,33	2,62	0,9	0,173
A14-A15(N5)	6	5,98	0,0645	50	7,61	1,45	0,7	0,752
A17-A18	7,68	6,71	0,1160	55	1,96	2,86	0,6	0,033
A20-A21	7,25	6,81	0,1893	56	2,74	2,42	0,7	0,054
A21-A18(N6)	6,81	6,71	0,0510	51	4,37	1,91	0,7	0,0407
A18-A19(N7)	6,71	6,66	0,0756	40	4,38	1,91	0,9	0,0576
A19-A14(N8)	6,66	6	0,1417	60	2,59	2,49	0,9	0,0885
A22-A28	6,66	6,64	0,0199	30	4,47	1,89	0,85	0,005
A23-A24	7,82	7,8	0,0799	76	5,38	1,72	0,85	0,013
A24-A26(N9)	7,8	7,11	0,1627	71	3,04	2,29	0,7	0,0339
A25-A26	7,68	7,11	0,1174	57	2,55	2,51	0,7	0,034
A26-A27(N10)	7,11	6,58	0,0155	34	1,46	3,31	0,7	0,2581
A29-A30	7,5	7,16	0,0756	65	3,65	2,10	0,7	0,019
A30-A31(N11)	7,16	6,98	0,0337	40	2,67	2,45	0,7	0,0268
A32-A33	7,68	7,11	0,0847	59	2,65	2,46	0,7	0,024
A33-A34(N12)	7,11	7,05	0,0065	31	2,88	2,36	0,7	0,0251
A34-A31(N13)	7,05	6,98	0,0174	50	4,78	1,83	0,7	0,00511
A31-A28(N14)	6,98	6,64	0,0187	43	2,19	2,70	0,7	0,0123
A28-A27(N15)	6,64	6,58	0,0175	45	4,68	1,85	0,7	0,0212
A27-A15(N16)	6,58	5,98	0,1063	88	4,18	1,96	0,9	0,5594
A15-A35(N17)	5,98	5,78	0,1731	76	5,39	1,72	0,6	0,6188
A35-SR A(N18)	5,78	5,54	0,4414	80	5,33	1,73	0,55	0,7161

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

III.9.2. Evaluation du débit pluvial pour la zone B :

Avant estimé le débit pluvial de bassin versant B, il a été découpé en 37 sous bassin qui représenté dans la figure III.9 et nous avons estimé le coefficient de ruissellement, le temps de concentration et le débit pluvial ces résultats sont représenté dans le tableau suivant

Tableau III.14 : Evaluation du débit pluvial pour la zone B :

tronçons	CTN am	CTN av	A (ha)	Lmax	Tc (min)	i	C	Q pluvial m ³ /s
B1-B3	14,98	13,59	0,211	50	1,55	3,21	0,6	0,068
B2-B3	16,89	13,59	0,310	47	1,01	3,99	0,55	0,114
B3-B4	13,59	9,29	0,309	65	1,75	3,02	0,55	0,240
B5-B6	12,38	11,03	0,068	55	1,78	3,00	0,7	0,060
B6-B4	11,03	9,29	0,024	25	1,68	3,09	0,7	0,032
B4-B7	9,29	8,15	0,052	39	1,29	3,52	0,6	0,047
B8-B9	13,27	11,58	0,142	75	2,33	2,62	0,6	0,040
B9-B12	11,58	9,49	0,039	43	1,13	3,76	0,7	0,049
B10-B11	14,19	10,75	0,101	49	0,95	4,11	0,7	0,090
B11-B12	10,75	9,49	0,023	68	1,85	2,94	0,9	0,045
B12-B7	9,49	8,15	0,027	65	2,04	2,80	0,9	0,089
B7-B13	8,15	7,5	0,084	28	1,03	3,93	0,9	0,160
B14-B15	9,55	7,82	0,079	37	1,02	3,96	0,55	0,030
B15-B17	7,82	7,79	0,014	72	6,88	1,52	0,55	0,003
B16-B17	10,53	7,79	0,107	44	1,00	4,00	0,6	0,043
B17-B19	7,79	7,71	0,029	80	7,51	1,46	0,6	0,032
B18-B19	10,88	7,71	0,091	46	1,01	3,99	0,7	0,043
B19-B13	7,71	7,5	0,056	33	1,70	3,07	0,7	0,053
B13-B23	7,5	7,2	0,043	21	1,00	3,99	0,7	0,118
B20-B22	7,25	7,1	0,057	17	1,07	3,87	0,9	0,033
B21-B22	7,16	7,1	0,058	80	8,96	1,34	0,7	0,018
B22-B23	7,1	6,98	0,026	67	5,29	1,74	0,9	0,036
B23-B27	6,98	6,8	0,016	53	3,38	2,17	0,6	0,105
B24-B25	7,39	7,21	0,049	115	7,18	1,49	0,7	0,019
B25-B26	7,21	7,12	0,059	101	8,54	1,37	0,7	0,023
B26-B27	7,12	6,8	0,100	25	1,21	3,64	0,9	0,038
B28-B27	7,79	6,8	0,027	106	4,01	2,00	0,6	0,025
B27-SR B	6,8	6,2	0,011	64	2,59	2,48	0,6	0,189
B29-B30	7,99	7,82	0,099	18	1,03	3,94	0,6	0,061
B30-B31	7,82	7,14	0,087	28	1,03	3,94	0,9	0,106
B32-B31	7,2	7,14	0,012	50	5,11	1,77	0,9	0,023
B36-B31	7,5	7,17	0,066	64	3,55	2,12	0,9	0,041
B31-B34	7,17	7,12	0,013	49	5,49	1,71	0,9	0,081
B33-B34	7,78	7,12	0,056	55	2,34	2,61	0,85	0,051
B34-B35	7,12	6,55	0,100	63	2,90	2,35	0,9	0,172
B35-SR B	6,55	6,2	0,061	42	2,13	2,74	0,7	0,731

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

III.9.3. Evaluation du débit pluvial pour la zone C :

Avant estimé le débit pluvial de bassin versant C, il a été découpé en 26 sous bassin qui représenté dans la figure III.10 et nous avons estimé le coefficient de ruissellement, le temps de concentration et le débit pluvial ces résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Evaluation du débit pluvial pour la zone C :

tronçons	CTN am	CTN av	A (ha)	Lmax	Tc (min)	i	C	Qpluvial m ³ /s
C1-C2	14,4	11,39	0,421	65	1,54	3,23	0,35	0,079
C2-C3	11,39	7,66	0,112	70	1,55	3,21	0,55	0,128
C4-C3	8,32	7,66	0,230	75	3,15	2,25	0,55	0,048
C3-C6	7,66	7,11	0,032	42	1,68	3,09	0,2	0,128
C5-C6	8,74	7,11	0,161	71	2,24	2,67	0,6	0,043
C6-C8	7,11	6,02	0,033	41	1,25	3,58	0,2	0,168
C7-C8	8,14	6,02	0,297	105	3,10	2,27	0,35	0,039
C9-C10	9,01	7,09	0,033	86	1,73	3,04	0,35	0,006
C10-C11	7,09	6,81	0,037	77	4,37	1,91	0,6	0,034
C12-C13	7,62	7,41	0,091	70	4,81	1,82	0,7	0,019
C13-C14	7,41	7,24	0,072	50	3,45	2,15	0,55	0,031
C15-C27	7,67	7,55	0,015	45	3,06	2,29	0,7	0,004
C14-C10	7,24	7,09	0,046	97	7,85	1,43	0,6	0,031
C16-C17	7,82	7,59	0,034	40	2,34	2,62	0,9	0,013
C19-C18	7,75	7,62	0,124	55	4,05	1,99	0,6	0,025
C20-C21	8,15	8,01	0,211	103	8,72	1,35	0,35	0,017
C21-C23	8,01	7,88	0,018	46	3,13	2,26	0,55	0,019
C22-C23	7,92	7,88	0,065	85	10,91	1,21	0,7	0,009
C23-C24	7,88	7,73	0,018	43	2,94	2,33	0,7	0,026
C25-C24	7,86	7,73	0,120	61	4,84	1,82	0,9	0,033
C24-C18	7,73	7,62	0,057	70	6,17	1,61	0,9	0,058
C18-C17	7,62	7,59	0,024	44	5,13	1,77	0,9	0,063
C17-C14	7,59	7,24	0,065	91	5,30	1,74	0,9	0,121
C26-C27	7,94	7,55	0,054	80	4,42	1,90	0,7	0,012
C27-C11	7,55	6,81	0,037	77	3,31	2,20	0,6	0,022
C11-C8	6,81	6,06	0,016	68	2,85	2,37	0,6	0,053
C8-SR C	6,06	5,99	5,234	52	5,13	1,77	0,35	0,62

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Une fois que la totalité des débits sont déterminées, La phase qui vient c'est bien le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception; tout en vérifiant les conditions d'écoulement et en définissant le meilleur tracé possible des collecteurs.

Comme nous avons un réseau du type unitaire il faut qu'il soit auto curant, c'est-à-dire conçu de telle manière que :

- les sables soient automatiquement entraînés pour des débits d'étiage
- les vases fermentes cibles soient également entraînés pour le débit minimum.

III.10. Conception du réseau :

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

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan),
 - Profondeur,
 - Diamètres (intérieur et extérieur),
 - Pente,
 - Leur joints et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur,
 - Emplacement (en plan),
 - Profondeur,
 - Côtes [10].

III.11. Dimensionnement du réseau d'assainissement:

III.11.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement:

L'écoulement en assainissement doit être de préférence à surfaces libre, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto-curage qui l'auto-curage du réseau.

- La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts du sable, facilement décanter dans les collecteurs est de l'ordre de :
 - au moins 0,6 m/s pour le un dixième du débit de pleine section.
 - au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.
- La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion étant donné que les eaux sont chargées [10].

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

III.11.2. Mode de calcul :

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

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

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

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

A partir de l'abaque (réseau pluvial en système unitaire ou séparatif), et pour les valeurs données des pentes, des diamètres normalisés, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite remplie entièrement.

On a les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m^2).
- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m^3/s) et la section mouillée (m^2) [10].

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m^2).

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \dots\dots\dots (III.10)$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (m)

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

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

$$C = K \cdot R_h^{1/6} \dots\dots\dots (III.11)$$

D'où on tire l'expression du diamètre :

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots(III.12)$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (m)

K : (k=1/n)

n =0.012(tuyaux ciment lisse)

I : la pente en %

Q : débit en m³/s [10].

Le procédé de calcul se fait comme suit :

On calcul le débit à plein section et la vitesse à plein section par les l'équation suivantes :

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

Q_{ps} : débit à plein section (m³/s)

D : diamètre normalisé (m)

I : la pente en (%)

La vitesse à plein section :

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} \dots\dots\dots(III.14)$$

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Avec :

V_{ps} : la vitesse à pleine section (m/s)

Q_{ps} : débit à pleine section (m^3/s)

D : diamètre normalisé (m)

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (1ère annexe) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section, Ensuite on calcule les rapports [10]:

- $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$ rapport des débits **(III.15)**

- $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$ rapport des vitesses **(III.16)**

- $R_h = \frac{h}{D}$ rapport des hauteurs **(III.17)**

III.11.3. dimensionnement du réseau pour chaque zone:

Les débits des eaux usées et les eaux pluviales étant déterminé pour chaque tronçon, la phase qui suit c'est le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception

Par exemple : dimensionnée les conduites (A1-A2), (A2-A4), (A3-A4), (A4-A5) sont représenté dans la figure suivante :

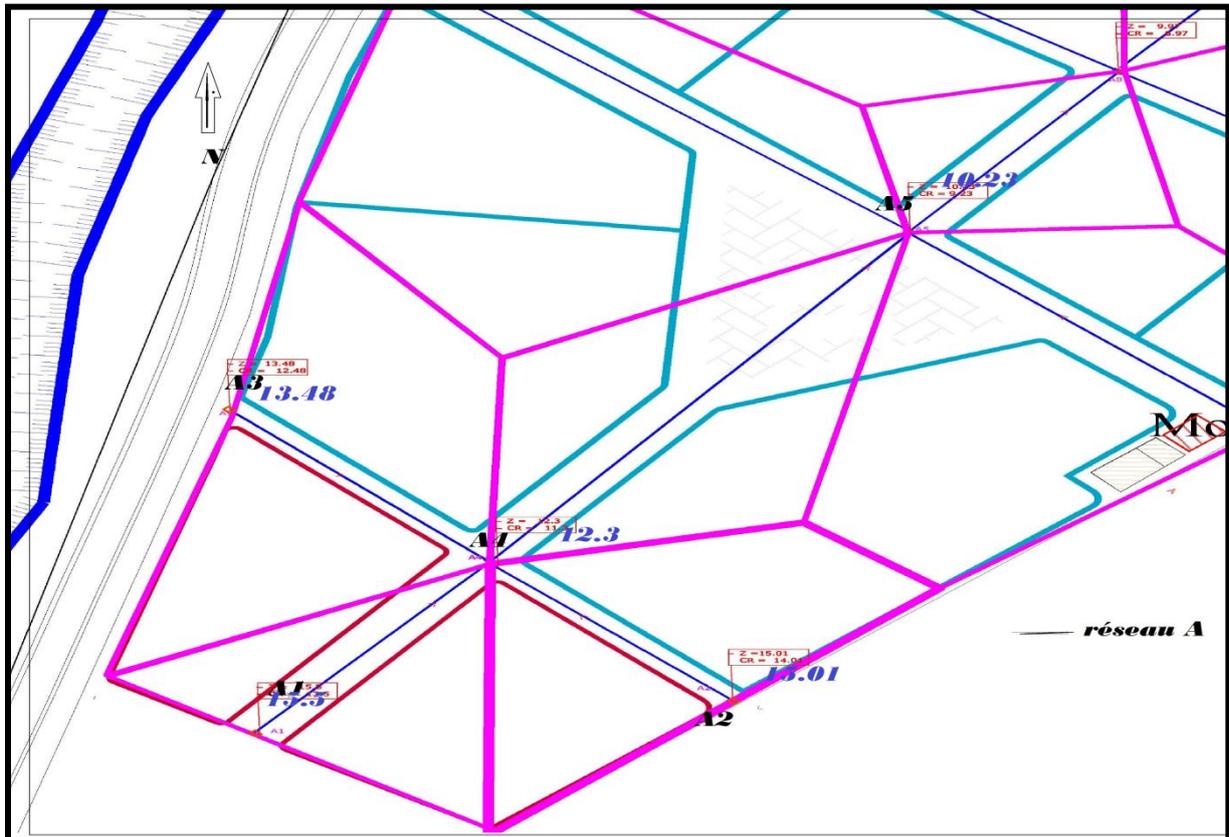


Fig. III.11 : schéma des tronçons (A1-A5).

-Dimensionnement de conduite (A1-A4) :

On a : $Q_{eu} = 0,0047 \text{ m}^3/\text{s}$

* détermination du Q pluvial :

$C = 0,9$;

$$T_c = 0,0195 \cdot (L_{\max})^{0,77} \cdot (I_{\text{bassin}})^{-0,385} \\ = 0,0195 \cdot (59)^{0,77} \cdot (0,054)^{-0,385}$$

$T_c = 1,30 \text{ min}$;

$$i = 4 \cdot t_c^{-0,5} = 4 \cdot (1,3)^{-0,5} = 3,51 \text{ (mm/h)}$$

$A = 0,0969 \text{ ha}$

$$Q_{\text{pluvial}} = 0,167 \cdot C \cdot i \cdot A$$

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

$$=0,167.0,9.3,51.0,0969$$

$$Q_{\text{pluvial}}=0,051\text{m}^3/\text{s}$$

*** Le débit total du tronçon :**

$$Q_{\text{tot}}=Q_{\text{eu}}+Q_{\text{pluvial}}$$

$$=0,0047+0,051$$

$$Q_{\text{tot}}=0,056\text{m}^3/\text{s}$$

***détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0,013 \cdot 0,056}{0,03117 \cdot \sqrt{4,4\%}} \right]^{3/8} = 0,241\text{m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{\text{nor}}=0,3\text{m}$

***détermination de débit à plein section :**

$$Q_{\text{ps}} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,3^{8/3} \cdot \sqrt{4,4} = 0,10\text{m}^3/\text{s}$$

***détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{\text{ps}} = \frac{4 \cdot Q_{\text{ps}}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,1}{\pi \cdot 0,3^2} = 1,42\text{m/s}$$

***détermination de rapport de débit :**

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{\text{ps}}} = 0,56$$

A partir de l'abaque (annexe 1) on obtient :

$$\Gamma_H=0,53 ; \quad \Gamma_v=1,05$$

$$\begin{cases} V = \Gamma_v \cdot V_{\text{ps}} \\ H = \Gamma_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 1,49\text{m/s} \\ H = 0,16\text{m} \end{cases}$$

***détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{\text{par}} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{50}{60 \cdot 1,42} = 0,56\text{min}$$

$$T_{\text{aval}} = t_1 + t_2 = 1,86\text{min}$$

***condition d'auto curage :**

$$V(Q/10) = 0,55 \cdot 1,42 = 0,78\text{m/s} < 0,6\text{m/s} \text{ (donc condition vérifiée)}$$

-Dimensionnement de conduite (A2-A4) :

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

On a : $Q_{eu}=0,0057\text{m}^3/\text{s}$

*** détermination du Q pluvial :**

$C=0,9$;

$T_c=0,0195 \cdot (L_{max})^{0,77} \cdot (I_{bassin})^{-0,385}$

$T_c=1,7\text{min}$;

$i=4 \cdot t_c^{-0,5}=4 \cdot (1,7)^{-0,5}=3,07(\text{mm/h})$

$A=0,1425\text{ha}$

$Q_{pluvial}=0,167 \cdot C \cdot i \cdot A$

$$=0,167 \cdot 0,9 \cdot 3,07 \cdot 0,1425$$

$Q_{pluvial}=0,066\text{m}^3/\text{s}$

*** Le débit total du tronçon :**

$Q_{tot}=Q_{eu}+Q_{pluvial}$

$$=0,0057+0,066$$

$Q_{tot}=0,072\text{m}^3/\text{s}$

***détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0,013 \cdot 0,072}{0,03117 \cdot \sqrt{4,23\%}} \right]^{3/8} = 0,267\text{m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{nor}=0,3\text{m}$

***détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,3^{8/3} \cdot \sqrt{4,23} = 0,098\text{m}^3/\text{s}$$

***détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,098}{\pi \cdot 0,3^2} = 1,38\text{m/s}$$

***détermination de rapport de débit :**

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0,73$$

A partir de l'abaque (annexe 1) on obtient :

$\Gamma_H=0,73$; $\Gamma_v=1,09$

$$\begin{cases} V = \Gamma_v \cdot V_{ps} \\ H = \Gamma_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 1,50\text{m/s} \\ H = 0,22\text{m} \end{cases}$$

***détermination de temps de parcours :**

On a :

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

$$T_{par} = \frac{L}{60.V} = \frac{64}{60.1,50} = 0,71 \text{ min}$$

$$T_{aval} = t_1 + t_2 = 2,41 \text{ min}$$

***condition d'auto curage :**

$$V(Q/10) = 0,55.1,50 = 0,78 \text{ m/s} < 0,6 \text{ m/s (donc condition vérifiée)}$$

-Dimensionnement de conduite (A3-A4) :

$$\text{On a : } Q_{eu} = 0,0057 \text{ m}^3/\text{s}$$

*** détermination du Q pluvial :**

$$C = 0,9 ;$$

$$T_c = 0,0195 \cdot (L_{max})^{0,77} \cdot (I_{bassin})^{-0,385}$$

$$T_c = 2,4 \text{ min} ;$$

$$i = 4 \cdot t_c^{-0,5} = 4 \cdot (2,4)^{-0,5} = 2,58 \text{ (mm/h)}$$

$$A = 0,1871 \text{ ha}$$

$$Q_{pluvial} = 0,167 \cdot C \cdot i \cdot A$$

$$= 0,167 \cdot 0,9 \cdot 2,58 \cdot 0,1871$$

$$Q_{pluvial} = 0,056 \text{ m}^3/\text{s}$$

*** Le débit total du tronçon :**

$$Q_{tot} = Q_{eu} + Q_{pluvial}$$

$$= 0,0057 + 0,056$$

$$Q_{tot} = 0,062 \text{ m}^3/\text{s}$$

***détermination du diamètre de tronçons :**

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0,013 \cdot 0,062}{0,03117 \cdot \sqrt{1,82\%}} \right]^{3/8} = 0,296 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : D_{nor} = 0,3m

***détermination de débit à plein section :**

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} = \frac{0,03117}{0,013} \cdot 0,3^{8/3} \cdot \sqrt{1,82\%} = 0,064 \text{ m}^3/\text{s}$$

***détermination de la vitesse à plein de section**

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,064}{\pi \cdot 0,3^2} = 1,1 \text{ m/s}$$

***détermination de rapport de débit :**

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0,96$$

A partir de l'abaque (annexe 1) on obtient :

$$\Gamma_H=0,75 ; \quad \Gamma_v=1,14$$

$$\begin{cases} V = \Gamma_v \cdot V_{ps} \\ H = \Gamma_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 1,25 \text{ m/s} \\ H = 0,23 \text{ m} \end{cases}$$

***détermination de temps de parcours :**

On a :

$$T_{par} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{65}{60 \cdot 1,25} = 0,86 \text{ min}$$

$$T_{aval} = t_1 + t_2 = 3,27 \text{ min}$$

***condition d'auto curage :**

$$V(Q/10) = 0,55 \cdot 1,25 = 0,61 \text{ m/s} < 0,6 \text{ m/s (donc condition vérifiée)}$$

-Dimensionnement de conduite (A4-A5) nœud 1:

$$\text{On a : } Q_{eu} = 0,0307 \text{ m}^3/\text{s}$$

*** détermination du Q pluvial :**

On fait assemblage des sous bassin (BV1, BV2, BV3, BV4)

$$C = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 0,9;$$

$$T_c = \max (t_{c_{aval1}} ; t_{c_{aval2}} ; t_{c_{aval3}} ; t_{c_{4bassin}})$$

$$= \max (1,86 ; 2,41 ; 3,27 ; 2,33)$$

$$T_{c4} = 3,27 \text{ min}$$

$$i = 4 \cdot t_c^{-0,5} = 4 \cdot (3,27)^{-0,5} = 7,23 \text{ (mm/h)}$$

$$A = \sum A_i = 0,5892 \text{ ha}$$

$$Q_{pluvial} = 0,167 \cdot C \cdot i \cdot A$$

$$= 0,167 \cdot 0,9 \cdot 7,23 \cdot 0,5892$$

$$Q_{pluvial} = 0,195 \text{ m}^3/\text{s}$$

*** Le débit total du tronçon :**

$$Q_{tot} = Q_{eu} + Q_{pluvial}$$

$$= 0,0307 + 0,195$$

$$Q_{tot} = 0,227 \text{ m}^3/\text{s}$$

***détermination du diamètre de tronçons :**

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

$$D = \left[\frac{n \cdot Q}{k \cdot \sqrt{I}} \right]^{3/8} = \left[\frac{0.013 \cdot 0.227}{0.03117 \cdot \sqrt{2.59\%}} \right]^{3/8} = 0.472 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{\text{nor}} = 0.5 \text{ m}$

**détermination de débit à plein section :*

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I\%} = \frac{0.03117}{0.013} \cdot 0.5^{8/3} \cdot \sqrt{2.59\%} = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

**détermination de la vitesse à plein de section*

$$V_{ps} = \frac{4 \cdot Q_{ps}}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.3}{\pi \cdot 0.5^2} = 1.53 \text{ m/s}$$

**détermination de rapport de débit :*

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0.70$$

A partir de l'abaque (annexe 1) on obtient :

$$r_H = 0.73 ; \quad r_v = 1.13$$

$$\begin{cases} V = r_v \cdot V_{ps} \\ H = r_H \cdot D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V = 1.73 \text{ m/s} \\ H = 0.37 \text{ m} \end{cases}$$

**détermination de temps de parcours :*

On a :

$$T_{par} = \frac{L}{60 \cdot V} = \frac{80}{60 \cdot 1.73} = 0.77 \text{ min}$$

$$T_{\text{aval}} = t_1 + t_2 = 3.10 \text{ min}$$

**condition d'auto curage :*

$$V(Q/10) = 0.55 \cdot 1.73 = 0.95 \text{ m/s} < 0.6 \text{ m/s (donc condition vérifiée)}$$

Les résultats obtenus de dimensionnement pour chaque réseau (réseau A, réseau B et réseau) sont représentés dans les tableaux III.16, tableau III.17 et tableau III.18.

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.16 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau A

tronçons	L (long)	pentel (%)	Qu usée	Qp pluvial	Qtot =Qu+QP	D (m)	D nor	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rQ	rH	rv	V (m/s)	H (m)	Tc par (min)	Tc aval	V (Q/10)
A1-A4	50	0,0440	0,0047	0,051	0,056	0,241	0,3	0,10	1,42	0,56	0,53	1,05	1,49	0,16	0,56	1,86	0,78
A2-A4	64	0,0423	0,0057	0,066	0,071	0,267	0,3	0,098	1,38	0,73	0,73	1,09	1,50	0,22	0,71	2,41	0,76
A3-A4	65	0,0182	0,0057	0,056	0,062	0,296	0,3	0,064	1,1	0,96	0,75	1,14	1,25	0,23	0,86	3,27	0,61
A4-A5	80	0,0259	0,0307	0,1959	0,227	0,472	0,5	0,3	1,53	0,70	0,73	1,13	1,73	0,37	0,77	3,10	0,84
A6-A5	67	0,0175	0,0059	0,012	0,018	0,21	0,3	0,062	1,8	0,29	0,29	0,86	1,55	0,09	0,72	3,11	0,99
A7-A5	69	0,0403	0,0060	0,014	0,020	0,167	0,3	0,095	1,35	0,21	0,29	0,74	1,00	0,09	1,15	2,92	0,74
A5-A8	43	0,0107	0,0536	0,2198	0,273	0,635	0,7	0,354	1,42	0,77	0,74	1,13	1,60	0,52	0,45	3,06	0,78
A9-A8	69	0,0157	0,0060	0,093	0,099	0,376	0,4	0,117	1,54	0,85	0,7	1,12	1,72	0,28	0,67	3,42	0,85
A10-A8	67	0,0069	0,0059	0,027	0,033	0,31	0,4	0,065	1,12	0,51	0,62	1,09	1,22	0,25	0,91	5,13	0,62
A8-A11	87	0,0331	0,0760	0,28	0,356	0,604	0,7	0,567	2	0,63	0,67	1	2,00	0,40	0,73	2,92	1,10
A12-A11	56	0,0141	0,0051	0,09	0,095	0,365	0,4	0,122	2,23	0,78	0,68	1	2,23	0,27	0,42	2,77	1,23
A13-A11	60	0,0250	0,0054	0,194	0,199	0,432	0,5	0,295	1,5	0,68	0,74	1,13	1,70	0,37	0,59	2,60	0,83
A11-A14	70	0,0156	0,0973	0,5588	0,656	0,763	0,8	0,744	1,48	0,88	0,18	1,14	1,69	0,14	0,69	3,51	0,81
A16-A14	65	0,0202	0,0057	0,173	0,179	0,446	0,5	0,243	1,24	0,74	0,79	1,11	1,38	0,40	0,79	3,11	0,68
A14-A15	43	0,0074	0,1376	0,752	0,890	1,03	1,25	1,516	1,24	0,59	0,74	1,13	1,40	0,93	0,51	8,12	0,68
A17-A18	51	0,0229	0,0048	0,033	0,038	0,244	0,3	0,066	1,19	0,57	0,53	1,04	1,24	0,16	0,69	2,65	0,65
A20-A21	53	0,0083	0,0049	0,054	0,059	0,339	0,4	0,092	1,25	0,64	0,57	1,03	1,29	0,23	0,69	3,42	0,69
A21-A18	49	0,0061	0,0131	0,0407	0,054	0,369	0,4	0,118	1,142	0,46	0,47	0,96	1,10	0,19	0,74	5,12	0,63
A18-A19	40	0,0087	0,0252	0,0576	0,083	0,568	0,6	0,096	1,33	0,86	0,72	1,13	1,50	0,43	0,44	4,82	0,73
A19-A14	60	0,0060	0,0312	0,0885	0,120	0,416	0,5	0,195	1,56	0,61	0,67	1,12	1,75	0,34	0,57	3,16	0,86
A22-A28	30	0,0107	0,0032	0,005	0,008	0,166	0,3	0,04	1,62	0,21	0,29	0,75	1,22	0,09	0,41	4,88	0,89
A23-A24	72	0,0058	0,0062	0,013	0,019	0,267	0,3	0,026	1,42	0,74	0,64	1,09	1,55	0,19	0,78	6,16	0,78
A24-A26	68	0,0072	0,0168	0,0339	0,051	0,328	0,4	0,086	2,64	0,59	0,7	1,12	2,96	0,28	0,38	3,42	1,45
A25-A26	55	0,0140	0,0050	0,034	0,039	0,278	0,3	0,048	2,01	0,81	0,67	1,12	2,25	0,20	0,41	2,95	1,11
A26-A27	34	0,0244	0,0299	0,2581	0,288	0,479	0,5	0,323	1,64	0,89	0,79	1,12	1,84	0,40	0,31	1,77	0,90
A29-A30	64	0,0053	0,0057	0,019	0,025	0,267	0,3	0,034	1,3	0,73	0,73	1,09	1,42	0,22	0,75	4,40	0,72
A30-A31	40	0,0145	0,0140	0,0268	0,041	0,336	0,4	0,065	1,18	0,63	0,79	1,12	1,32	0,32	0,50	3,18	0,65
A32-A33	57	0,0100	0,0052	0,024	0,029	0,35	0,4	0,048	1,42	0,61	0,45	1,05	1,49	0,18	0,64	3,29	0,78
A33-A34	27	0,0096	0,0122	0,0251	0,037	0,37	0,4	0,046	1,37	0,81	0,67	1,12	1,53	0,27	0,29	3,18	0,75
A34-A31	45	0,0060	0,0169	0,00511	0,022	0,304	0,4	0,046	2	0,48	0,68	1,08	2,16	0,27	0,35	5,13	1,10
A31-A28	39	0,0062	0,0347	0,0123	0,047	0,28	0,3	0,056	1,56	0,84	0,69	1,12	1,75	0,21	0,37	2,56	0,86
A28-A27	45	0,0058	0,0431	0,0212	0,064	0,35	0,4	0,167	1,6	0,39	0,8	1,14	1,82	0,32	0,41	5,09	0,88
A27-A15	88	0,0068	0,0763	0,5594	0,636	1	1	0,648	1,64	0,98	0,76	1,11	1,82	0,76	0,81	4,99	0,90
A15-A35	76	0,0053	0,2141	0,6188	0,833	1,041	1,25	1,356	2,33	0,61	0,77	1,13	2,63	0,96	0,48	5,87	1,28
A35-SR A	80	0,0068	0,2222	0,7161	0,938	1,089	1,25	1,356	2,52	0,69	0,8	1,14	2,87	1,00	0,46	5,79	1,39

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.17 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau B

tronçons	L (long)	pente l(%)	Q usée	Q pluvial	Qtot	D(m)	Dn or (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rQ	rH	rv	V (m/s)	H	Tc par (min)	Tc aval	V Q/10
B1-B3	48	0,0394	0,0035	0,068	0,072	0,270	0,3	0,0950	1,34	0,75	1,12	0,68	0,91	0,20	0,88	2,43	0,74
B2-B3	42	0,0476	0,0032	0,114	0,117	0,314	0,4	0,2240	1,78	0,52	1,12	0,74	1,32	0,30	0,53	1,54	0,98
B3-B4	80	0,0475	0,0150	0,240	0,255	0,420	0,5	0,4060	2,07	0,63	1,11	0,68	1,41	0,34	0,95	2,70	1,14
B5-B6	55	0,0245	0,0039	0,060	0,064	0,283	0,5	0,0750	2,54	0,85	1,12	0,7	1,78	0,21	0,52	2,29	1,40
B6-B4	40	0,0435	0,0098	0,032	0,042	0,217	0,3	0,0990	1,40	0,42	0,95	0,44	0,62	0,13	1,08	2,76	0,77
B4-B7	40	0,0285	0,0287	0,047	0,076	0,293	0,5	0,0810	1,15	0,93	1,13	0,74	0,85	0,22	0,79	2,07	0,63
B8-B9	75	0,0225	0,0049	0,040	0,045	0,252	0,3	0,0720	1,12	0,62	1,05	0,58	0,65	0,17	1,92	4,26	0,62
B9-B12	43	0,0486	0,0119	0,049	0,061	0,244	0,3	0,1050	1,49	0,58	1,04	0,54	0,80	0,16	0,89	2,02	0,82
B10-B11	41	0,0473	0,0031	0,090	0,093	0,288	0,3	0,1040	1,47	0,90	1,13	0,74	1,09	0,22	0,63	1,58	0,81
B11-B12	37	0,0341	0,0082	0,045	0,053	0,248	0,3	0,0880	1,25	0,60	1,04	0,55	0,69	0,17	0,90	2,75	0,69
B12-B7	56	0,0239	0,0235	0,089	0,112	0,351	0,4	0,1590	1,27	0,71	1,09	0,62	0,78	0,25	1,19	3,23	0,70
B7-B13	25	0,0420	0,0521	0,160	0,212	0,401	0,5	0,3820	1,95	0,56	1,09	0,64	1,25	0,32	0,33	1,37	1,07
B14-B15	37	0,0468	0,0029	0,030	0,033	0,195	0,3	0,1030	1,46	0,32	0,86	0,36	0,52	0,11	1,17	2,20	0,80
B15-B17	24	0,0096	0,0071	0,003	0,010	0,169	0,3	0,0470	2,01	0,22	0,76	0,29	0,58	0,09	0,69	7,57	1,11
B16-B17	39	0,0497	0,0030	0,043	0,046	0,219	0,3	0,1060	1,50	0,43	0,95	0,45	0,68	0,14	0,96	1,96	0,83
B17-B19	65	0,0058	0,0153	0,032	0,047	0,331	0,4	0,0780	2,56	0,61	1,13	0,72	1,84	0,29	0,59	8,10	1,41
B18-B19	42	0,0469	0,0032	0,043	0,046	0,222	0,3	0,1030	1,46	0,45	0,95	0,47	0,69	0,14	1,02	2,03	0,80
B19-B13	21	0,0052	0,0229	0,053	0,076	0,404	0,5	0,1340	1,32	0,57	1,09	0,64	0,84	0,32	0,41	2,11	0,73
B13-B23	19	0,0379	0,0719	0,118	0,190	0,392	0,5	0,2000	1,59	0,95	1,14	0,75	1,19	0,30	0,27	1,27	0,88
B20-B22	17	0,0324	0,0016	0,033	0,035	0,213	0,3	0,0860	1,22	0,40	0,95	0,43	0,52	0,13	0,54	1,61	0,67
B21-B22	77	0,0060	0,0050	0,018	0,023	0,251	0,3	0,0370	1,56	0,62	1,05	0,58	0,90	0,17	1,42	10,37	0,86
B22-B23	56	0,0057	0,0085	0,036	0,044	0,325	0,4	0,0780	1,87	0,57	1,12	0,68	1,27	0,27	0,73	6,03	1,03
B23-B27	42	0,0138	0,0860	0,105	0,191	0,475	0,5	0,2190	1,12	0,87	1,14	0,7	0,78	0,35	0,90	4,28	0,61
B24-B25	63	0,0060	0,0043	0,019	0,023	0,252	0,3	0,0370	1,98	0,63	1,05	0,57	1,13	0,17	0,93	8,11	1,09
B25-B26	64	0,0061	0,0117	0,023	0,035	0,292	0,3	0,0370	1,23	0,94	1,13	0,74	0,91	0,22	1,17	9,71	0,68
B26-B27	23	0,0096	0,0085	0,038	0,046	0,299	0,3	0,0470	1,96	0,99	1,13	0,77	1,51	0,23	0,25	1,46	1,08
B28-B27	90	0,0154	0,0056	0,025	0,031	0,234	0,3	0,0590	2,54	0,52	1,01	0,5	1,27	0,15	1,18	5,20	1,40
B27-SR B	48	0,0083	0,0491	0,189	0,238	0,568	0,6	0,2760	2,62	0,86	1,13	0,72	1,89	0,43	0,42	3,02	1,44
B29-B30	18	0,0094	0,0017	0,061	0,063	0,336	0,4	0,1000	2,13	0,63	1,13	0,74	1,58	0,30	0,19	1,22	1,17
B30-B31	26	0,0338	0,0050	0,106	0,111	0,319	0,4	0,1890	1,50	0,59	1	0,68	1,02	0,27	0,42	1,46	0,83
B32-B31	46	0,0057	0,0034	0,023	0,026	0,267	0,4	0,0360	1,66	0,73	1,09	0,64	1,06	0,19	0,72	5,84	0,91
B36-B31	60	0,0093	0,0041	0,041	0,045	0,298	0,4	0,0460	1,30	0,98	1,11	0,76	0,99	0,23	1,01	4,57	0,72
B31-B34	48	0,0088	0,0191	0,081	0,100	0,406	0,5	0,1750	2,65	0,57	1,09	0,65	1,72	0,33	0,46	5,96	1,46
B33-B34	55	0,0229	0,0039	0,051	0,055	0,271	0,5	0,0720	1,23	0,76	1,09	0,65	0,80	0,20	1,15	3,49	0,68
B34-B35	63	0,0059	0,0287	0,172	0,201	0,568	0,6	0,2330	2,06	0,86	1,13	0,72	1,48	0,43	0,71	3,61	1,13
B35-SR B	39	0,0090	0,0330	0,731	0,764	0,866	1	1,1220	2,33	0,68	1,12	0,7	1,63	0,70	0,40	2,53	1,28

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.18 : résultats du calcul de dimensionnement du réseau C

tronçons	L (lon)	pentel (%)	Qp usée (m3/s)	Qpluv (m3/s)	Qtot (m3/s)	D (m)	Dnor	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rQ	rH	rv	V (m/s)	H	Tc par (min)	Tc aval	V (Q/10)
C1-C2	60	0,0468	0,0026	0,079	0,0816	0,28	0,30	0,103	1,46	0,79	0,67	1,00	1,46	0,20	0,68	2,22	0,80
C2-C3	66	0,0419	0,0076	0,128	0,1356	0,31	0,40	0,21	1,67	0,50	0,73	1,11	1,85	0,29	0,80	2,91	0,92
C4-C3	64	0,0103	0,0027	0,048	0,0507	0,31	0,40	0,104	1,83	0,50	0,73	1,11	0,92	0,29	1,16	4,21	1,01
C3-C6	33	0,0093	0,0147	0,128	0,1427	0,46	0,50	0,18	1,91	0,79	0,67	1	0,91	0,34	1,08	4,32	1,05
C5-C6	73	0,0223	0,0030	0,043	0,0460	0,25	0,30	0,071	2,01	0,62	0,45	1,05	1,06	0,14	1,15	3,61	1,11
C6-C8	32	0,0185	0,0210	0,168	0,1890	0,45	0,50	0,253	1,2	0,99	0,77	1,13	1,36	0,39	0,73	3,40	0,66
C7-C8	100	0,0212	0,0037	0,039	0,0427	0,25	0,30	0,069	1,98	0,62	0,45	1,05	1,03	0,14	1,62	4,72	1,09
C9-C10	30	0,0473	0,0014	0,006	0,0074	0,11	0,30	0,104	1,47	0,77	0,67	1	1,47	0,20	0,34	2,07	0,81
C10-C11	60	0,0063	0,0402	0,034	0,0742	0,39	0,40	0,082	1,65	0,91	0,74	1,13	0,73	0,30	1,36	5,73	0,91
C12-C13	70	0,0059	0,0029	0,019	0,0219	0,25	0,30	0,037	1,52	0,60	0,55	1,04	0,54	0,17	2,16	6,97	0,84
C13-C14	47	0,0355	0,0071	0,031	0,0381	0,22	0,30	0,09	1,27	0,42	0,44	0,95	1,21	0,13	0,65	4,10	0,70
C15-C14	30	0,0073	0,0014	0,004	0,0054	0,14	0,30	0,041	1,58	0,13	0,23	0,65	0,38	0,07	1,33	4,39	0,87
C14-C10	93	0,0059	0,0356	0,031	0,0666	0,38	0,40	0,079	1,63	0,84	0,69	1,12	0,71	0,28	2,20	10,05	0,90
C16-C17	36	0,0064	0,0017	0,013	0,0147	0,21	0,30	0,038	1,54	0,39	0,42	0,86	0,46	0,13	1,29	3,63	0,85
C19-C18	45	0,0273	0,0021	0,025	0,0271	0,21	0,30	0,079	1,12	0,34	0,38	0,86	0,96	0,11	0,78	4,83	0,62
C20-C21	101	0,0063	0,0041	0,017	0,0211	0,24	0,30	0,036	1,51	0,56	0,52	1,03	0,53	0,16	3,55	13,43	0,83
C21-C23	33	0,0070	0,0090	0,019	0,0280	0,26	0,30	0,04	1,65	0,68	0,67	1,08	0,60	0,20	0,91	4,04	0,91
C22-C23	76	0,0084	0,0031	0,009	0,0121	0,19	0,30	0,044	1,62	0,28	0,28	0,86	0,53	0,08	2,38	13,29	0,89
C23-C24	37	0,0069	0,0149	0,026	0,0409	0,31	0,40	0,085	1,62	0,68	0,67	1,08	0,67	0,27	1,27	5,85	0,89
C25-C24	58	0,0160	0,0025	0,033	0,0355	0,25	0,30	0,06	1,85	0,59	0,55	1,04	0,88	0,17	1,09	5,93	1,02
C24-C18	70	0,0059	0,0205	0,058	0,0785	0,40	0,40	0,079	1,63	1,00	0,8	1,14	0,72	0,32	1,62	7,79	0,90
C18-C17	30	0,0077	0,0249	0,063	0,0879	0,40	0,40	0,09	1,72	0,98	0,76	1,11	0,80	0,30	0,63	6,38	0,95
C17-C14	89	0,0096	0,0286	0,121	0,1512	0,47	0,50	0,145	1,74	0,85	0,7	1,12	0,83	0,35	2,82	11,61	0,96
C26-C27	80	0,0061	0,0032	0,012	0,0152	0,21	0,3	0,037	1,81	0,41	0,43	0,95	0,50	0,13	2,65	7,07	1,00
C27-C11	77	0,0096	0,0100	0,022	0,0320	0,26	0,3	0,047	1,95	0,69	0,68	1,08	0,71	0,20	1,80	5,11	1,07
C11-C8	68	0,0096	0,0509	0,053	0,1039	0,41	0,5	0,183	2	0,60	0,55	1,04	0,97	0,28	1,17	4,02	1,10
C8-SR C	50	0,0054	0,0741	0,62	0,6941	0,91	1	0,869	2,1	0,81	0,67	1,12	1,24	0,67	0,67	5,80	1,16

Avec : Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m³/s)

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

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

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

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

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

Remarque :

* Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et Eaux usées) pour chaque sous bassins ; et on a calculé les débits dans les collecteurs qui sont en bon état (changement de diamètre).

*Les résultats obtenus à l'issu des calculs du dimensionnement des réseaux A, B et C sont satisfaisants à l'auto-curage ; ainsi que les vitesses d'écoulements sont respectés dans chaque tronçon des trois réseaux. Nous proposons la réalisation de trois stations de relevages à cause de la faible pente dans notre réseau car de la faible pente dans notre réseau car la station d'épuration envisagé pour cette localité est situe en point plus haut que les points de rejet de ces réseaux.

III.12.Les profil en long:

III.12.1.Les profils en long du réseau:

Après le traçage des canalisations et la détermination des débits des eaux usées et pluviaux pour chaque tronçon on erise les profils en long tronçon du réseau : il sert à déterminer les profondeurs des tranchées et les cotes, de pose des conduites suivant le diamètre de chaque tronçon.[11]

III.12.2.Détermination des cotes radiers:[11]

Pour chaque tronçon il existe une cote du radier en amont et un autre aval, qui est calculé par :

$$C_R = C_{TN} - H \dots \dots \dots (III.18)$$

Avec:

C_R : cote du radier (m)

C_{TN} : cote du terrain naturel (m).

H: profondeur de la tranchée (m).

III.12.3.Détermination des hauteurs des déblais [11] :

La hauteur moyenne de déblai (H_m) .Utilisée pour la détermination des volumes de déblai est calculée comme suit:

$$H = C_{TN} - C_R \quad (m) \dots \dots \dots (III.19)$$

H: hauteur de déblai (m).

Remarque: Les profils en long de chaque réseaux sont représenté dans la figure III.12. suivant:

III.13. Devis quantitatif et estimatif :

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- 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.

III.13.1. Calcul du volume des travaux [11]:

III.13.1.1. Volume de déblais:

Le volume du déblai est calculé en fonction de la longueur, largeur de la tranchée et coefficient grossissement, le volume est défini par l'équation suivante :

$$V_D = K L H_m (B + m H_m) \quad (m^3) \dots \dots \dots (III.20)$$

Avec:

V_D : volume du déblai (m^3).

L : longueur de la tranchée m .

B : largeur de la tranchée m .

K : coefficient grossissement (1,2).

M : talus $m = \text{ctg } \theta$ on prend $m = 0,5$.

III.13.1.2. volume de lit de sable [11] :

Détermination du volume de lit de sable par l'équation suivante :

$$V_{LS} = e L (B + m e) \quad (m^3) \dots \dots \dots (III.21)$$

Avec:

V_{LS} : volume du lit du sable en (m^3).

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

e: largeur de la couche de sable en (m).

B: largeur de la couche du tronçon en (m).

L: longueur totale de la tranchée (m).

III.13.1.3. Volume occupé par les conduites [11] :

La conduite occupe un volume qui défini par l'équation suivante :

$$V_{\text{cdt}} = L \pi D^2 / 4 \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.22)}$$

Avec:

V_{cdt} : volume occupé par les conduites en (m³).

L: longueur totale de la tranchée en(m).

D : diamètre de la conduite en (m).

III.13.1. 4. Volume remblai [11] :

C'est le volume de pose du conduite sur la tranché est définis comme suit

$$V_r = V_D - (V_{\text{cdt}} + V_{\text{LS}}) \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.23)}$$

V_r : volume du remblai en (m³).

III.13.1.5. Volume excédentaire [11] :

Volume du sol excédentaire est défini comme suit :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.24)}$$

V_{exc} : volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : volume du sol foisonné én (m³).

Tel que : $V_f = V_D K_f \text{ (m}^3\text{)}$

K_f : coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on à : $K_f = 1,23$.

Les résultats obtenus sont représenté dans les tableaux suivants (tableau III.18, tableau III.19, tableau III.20)

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.19 : calcul des volumes du terrassement pour réseau A.

tronçon	Long	D	larg	hauteur de déblai amont	hauteur de déblai aval	hauteur moyenne	volume de déblai	volum e de la conduite	volum e de la lit de sable e=0,1 m	volume de remblai	volume de déblai en excès
	L	Φ	B	H ₁	H ₂	H _{mov}	V _D	V _{Cdt}	V _{LS}	V _r	V _{exc}
	M	mm	m	m	m	m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
A1-A4	50	0,3	0,9	15,95	12,75	14,35	774,90	3,53	30,22	741,15	211,98
A2-A4	64	0,3	0,9	15,46	12,75	14,11	974,94	4,52	38,68	931,74	267,44
A3-A4	65	0,3	0,9	13,93	12,75	13,34	936,47	4,59	39,28	892,59	259,26
A4-A5	80	0,5	1,1	12,95	10,88	11,92	1258,22	15,70	67,90	1174,62	372,99
A6-A5	67	0,3	0,9	11,85	10,68	11,27	815,14	4,73	40,49	769,91	232,71
A7-A5	69	0,3	0,9	13,46	10,68	12,07	899,46	4,87	41,70	852,88	253,45
A5-A8	43	0,7	1,3	11,08	10,82	10,95	734,53	16,54	47,75	670,24	233,23
A9-A8	69	0,4	1	11,40	10,52	10,96	907,49	8,67	49,98	848,84	267,37
A10-A8	67	0,4	1	10,78	10,52	10,65	856,26	8,42	48,53	799,31	253,89
A8-A11	87	0,7	1,2	10,72	7,64	9,18	1150,07	24,59	85,03	1040,45	374,14
A12-A11	56	0,4	1		7,44	7,84	526,51	7,03	40,57	478,91	168,70
A13-A11	60	0,5	1,1	9,04	7,54	8,29	656,57	11,78	50,93	593,87	213,71
A11-A14	70	0,8	1,4	7,84	6,95	7,40	869,65	35,17	87,33	747,15	322,52
A16-A14	65	0,5	1,1	7,76	6,65	7,21	618,19	12,76	55,17	550,26	210,11
A14-A15	43	1,25	1,9	7,40	7,38	7,39	705,45	52,74	82,49	570,21	297,49
A17-A18	51	0,3	0,9	8,13	7,16	7,65	421,09	3,60	30,82	386,66	131,27
A20-A21	53	0,4	1	7,80	7,36	7,58	482,09	6,66	38,39	437,04	155,93
A21-A18	49	0,4	1	7,36	7,26	7,31	429,83	6,15	35,50	388,18	140,51
A18-A19	40	0,6	1,2	7,46	7,41	7,44	428,26	11,30	39,10	377,86	148,90
A19-A14	60	0,5	1,1	7,31	6,65	6,98	552,82	11,78	50,93	490,12	189,85
A22-A28	30	0,3	0,9	7,11	7,09	7,10	230,04	2,12	18,13	209,79	73,16
A23-A24	72	0,3	0,9	8,27	8,25	8,26	642,30	5,09	43,51	593,70	196,33
A24-A26	68	0,4	1	8,35	7,66	8,01	653,21	8,54	49,26	595,41	208,04
A25-A26	55	0,3	0,9	8,13	7,56	7,85	465,99	3,89	33,24	428,87	144,30
A26-A27	34	0,5	1,1	7,76	7,23	7,50	336,38	6,67	28,86	300,85	112,90
A29-A30	64	0,3	0,9	7,95	7,61	7,78	537,75	4,52	38,68	494,55	166,88
A30-A31	40	0,4	1	7,71	7,53	7,62	365,76	5,02	28,98	331,76	118,12
A32-A33	57	0,4	1	8,23	7,66	7,95	543,44	7,16	41,29	494,99	173,44
A33-A34	27	0,4	1	7,66	7,60	7,63	247,21	3,39	19,56	224,26	79,81
A34-A31	45	0,4	1	7,60	7,53	7,57	408,51	5,65	32,60	370,26	132,21
A31-A28	39	0,3	0,9	7,43	7,09	7,26	305,79	2,76	23,57	279,47	96,66
A28-A27	45	0,4	1	7,19	7,13	7,16	386,64	5,65	32,60	348,39	127,18
A27-A15	88	1	1,6	7,73	7,13	7,43	1255,37	69,08	135,08	1051,21	492,90
A15-A35	76	1,25	1,9	7,38	7,18	7,28	1228,28	93,22	145,80	989,26	521,52
A35-SR A	80	1,25	1,9	7,18	6,94	7,06	1253,86	98,13	153,48	1002,26	539,99
							23858,4	576,02	1825,4	21457	7888,87

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.20 : calcul des volumes du terrassement pour réseau B.

tronçon	long	D	larg	hauteur de déblai amont	hauteur de déblai aval	hauteur moyenne	volume de déblai	volume de la conduite	volum e de la lit de sable e=0,1 m	volume de remblai	volume de déblai en excès
	L	Φ	B	H ₁	H ₂	H _{mov}	V _D	V _{Cdt}	V _{LS}	V _r	V _{exc}
	M	mm	m	m	m	m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
B1-B3	48	0,3	0,9	15,43	14,04	14,74	763,86	3,39	29,01	731,46	208,09
B2-B3	42	0,4	1	17,44	14,14	15,79	795,82	5,28	30,42	760,12	218,74
B3-B4	80	0,5	1,1	14,24	9,94	12,09	1276,70	15,70	67,90	1193,10	377,24
B5-B6	55	0,5	1,1	13,03	11,68	12,36	896,97	10,79	46,68	839,50	263,78
B6-B4	40	0,3	0,9	11,48	9,74	10,61	458,35	2,83	24,17	431,35	132,42
B4-B7	40	0,5	1,1	9,94	8,80	9,37	494,74	7,85	33,95	452,94	155,59
B8-B9	75	0,3	0,9	13,72	12,03	12,88	1042,88	5,30	45,33	992,25	290,49
B9-B12	43	0,3	0,9	12,03	9,94	10,99	510,14	3,04	25,99	481,12	146,36
B10-B11	41	0,3	0,9	14,64	11,20	12,92	572,10	2,90	24,78	544,42	159,26
B11-B12	37	0,3	0,9	11,20	9,94	10,57	422,38	2,61	22,36	397,40	122,12
B12-B7	56	0,4	1	10,04	8,70	9,37	629,66	7,03	40,57	582,06	192,42
B7-B13	25	0,5	1,1	8,80	8,15	8,48	279,68	4,91	21,22	253,55	90,45
B14-B15	37	0,3	0,9	10,00	8,27	9,14	365,03	2,61	22,36	340,06	108,93
B15-B17	24	0,3	0,9	8,27	8,24	8,26	213,97	1,70	14,50	197,77	65,41
B16-B17	39	0,3	0,9	10,98	8,24	9,61	404,77	2,76	23,57	378,45	119,42
B17-B19	65	0,4	1	8,34	8,26	8,30	647,40	8,16	47,09	592,15	204,15
B18-B19	42	0,3	0,9	11,33	8,16	9,75	442,03	2,97	25,38	413,68	130,02
B19-B13	21	0,5	1,1	8,36	8,15	8,26	228,83	4,12	17,82	206,88	74,58
B13-B23	19	0,5	1,1	8,15	7,85	8,00	200,64	3,73	16,13	180,79	66,00
B20-B22	17	0,3	0,9	7,70	7,55	7,63	140,00	1,20	10,27	128,52	43,67
B21-B22	77	0,3	0,9	7,61	7,55	7,58	630,35	5,44	46,53	578,38	196,96
B22-B23	56	0,4	1	7,65	7,53	7,59	510,05	7,03	40,57	462,45	164,91
B23-B27	42	0,5	1,1	7,63	7,45	7,54	418,02	8,24	35,65	374,13	140,03
B24-B25	63	0,3	0,9	7,84	7,66	7,75	527,31	4,45	38,07	484,79	163,81
B25-B26	64	0,3	0,9	7,66	7,57	7,62	526,35	4,52	38,68	483,15	164,26
B26-B27	23	0,3	0,9	7,57	7,25	7,41	184,06	1,62	13,90	168,54	57,86
B28-B27	90	0,3	0,9	8,24	7,25	7,75	752,81	6,36	54,39	692,06	233,90
B27-SR B	48	0,6	1,2	7,55	6,95	7,25	501,12	13,56	46,92	440,64	175,74
B29-B30	18	0,4	1	8,54	8,37	8,46	182,63	2,26	13,04	167,33	57,30
B30-B31	26	0,4	1	8,37	7,69	8,03	250,54	3,27	18,83	228,44	79,72
B32-B31	46	0,4	1	7,75	7,69	7,72	426,14	5,78	33,32	387,04	137,11
B36-B31	60	0,4	1	8,05	7,72	7,89	567,72	7,54	43,46	516,72	181,58
B31-B34	48	0,5	1,1	7,82	7,77	7,80	493,89	9,42	40,74	443,73	163,75
B33-B34	55	0,5	1,1	8,43	7,77	8,10	588,06	10,79	46,68	530,59	192,73
B34-B35	63	0,6	1,2	7,87	7,30	7,59	688,11	17,80	61,58	608,73	237,65
B35-SR B	39	1	1,6	7,70	7,35	7,53	563,47	30,62	59,87	472,99	220,08

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

Tableau III.21 : calcul des volumes du terrassement pour réseau C.

tronçon	long	D	larg	hauteur de déblai amont	hauteur de déblai aval	hauteur moyenne	volume de déblai	volume de la conduite	volum e de la lit de sable e=0,1 m	volume de remblai	volume de déblai en excès
	L	Φ	B	H ₁	H ₂	H _{mov}	V _D	V _{Cdt}	V _{LS}	V _r	V _{exc}
	m	mm	m	m	m	m	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
C1-C2	60	0,3	0,9	14,85	11,84	13,35	864,76	4,24	36,26	824,26	239,39
C2-C3	89	0,4	1	11,94	8,21	10,08	1076,01	11,18	64,47	1000,36	323,13
C4-C3	64	0,4	1	8,87	8,21	8,54	655,87	8,04	46,36	601,47	205,25
C3-C6	59	0,5	1,1	8,31	7,76	8,04	625,77	11,58	50,08	564,11	205,58
C5-C6	73	0,3	0,9	9,19	7,56	8,38	660,29	5,16	44,12	611,01	201,14
C6-C8	59	0,5	1,1	7,76	6,67	7,22	561,90	11,58	50,08	500,25	190,89
C7-C8	100	0,3	0,9	8,59	6,47	7,53	813,24	7,07	60,44	745,74	254,55
C9-C10	30	0,3	0,9	9,46	7,54	8,50	275,40	2,12	18,13	255,15	83,59
C10-C11	60	0,4	1	7,64	7,36	7,50	540,00	7,54	43,46	489,00	175,20
C12-C13	70	0,3	0,9	8,07	7,86	7,97	602,15	4,95	42,30	554,90	185,75
C13-C14	47	0,3	0,9	7,86	7,69	7,78	394,66	3,32	28,40	362,93	122,50
C15-C14	30	0,3	0,9	8,12	8,00	8,06	261,14	2,12	18,13	240,89	80,31
C14-C10	93	0,4	1	7,79	7,64	7,72	860,99	11,68	67,37	781,94	277,08
C16-C17	36	0,3	0,9	8,27	8,04	8,16	317,07	2,54	21,76	292,77	97,23
C19-C18	45	0,3	0,9	8,20	8,07	8,14	395,36	3,18	27,20	364,99	121,31
C20-C21	112	0,3	0,9	8,60	8,46	8,53	1031,79	7,91	67,69	956,19	312,91
C21-C23	33	0,3	0,9	8,46	8,33	8,40	299,20	2,33	19,94	276,92	91,09
C22-C23	76	0,3	0,9	8,37	8,33	8,35	685,37	5,37	45,93	634,07	208,93
C23-C24	51	0,4	1	8,43	8,28	8,36	511,33	6,41	36,94	467,98	160,95
C25-C24	58	0,3	0,9	8,31	8,18	8,25	516,47	4,10	35,05	477,32	157,94
C24-C18	70	0,4	1	8,28	8,17	8,23	690,90	8,79	50,71	631,40	218,41
C18-C17	30	0,4	1	8,17	8,14	8,16	293,58	3,77	21,73	268,08	93,02
C17-C14	140	0,5	1,1	8,24	7,89	8,07	1490,41	27,48	118,83	1344,11	489,09
C26-C27	80	0,3	0,9	8,39	8,00	8,20	708,05	5,65	48,35	654,05	216,85
C27-C11	77	0,3	0,9	8,00	7,26	7,63	634,51	5,44	46,53	582,54	197,91
C11-C8	68	0,5	1,1	7,46	6,71	7,09	635,95	13,35	57,72	564,89	217,33
C8-SR C	50	1	1,6	7,21	7,14	7,18	688,80	39,25	76,75	572,80	239,39
							17090,9	226,12	1244,7	15620,1	5401,77

III.14. Technique de construction de réseau :

III.14.1. Aménagement du lit de pose :

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

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

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton [11].

III.14.2. La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers [11].

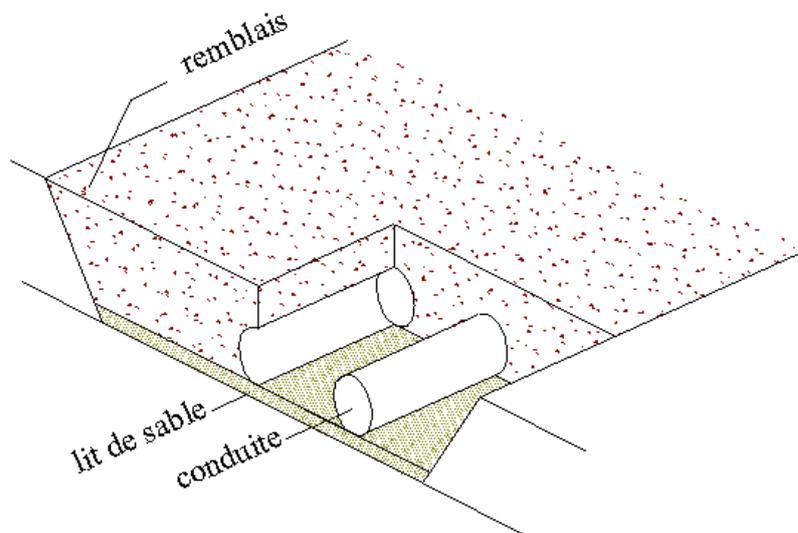


Fig.III.13 : Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

Chapitre 3 : évaluation des débits et dimensionnement du réseau

III.14.3. 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 [11].

III.14.4. 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 [11].

III.14.5. Remblai 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,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- 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 [11].

Chapitre IV :

Dimensionnement des stations de relevage

Les stations de relevage sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des tracés devenus économiquement inacceptables en réseau gravitaire, ou en raison de conditions incompatibles avec les données d'aval. Dans ce chapitre, A cause de la topographie de la région d'étude, nous avons opté pour la réalisation des stations de relevage à cause de la très faible pente.

Dans notre étude on a prévue 3 stations de relevage selon les trois zones seront prévus.

IV.1.Choix du site de la station d'épuration :

Le choix du site d'implantation de la future Station d'épuration (STEP) de Marsa Ben M'Hidi est basé sur une série de critères. Le choix doit être fondé sur un compromis entre les objectifs et les contraintes suivantes :

- Meilleure protection de l'environnement ;
- Possibilités d'une réutilisation des effluents pour l'irrigation;
- Contraintes budgétaires, surtout en termes d'investissement et d'exploitation;
- Zone non inondable ;
- La superficie de l'assiette ;
- La distance par rapport à la ville ;
- La distance du site avec les points de rejets et avec Oued Kiss et Oued M'Hammed ;

Une étude détaillée du milieu permettra le meilleur choix du site. Dans cette phase nous avons étudié le milieu environnemental où le site sera implanté.

Il a été proposé que la position la plus adaptée et celle là se trouve à l'amont de la ville vu les critères suivant:

- trouver un oued Kiss à la partie ouest de la commune
- trouver un oued Sidi M'Hammed à la partie est de la commune
- trouver la mer à la partie nord de la commune

Le site de la future station d'épuration de Marsa B en M'Hidi, se trouvera au sud-est (en amont de la ville) du chef lieu de la commune distant de celui-ci d'environ 500 m. à la cote de terrain naturel 30m. [CTH]

IV.2. station relevage :

La station de relevage est un ouvrage hydraulique composé d'un bassin d'aspiration en béton armé destiné à la collecte des eaux usées ; et une ou plusieurs pompes qui doivent relever les eaux usées collectées dans le bassin vers un ouvrage situé à un niveau plus élevé ,par un refoulement qui est destinée à forcer le transport des effluents d'un point à un autre, souvent sur de grandes distances , voire d'importantes dénivellations ,moyennant une mise en pression pour vaincre les pertes de charges ainsi que la hauteur géométrique de franchissement .Dans la pratique, ces refoulements assurent le transfert d'une rive à l'autre d'une rivière ,d'un versant à l'autre ,ou servent ,tout simplement ,à parcourir des distances importantes à plat ou à contre pente.

Une station de pompage est constituée par :

-une bêche de stockage temporaire ou de reprise des effluents, équipée, normalement en amont d'un dégrillage et d'une chambre de dessablement, ce qui est d'une souhaitable pour limiter les effets abrasifs et assurer la pérennité des matériels hydro-électriques ;

-un ensemble hydroélectrique constitué d'une ou de plusieurs motopompes, immergées ou non, des tuyauteries et appareillages nécessaires à l'exhaure des effluents [10].

IV.3. Dimensionnement des les stations de relevage :

IV.3.1. Transfert des eaux usées vers la station :

Le diamètre de refoulement (théorique) est calculé d'après la formule suivante, sachant quelle tient compte de tous les paramètres de l'écoulement et quelle est issue d'un développement théorique fondé :

$$D = 1,27 \sqrt{Q_p} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Le diamètre économique retenu sera le diamètre commercialisé le plus proche du diamètre théorique obtenu avec une vitesse de 1 m/s [11].

IV.3.2. dimensionnement de station de pompage :

Le choix du système de pompage doit être fait en prenant en compte non seulement les contraintes techniques (type de pompe, énergie, hauteur de refoulement, débit, turbidité de

l'eau), mais aussi les contraintes liées au contexte socio-économique (système de pompage accepté, disponibilité des pièces détachées, facilité de maintenance des pompes).

Ce chapitre donne les éléments théoriques permettant de dimensionner les stations de pompage courantes appropriées à notre domaine d'utilisation, illustrés par des exemples pratiques [9].

IV.3.2.1. Hauteur manométrique totale (HMT) :

A partir du calcul des pertes de charge linéaires et singulières et de la conduite de refoulement et des caractéristiques géométriques, la hauteur manométrique totale (HMT) est égale à la somme de celles-ci, soit :

$$HMT = H_a + H_r + J = H_a + [H_{PT} - H_{SR}] + [H_L + H_S] \dots (IV.2)$$

Avec :

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration du plan d'eau variable dans la bache au cours du cycle de pompage jusqu'au départ du refoulement (en m) ;

H_r : Hauteur géométrique de refoulement entre l'origine et le point haut de la conduite de refoulement (en m) ;

J : Perte de charge totale de la conduite de refoulement (en m) ;

H_L : Pertes de charges linéaires (en m) ;

H_S : Pertes de charges singulières en m, avec : $H_S = 10$ à 20 % de H_L [] ;

H_{PT} : Côte du point le plus haut de la conduite de refoulement;

H_{SR} : Côte du volume mort dans la bache d'aspiration (origine) en m, avec :

$$H_{SR} = CR_{SR} + 0,3$$

CR_{SR} : Côte du fond de la bache d'aspiration

D'après la formule de Darcy-Weisbach : $H_L = L \cdot \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \dots (IV.3)$

Où :

L : Linéaire de la conduite de refoulement (m) ;

λ : Coefficient de perte de charge ;

v : Vitesse moyenne du fluide dans la section considérée, en m/s.

La valeur de λ est calculée d'après la formule de Colebrook (résultat des expériences de Nikuradzé) tel que [9] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots(IV.4)$$

Où : $R_e = v \cdot D/\nu \dots\dots\dots (IV.5)$

Avec :

ε : Rugosité équivalente de la paroi en m (= 0,1 à 1 mm) ;

R_e : Nombre de Reynolds ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau en m²/s,

$\mu = 1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s [9].

IV.3.2.2. Courbes caractéristiques d'une pompe :

Les courbes principales qui caractérisent une pompe sont au nombre de trois. Elles sont établies par le constructeur :

- courbe débit-hauteur,
- courbe de rendement,
- courbe de puissance [9].

***Courbe débit-hauteur $H=f(Q)$:**

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q.

Ce sont sensiblement des paraboles.

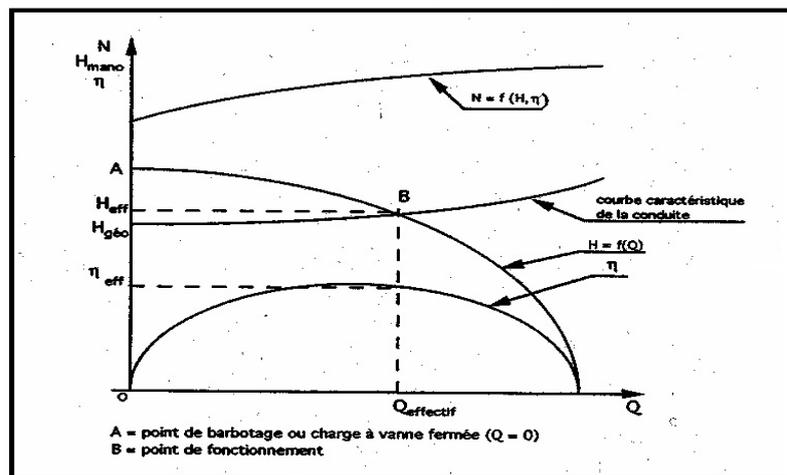


Fig. IV.1. Courbes débit- hauteur, rendement et puissance [9].

***Courbe de rendement. Rendement optimum : $\eta(Q)$**

Elle présente pour chaque type de pompe un maximum au voisinage duquel il faudra utiliser la pompe. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques [9].

***Courbe de puissance. Puissance absorbée par une pompe $P(Q)$:**

Cette courbe, fonction du débit, est parabolique. Pour les pompes centrifuges, la concavité de la parabole est tournée vers le bas.

La puissance est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique totale d'élévation [9].

$$P = Q \cdot \rho \cdot HMT \cdot 1/\eta \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec :

P [Wh] : puissance totale consommée

ρ [kg/m³] : masse volumique

Q [m³/s] : débit

H [mce] : hauteur manométrique

η_g : Rendement global du groupe motopompe ; avec : $\eta_g : f(\eta_e, \eta_h)$

η_e : Rendement du moteur électrique (= 0,85) ;

η_h : Rendement hydraulique de l'ensemble roue-volute (= 0,6 à 0,7)

IV.3.2.3. Point de fonctionnement d'une pompe :

Pour le résoudre, il nous faut le débit et la hauteur manométrique engendrée par une pompe donnée, débitant dans un réseau ou une conduite.

La perte de charge totale d'une conduite, en fonction du débit du liquide, sera reportée sur un graphique. On obtient ainsi la courbe caractéristique de la conduite. La perte de charge est proportionnelle au carré du débit et la courbe est une parabole.

On peut également représenter la hauteur géométrique d'élévation en fonction du débit, ce qui permet de déterminer d'une façon simple, pour chaque débit, la somme de H géom et J [9].

IV.3.2.4. Choix d'un type de pompe :

En fonction des caractéristiques hydrauliques (débit, hauteur manométrique d'élévation) [9].

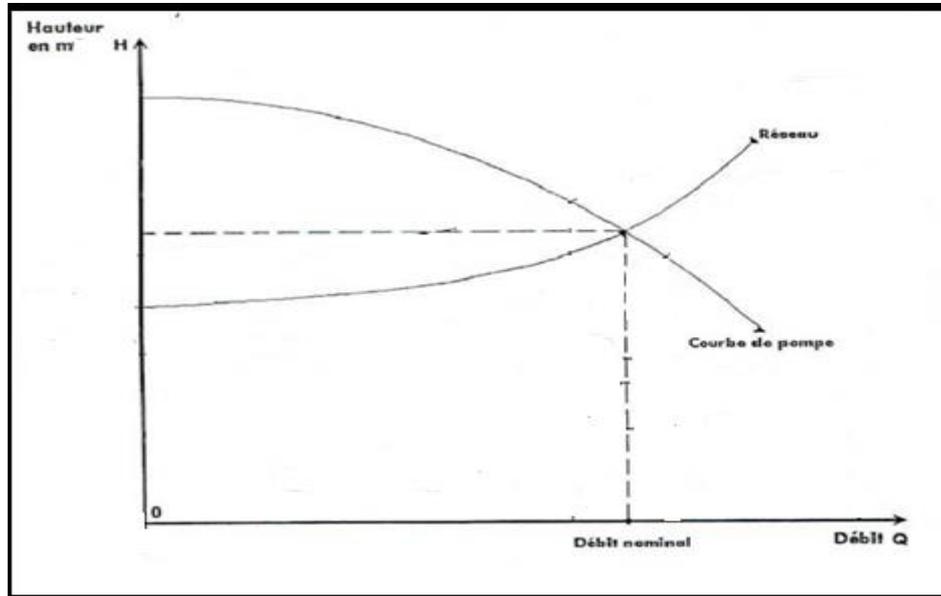


Fig IV.2. Courbes caractéristiques des pompes [9].

IV.3.2.5. Couplage en parallèle :

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

*Le débit de collecteur commun sera composé de la Somme des débits de chaque pompe.

* La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe [9].

Remarque : la somme des débits partiels < Q_{Tot} . Théorique

$$Q_2 \neq 2 \cdot Q_1 \text{ et } Q_2 < 2 \cdot Q_1$$

La courbe 1 est la courbe QH commune à chaque pompe. La courbe 2 est obtenue en doublant à chaque fois pour une même hauteur, les abscisses de la première courbe

Le couplage en parallèle permet d'augmenter le débit dans le réseau: il convient bien pour un réseau présentant des pertes de charge assez faibles.

Les pompes sont parfois montées en parallèle (by-pass) avec une seule des deux fonctionnant. En cas de panne ou pour une action de maintenance le montage permet alors de continuer à fonctionner en démarrant la deuxième pompe [9].

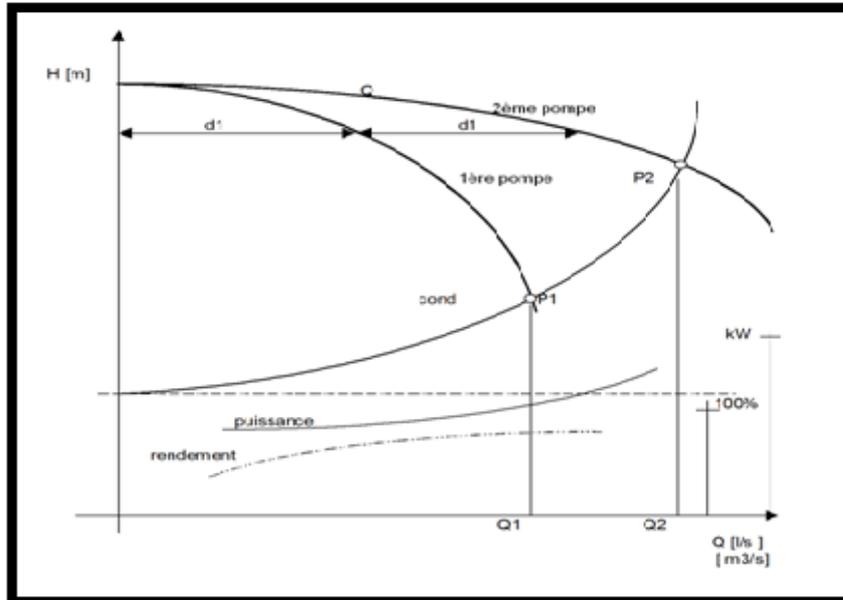


Fig IV.3. Pompe en parallèle [9].

IV.3.3. Détermination du volume de la bache [8]:

Le volume total de la bache est composé à trois volumes :

- volume utile (V_u).
- volume de la pompe (V_{pdpe}).
- Volume mort (V_{mort}).

$$V_{bache} = V_u + V_{pom} + V_{mort} \dots \dots \dots (IV.7)$$

a. Volume utile (v_u) :

La bache d'aspiration de la station de relevage constitue un volume tampon permettant de régulariser le fonctionnement des pompes. Son volume total doit être suffisant pour que le nombre de déclenchements par heure des moteurs ne dépasse pas une valeur maximale donnée par le constructeur.

$$V_u = \frac{Q_p \cdot t}{4 \cdot (N-1)} \quad (\text{En } m^3) \dots \dots \dots (IV.8)$$

Avec :

V_u : Volume de marnage dans la bache d'eau entre le niveau haut de démarrage et le niveau bas d'arrêt (m^3) ;

Q_p : Débit de pointe (m^3/h) ;

N : Nombre de pompes identiques et N-1 excluant la pompe de secours ;

t : Durée d'un cycle (en h), $t = 1/n$ avec n le nombre maximum de démarrage par heure.

n: nombre max de démarrage par heure est fonction de la puissance des groupes électropompes, afin de tenir compte de la fatigue de ceux -ci .On peut préconiser (avec P, puissance nominale du moteur) :

P < 4 KW : 10 démarrage par heure ;

P > 4 KW : 6 démarrage par heure [8].

b. Calcul le volume mort V_{mort} :

Le volume mort est défini par l'équation suivante :

$$V_{mort} = \frac{C \cdot Q_{pet}}{\rho} \cdot T \dots\dots\dots(IV.9)$$

Avec :

- T : temps de nettoyage on choisit 1 an
- $\rho = (1.6 \div 1.8)$ Kg/l
- Q : le débit masque d'eaux usées
- C : concentration de M.E.S [8].

C. Calcul le volume de la pompe et de socle V_{ppe} :

Le volume de la pompe et de socle (v_{ppe}) calculé comme suit :

$$V_{ppe} = (lp \cdot Lp \cdot hp) \cdot n \dots\dots\dots(IV.10)$$

- Lp : longueur de base de pompe
- lp : largeur de base de pompe

- hp : hauteur de pompe
- n : nombre de pompes [8].

IV.3.4 .Dimensionnement de la bache :

Le dimensionnement de la largeur et longueur de la bache, sont déterminées par l'équation suivant :

$$\mathbf{Bb = 2lp + 3e \dots\dots\dots (IV.11)}$$

$$\mathbf{Lb = 2Lp+3e\dots\dots\dots (IV.12)}$$

Avec:

- Bb : largeur de la base de bache en (m)
- Lb : longueur de la base de bache en (m)
- e : encombrement de la pompe en (m) e (0,6 ~1,0) [8].

IV.3.5.Calcul la hauteur de la station :

La hauteur de la station est composée à deux hauteurs (hauteur de la bache et hauteur de volume mort)

a)calcul de hauteur de la bache :

$$\mathbf{H = \frac{V_B}{S} \dots\dots\dots(IV.13)}$$

Avec :

- VB : volume de la bache (m³)
- S : surface de la bache (m²) avec (S= Bb. Lb) [8].

b) Calcul la hauteur du volume mort :

$$\mathbf{h = \frac{V_{mort}}{S} \dots\dots\dots(IV.14)}$$

Avec :

- V_{mort} : volume mort (m^3)
- S : surface de la bache (m^2) [8].

IV.4. dimensionnement de 1^{ier} station de relevage zone A :

Le débit total à rejeté étant de $Q_{tot}=0.938m^3/s$; 30% de débit du collecteur principal de la zone sera transféré à la station d'épuration pour un éventuel traitement et 70% de ce débit sera rejeté à l'oued Kiss par un déversoir d'orage qui sera installé avant la station de relevage

Donc débit qui entre à station de relevage : $Q_r=0.938.30\%=0.281m^3/s$.

Le résultat obtenu pour notre station relevage A représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : résultat de détermination de HMT de la pompe :

	L (m)	H Géo (m)	D (m)	V (m/s)	H _L (m)	H _s (m)	ΔH (m)	HMT (m)	n_g %	P (Kw)
Station de relevage A	1000	7	0,7	0,73	8,15	1,22	9,37	16 ,37	72	76,83

On cherche dans le marché les pompes qui disponible et qui est les même caractéristique de notre pompe soit ($HMT > HMT$ calculé) et ($Q \geq Q$ calculé, ou proche à Q_0).

Les pompes qui seront utilisées seront de type CAPRARI, suite à ce choix le logiciel **pump tutor caprari** de la firme sera utilisé pour le calcul des stations de relevage (type de pompe, nombre de pompe, point de fonctionnement...) les résultats obtenues sont résumé dans ce qui suit :

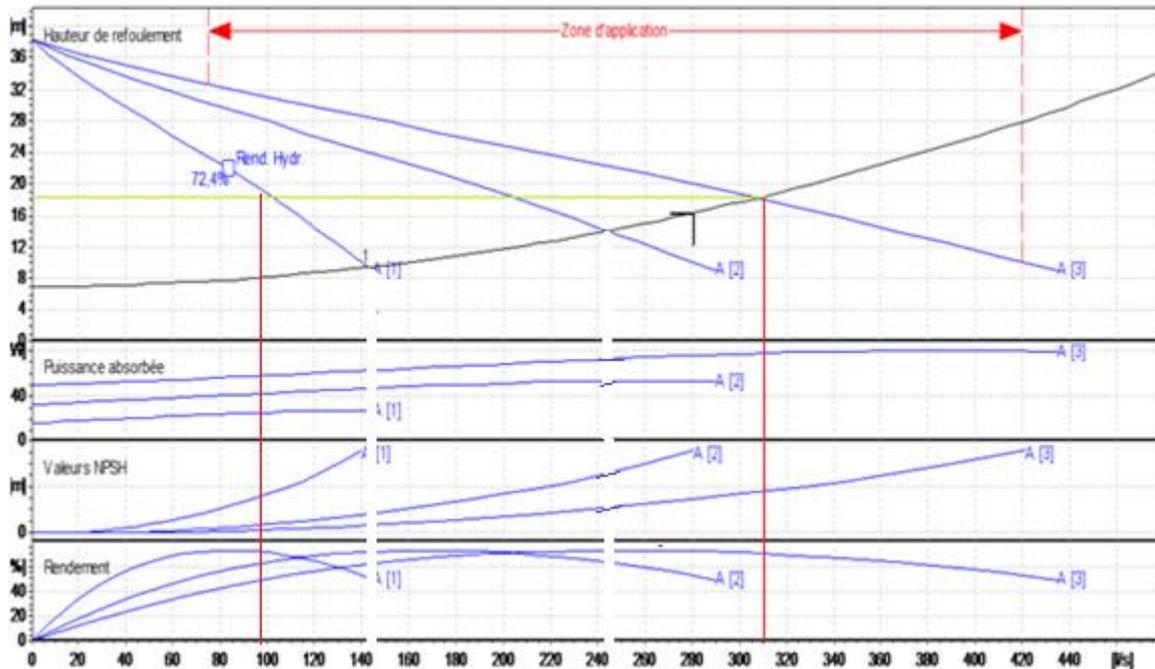


Fig IV.4 : Courbes caractéristiques et point de fonctionnement.

A partir de la courbe de la figure IV.4 nous proposons quatre pompes immergées (trois en marche et une pompe de secours) de type CAPRARI avec les caractéristiques suivantes : (point de fonctionnement est : $Q=281$ l/s, $HMT=16,37$; de rendement est de 72,4% .Débit de chaque pompe est : $Q_1=93.6$ l/s.

N° de série de la pompe dans le marché : KKCM150NA+030042N1 de type : électropompes pour eaux chargées en fosse sèche, la figure suivante représente schéma de la pompe :

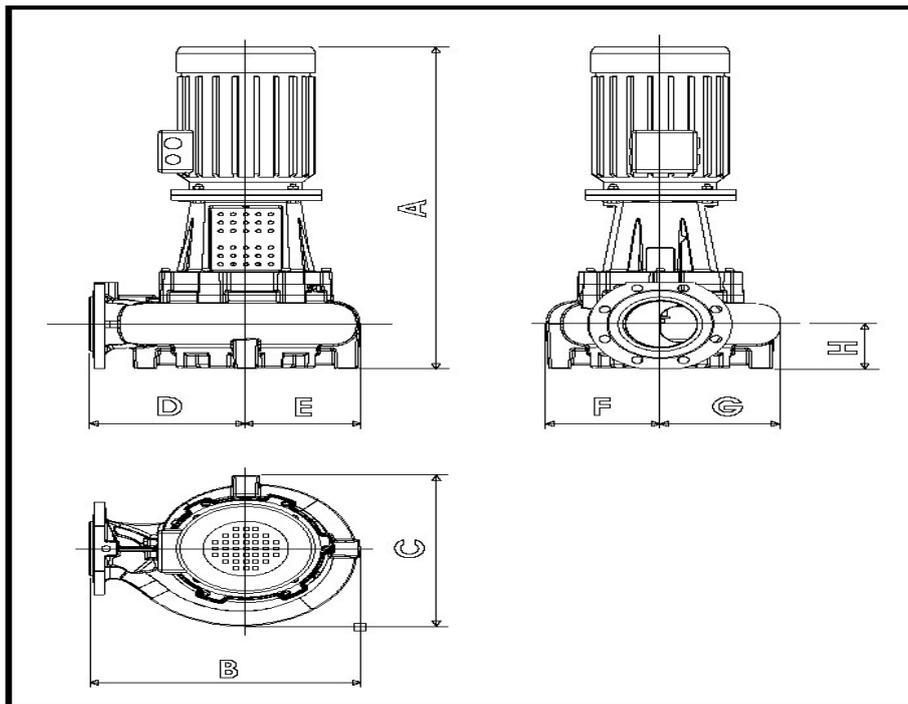


Fig. IV.5 : schéma de la pompe CAPRARI.

Electropompe accouplée à un moteur électrique de surface IP 55 pour installation horizontale/verticale à chambre sèche.

- corps de pompe, carter d'huile en fonte.
- roue monocanal en fonte, bloquée sur l'arbre par clavette.
- arbre, visserie et bouchons d'huile en acier inoxydable.
- orifice de refoulement à bride avec joint d'étanchéité.
- double garniture mécanique sur l'arbre, lubrifiée à l'huile contenue dans la chambre barrière :
 - *garniture mécanique côté pompe en carbure de silicium/oxyde d'alumine ;
 - *garniture mécanique côté moteur en graphite/stéatite.
- rotor soutenu par roulements à billes lubrifiés à la graisse.
- protections :
 - *sonde de conductivité insérée dans la chambre à huile pour signaler la présence éventuelle d'infiltrations de liquide pompé.

- lanterne d'accouplement à moteur électrique en fonte sphéroïdale.

Moteur : constructeur de première importance CEE 4P - IP 55 - 400 V - 50 Hz

(P2= 30 kW).

Caractéristiques de la pompe :

- Asynchrone triphasé, fermé normalisé suivant les normes UNEL - CEI, ventilation extérieure, rotor en court-circuit ;

- Forme de construction B5 / V1 ;

- Protection IP 55 ;

- Classe d'isolation F ;

- Accouplement direct par joint rigide.

La figure suivante représente schéma du corps de la pompe :

***Données techniques / Caractéristiques :**

Q : 102,7 l/s

H : 18,3 m

Roue type : Monocanal

Passage libre : 115 mm

n. poles : 4

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 30 kW.

***dimensionnement de la bache :**

Les résultats obtenus sont représenté dans le tableau IV.2 :

Tableau IV.2 : les résultats du dimensionnement de la bache.

	V_u	V_{mort}	V_{ppe}	V_{tot}	S	H_{bache}	h_{mort}	B_s	L_s
Bâche A	14.9	1.19	1.31	17.4	19.68	1.69	0.9	4.8	4.1

Le dimensionnement de la bache se fait comme suit :

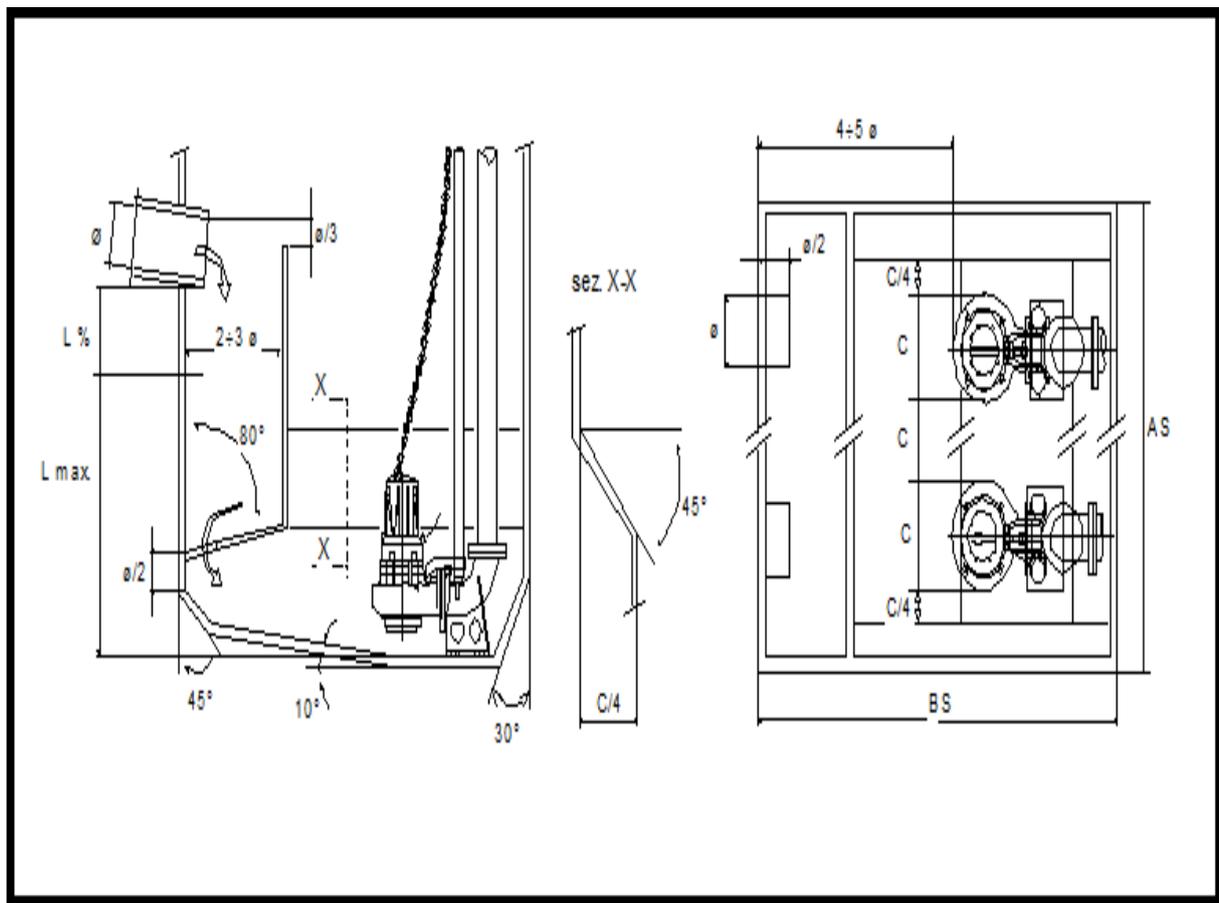


Fig. IV.6 : dimensionnement de la bache.

Avec :

$As=4100mm$; $Bs=4800$; $C=508$; $C\%=76$; $Lmax=1697mm$; $Lmin=940mm$.

IV.4.dimensionnement de 2^{ieme} station de relevage zone B :

Le débit total à rejeté étant de $Q_{tot}=1,002m^3/s$; 30% de débit du collecteur principal de la zone sera transféré à la station d'épuration pour un éventuel traitement et 70% de ce débit

sera rejeté à l'oued Sidi M'Hammed par un déversoir d'orage qui sera installé avant la station de relevage

Donc débit qui entre à station de relevage : $Q = 1.002 \cdot 30\% = 0.301 \text{ m}^3/\text{s}$

Le résultat obtenu pour notre station relevage B représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : résultat de détermination de HMT de la pompe :

	L (m)	H géo	D (m)	V (m/s)	H _L (m)	H _s (m)	ΔH (m)	HMT (m)	n _g %	P (Kw)
Station de relevage B	700	7.4	0,7	0,55	6,78	1,01	7,79	15.2	73	76,21

On cherche dans le marché les pompes qui disponible et qui est les même caractéristique de notre pompe soit (HMT > HMT calculé) et (Q >= Q calculé, ou proche à Q₀).

Les pompes qui seront utilisées seront de type CAPRAPI, le calcul des stations de relevage (type de pompe, nombre de pompe, point de fonctionnement...) est résumé dans ce qui

suit :

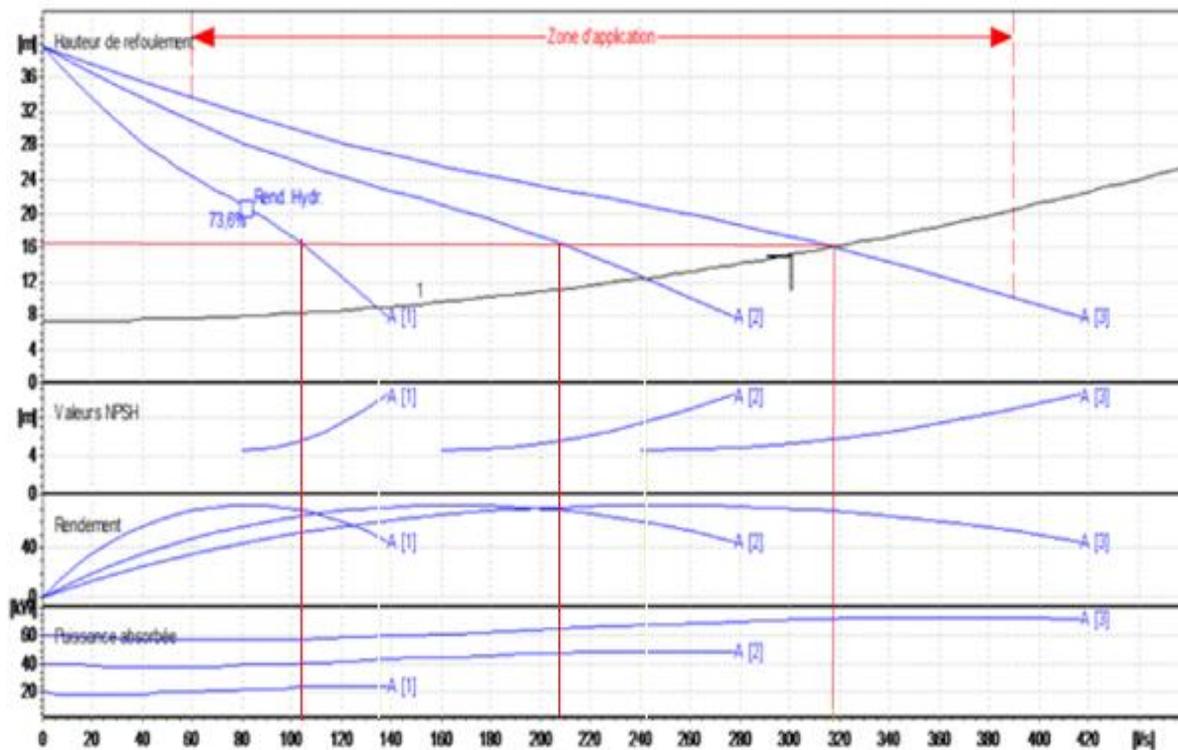


Fig IV.7 : Courbes caractéristiques de la pompe.

A partir de la courbe de la figure IV.7 nous proposons quatre pompes immergées (trois en marche et une pompe de secours) de type CAPRARI des caractéristiques suivantes : (point de fonctionnement est $Q=301$ l/s, $HMT=15.2$ m ; et de rendement est de 73,6% .Débit de chaque pompe est : $Q_1=100.3$ l/s,

N° de série KCM150NA+025042N1 électropompe submersible composée de :

- corps de pompe, chambre à huile et carcasse moteur en fonte.
- roue monocanal en fonte, bloquée sur l'arbre par clavette.
- Bague d'étanchéité en caoutchouc.
- arbre, visserie et bouchons d'huile en acier inoxydable.
- orifice de refoulement, avec joint d'étanchéité.
- double garniture mécanique sur l'arbre, lubrifiée par immersion dans la chambre à huile :

*garniture mécanique côté pompe en carbure de silicium/carbure de silicium ;

*garniture mécanique côté moteur en graphite/acier inoxydable.

-moteur asynchrone, triphasé, isolement classe F, protection IP68, rotor guidé par roulements à bille lubrifiés à la graisse.

-protections :

*sondes thermiques couplées en série et incorporées dans l'enroulement moteur.

*sonde de conductivité incorporée dans la chambre à huile pour détecter la présence d'eau.

-peinture époxy, homologuée pour eau potable.

-câble d'alimentation NSSHÖU-J.

****Données techniques / Caractéristiques***

Q : 105,9 l/s

H : 16,1 m

Roue type : Monocanal

Passage libre : 115 mm

n. poles : 4

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 25 kW

Tension : 400 V

Diamètre refoulement : DN150

Installation : Accouplement automatique immergé

La figure suivante représente schéma du corps de la pompe :

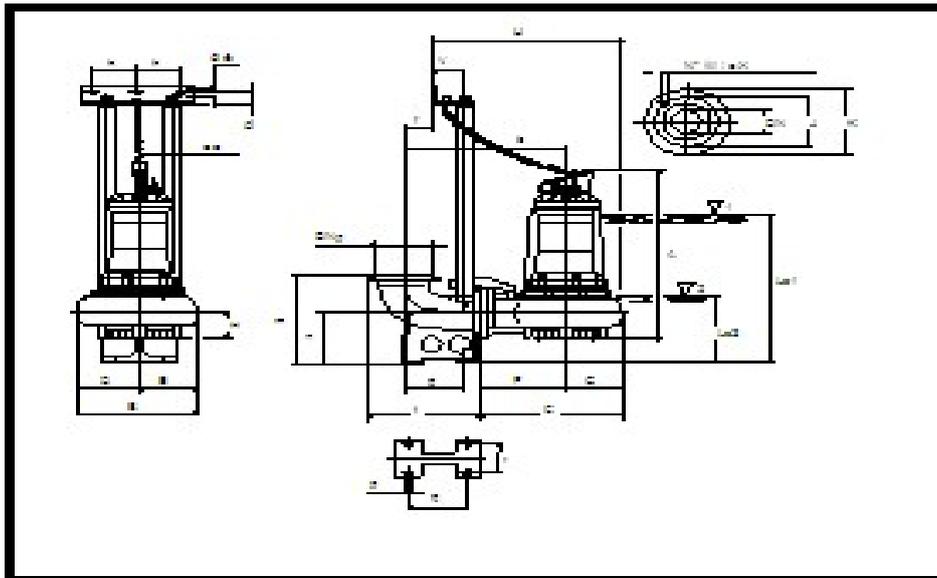


Fig.8 : schéma de la pompe.

*calcul volume de la bache :

Les résultats obtenus sont représenté dans le tableau IV.2 :

Tableau IV.4 : les résultats du dimensionnement de la bache :

	V_u	V_{mort}	V_{ppe}	V_{tot}	S	H_{bache}	h_{mort}	B_s	L_s
Bâche B	15,9	1.29	1.33	18.5	16.6	1,7	0.94	4.8	4.1

Le dimensionnement de la bache se fait comme suit :

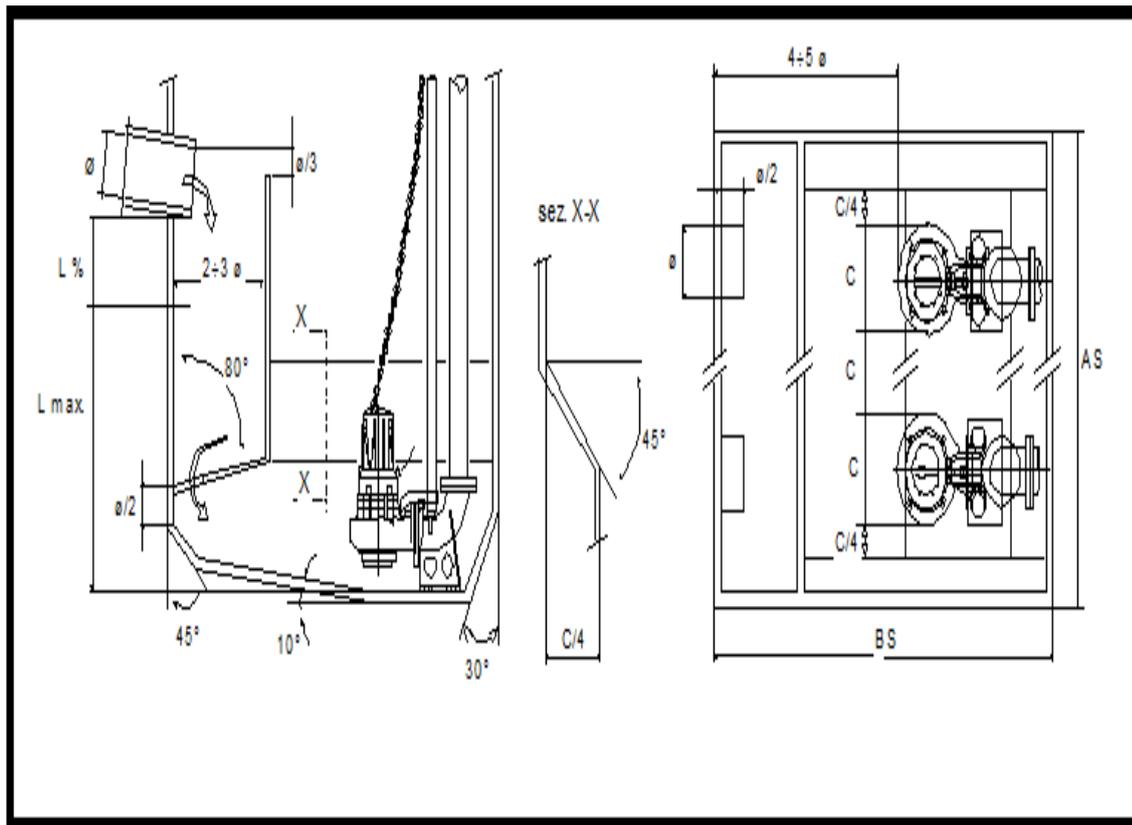


Fig. IV.9 : dimensionnement de la bâche.

Avec :

$\varnothing=700\text{mm}$; $A_s=4100\text{mm}$; $B_s=4800\text{mm}$; $c=508$; $c\%=81$; $L_{\text{max}}=1749$; $L_{\text{min}}=940$.

IV.5. dimensionnement de 3^{ème} station de relevage zone C :

Le débit total à rejeté étant de $Q_{\text{tot}}=0,694\text{m}^3/\text{s}$; 30% de débit du collecteur principal de la zone sera transféré à la station d'épuration pour un éventuel traitement et 70% de ce débit sera rejeté à l'oued Sidi M'Hammed par un déversoir d'orage qui sera installé avant la station de relevage

Donc le débit qui entre à station de relevage est : $Q_r=0,694.30\%=0.208\text{m}^3/\text{s}$

Le résultat obtenu pour notre station relevage C est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : résultat de détermination de HMT de la pompe :

	L (m)	H Géo (m)	D (m)	V (m/s)	H _L (m)	H _s (m)	ΔH (m)	HMT (m)	n _g %	P (Kw)
Station de relevage C	900	6	0,6	0,73	3,25	0,5	4	10	76	33,85

On cherche dans le marché les pompes qui disponible et qui est les même caractéristique de notre pompe soit (HMT>HMT calculé) et (Q>=Q calculé, ou proche à Q₀).

Les pompes qui seront utilisées seront de type CAPRAPI, le calcul des stations de relevage (type de pompe, nombre de pompe, point de fonctionnement...) est résumé dans ce qui suit :

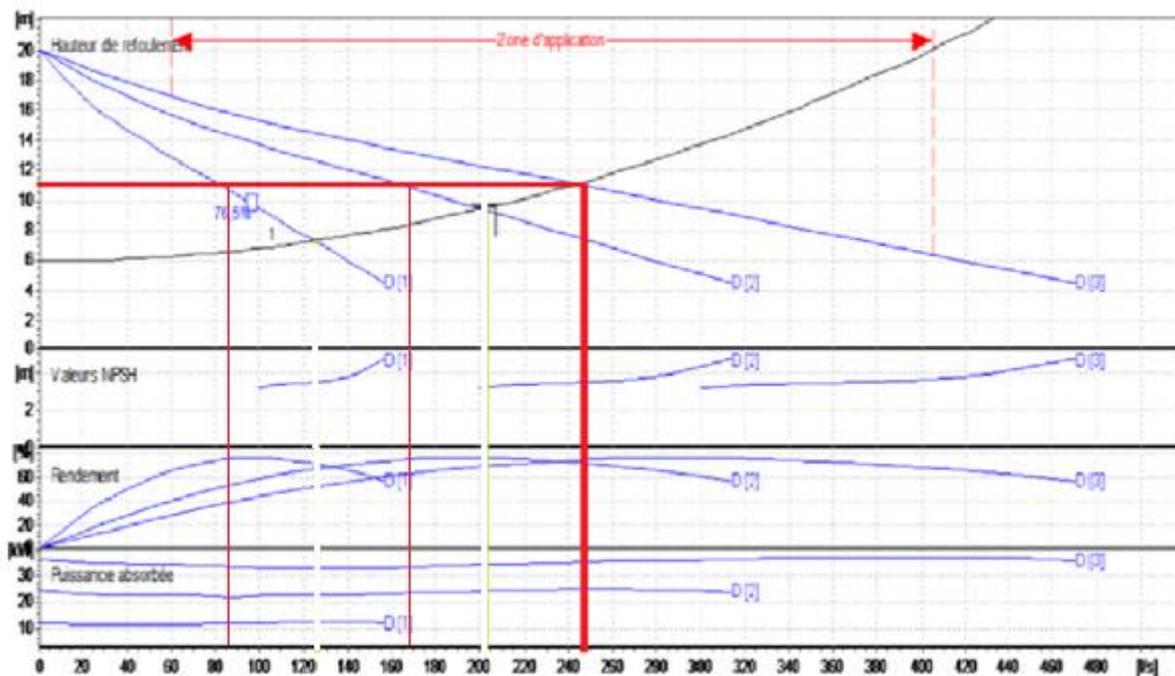


Fig IV.10 : Courbes caractéristiques de la pompe.

A partir de cette courbe nous proposons quatre pompes immergées (trois en marche et une pompe de secours) de type CAPRARI avec les caractéristique suivantes :(point de fonctionnement est : $Q=208$ l/s, $HMT=10m$; et de rendement est de 76,5% .Débit de chaque pompe est : $Q1=69.2$ l/s.

N° de série KCM200PD+013062N1 électropompe submersible composée de :

- corps de pompe, chambre à huile et carcasse moteur en fonte.
- roue monocanal en fonte, bloquée sur l'arbre par clavette.
- Bague d'étanchéité en caoutchouc.
- arbre, visserie et bouchons d'huile en acier inoxydable.
- orifice de refoulement, avec joint d'étanchéité.
- double garniture mécanique sur l'arbre, lubrifiée par immersion dans la chambre à huile:
- *garniture mécanique côté pompe en carbure de silicium/carbure de silicium;
- *garniture mécanique côté moteur en graphite/acier inoxydable.
- moteur asynchrone, triphasé, isolement classe F, protection IP68, rotor guidé par roulements à bille lubrifiés à la graisse.
- protections :
- *sondes thermiques couplées en série et incorporées dans l'enroulement moteur.
- *sonde de conductivité incorporée dans la chambre à huile pour détecter la présence d'eau.
- peinture époxy, homologuée pour eau potable.
- câble d'alimentation NSSHÖU-J.

***Données techniques / Caractéristiques**

Q : 79,34 l/s

H : 11,2 m

Roue type : Monocanal

Passage libre : 135 mm

n. poles : 6

Fréquence : 50 Hz

Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 13 kW

Tension : 400 V

Diamètre refoulement : DN200

Installation : Accouplement automatique immergé.

La figure suivante représente schéma du corps de la pompe :

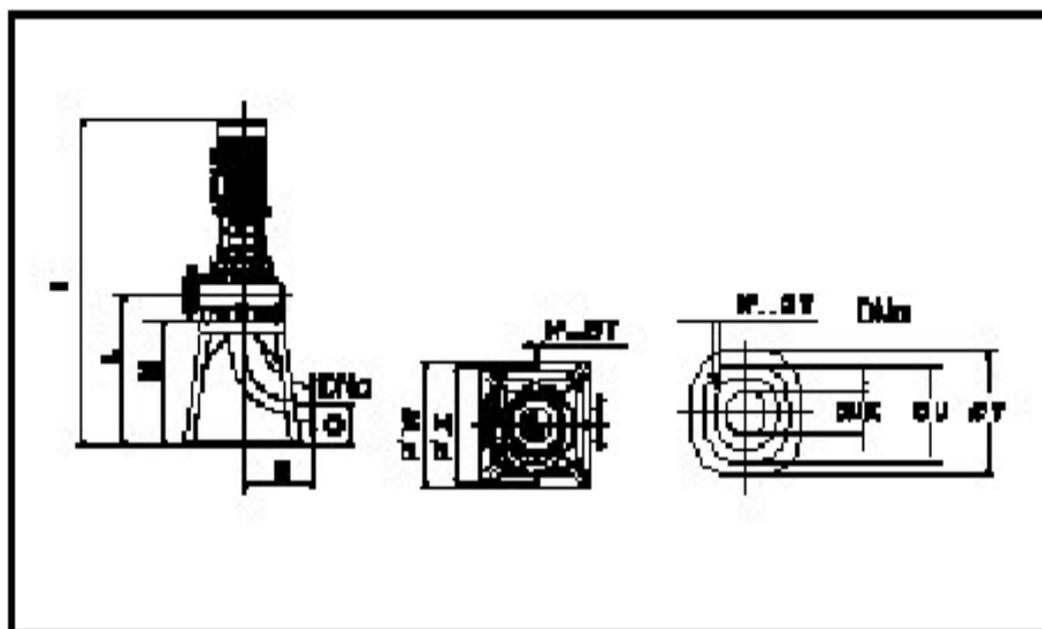


Fig IV.11 : schéma de la pompe.

*calcul volume de la bache :

Les résultats obtenus sont représenté dans le tableau IV.2 :

Tableau IV.6 : les résultats du dimensionnement de la bache :

	V_u	V_{mort}	V_{ppe}	V_{tot}	S	H_{bache}	h_{mort}	B_s	L_s
Bâche C	11,9	0.89	1.31	14.1	16.6	1.4	0,6	5	5

Le dimensionnement de la bache se fait comme suit :

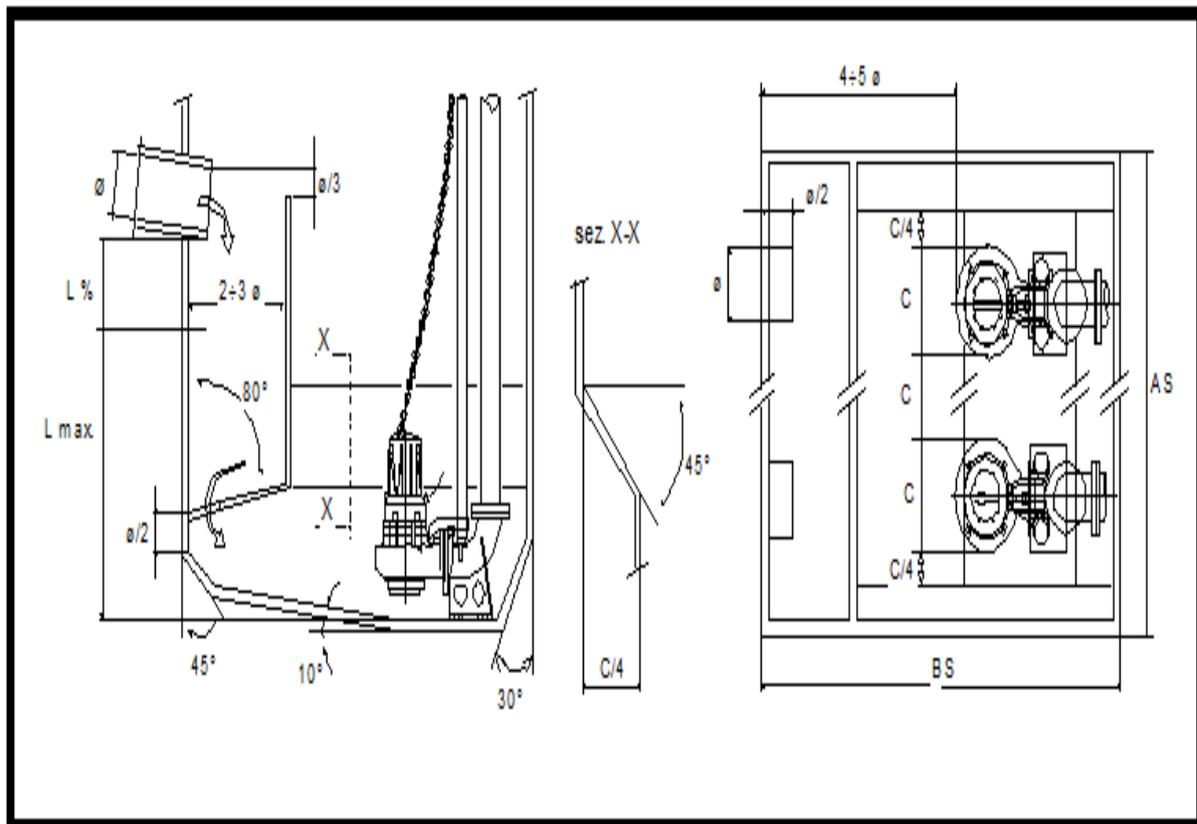


Fig. IV.12 : dimensionnement de la bache.

Avec :

$As=5000$; $Bs=5000$; $c=615$; $c\%=48$; $Lmax=1477$; $Lmin=1000$.

IV.6. Les déversoirs d'orage :

Au sens de l'hydraulique, un déversoir est un orifice, généralement de forme rectangulaire, établie sur le cours d'un écoulement à nappe libre permettant de connaître les débits selon la démonstration de Bernoulli.

Les déversoirs sont utilisés surtout dans le domaine de l'Assainissement [12].

IV.6.1. Fonctionnement :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les points exceptionnels des débits d'orage vers le milieu récepteur.

C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions du réseau aval.

Ce principe étant posé, les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel, notamment dans le concept des réseaux en système unitaire [12].

IV.6.2.Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur ;
- Les valeurs de débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est-à-dire rechercher le facteur de probabilité des déversements de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur ;
- La capacité des bassins pièges et la surface des ouvrages de la station d'épuration pour les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- Les régimes d'écoulement du niveau d'eau dans la canalisation amont/aval ;
- La topographie du site et la variation des pentes [12].

IV.6.3. Les types de déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoirs :

a) Déversoir à seuil frontal :

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante [12]:

$$Q = \mu.L.H.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots(IV.15)$$

Dans laquelle :

Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m³/s) ;

μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil ;

L : Longueur de la lame déversant (m) ;

G : Accélération de la pesanteur (9.81m/s²) [12].

b) Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

On notera, à ce propos, que la longueur de crête déversant d'un déversoir latéral, calculée selon la formule d'Engels, est de 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal. Cette longueur de la lame de déversoir calculée est donnée par la même expression [12] :

$$L = \left[\frac{Q}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1.67}} \right]^{\frac{1}{0.83}} \dots\dots\dots(IV.16)$$

Dans laquelle :

Q : Débit déversé (m³/s) ;

μ : Coefficient de débit exprimé, d’après la formule de Bazin (μ moyen = 0.40) ;

H : Hauteur de charge (m) mesurée dans les conditions définies précédemment.

- S’il s’agit d’un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d’entrée et la hauteur du seuil étant important), il n’est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable, tout au plus un masque sur la partie du collecteur de sortie ;

- Au contraire, s’il s’agit d’un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé [12].

c) Déversoir à double seuil latéral :

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

Il s’agit de cas bien particuliers au niveau d’une chute dans le collecteur ou en cas de très fortes pentes [12].

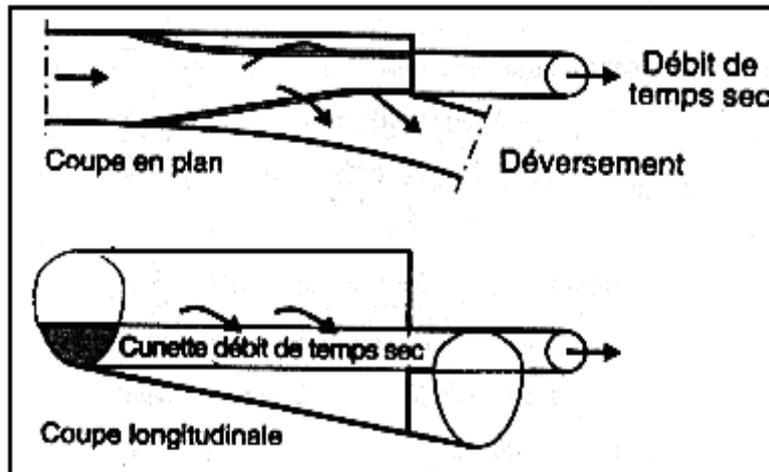


Fig.13 : Déversoir latéral double [12].

d) Déversoir avec ouverture de radier :

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

Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec [12].

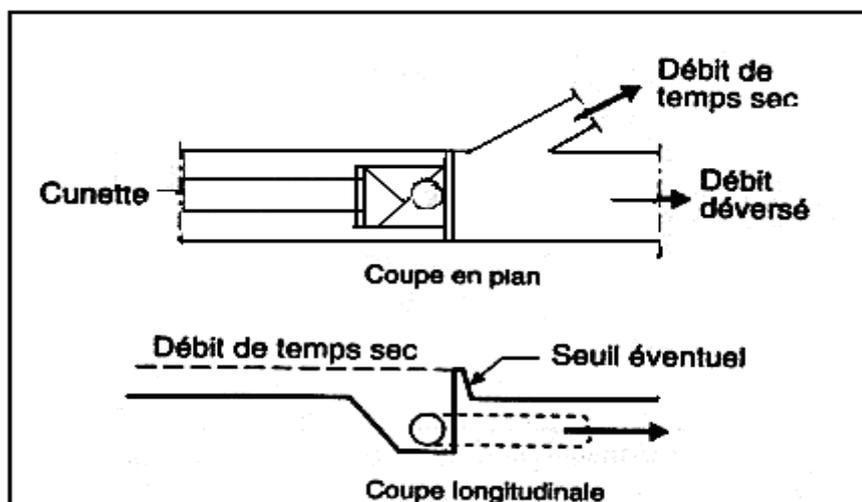


Fig.14 : Déversoir avec ouverture de radier [12].

e) Déversoir circulaire :

La formule de Hégly-Ramponi est adaptée aux déversoirs circulaires.

Ceux-ci présentant des avantages de simplicité, de facilité de mise en place pour des mesures des petits débits. L'expression de cette formule est la suivante [12]:

$$Q = \mu.W.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots(IV.17)$$

Avec :

$$\mu = (0.35+0.002d/H)(1+(W/\Omega)^2) ;$$

d : Diamètre de l'ouverture déversant (en m) ;

W : Section mouillée (en m²) ;

Ω : Section totale = $\Pi d^2/4$;

H : Charge en amont de la section mouillée [12].

f) Déversoir siphonide :

Le déversoir siphonide a un rôle multiple. On peut en effet, par le procédé de déversement retardé, utiliser le collecteur comme bassin tampon.

Le fonctionnement peut être statique à un niveau maximal de mise en charge d'accumulation dans le réseau et, après avoir laissé passer le premier flot fortement pollué pour épuration, le siphonide s'amorce et produit le déversement accéléré [12].

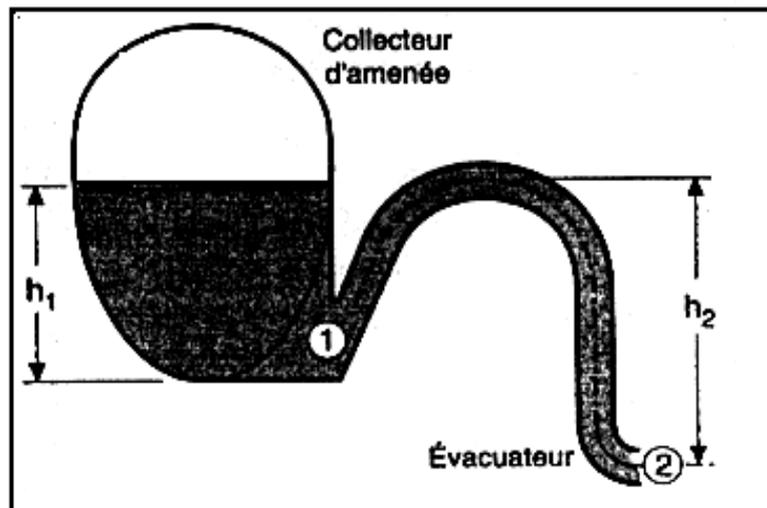


Fig.15 : Principe du déversement siphonoïde [12].

- Il existe d'autres types de déversoirs comme :
 - Les déversoirs à évacuation retardée et prolongée ;
 - Les déversoirs automatiques [15].
 -

IV.6.5. Choix du déversoir d'orage :

Dans notre cas ; l'utilisation d'un déversoir à seuil latéral est à préconiser, car il n'occupe pas beaucoup d'espaces, ainsi que le problème des dépôts qui ne se pose pas [12].

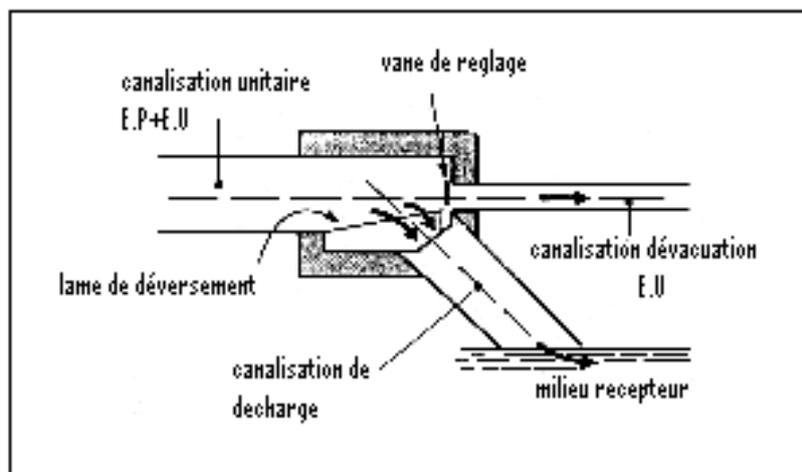


Fig.16 : Déversoir classique à seuil latéral [12].

Conclusion

Un diagnostic du réseau d'assainissement existant de l'agglomération de Marsa Ben M'Hidi nous a permis de faire à lumière les différents problèmes existant, à savoir : Les faibles pentes, les contres pentes, le mauvais état des regards, le mal fonctionnement des stations de relevage surtout en période pluvieuse (inondation), le manque d'un réseau d'évacuation pour les eaux pluviales.

Pour résoudre ces problèmes nous avons proposées :

- Le redimensionnement des deux réseaux d'assainissement existant et d'un nouveau réseau qui va être projeté pour le futur.
- Le choix d'un réseau d'assainissement unitaire tout en prenant en compte les avantages que possède ce type (le côté économique).
- Le dimensionnement de trois stations de relevage, vu la topographie de la région qui serviront au relevage des eaux usées vers la station d'épuration ;

A cet effet, Vue la configuration topographique de la localité de Marsa Ben M'Hidi et l'incapacité de collecté les eaux usées vers un seul point de rejet, nous avons été contraint de subdiviser la zone d'étude en trois zones élémentaires chacune assainie par un réseau de collecte indépendant de type unitaire. Chaque réseau déversera la majeure partie de son débit maximal vers l'émissaire le plus proche et l'autre partie sera reprise par une station de relevage vers la station d'épuration projeté pour la dite localité, ce partage de débit sera assuré par des déversoirs d'orage installé en tête de chaque station de relevage.

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la méthode rationnelle pour une période de retour de 10ans et les débits des eaux usées (domestiques, et service publique) on été déterminés selon la répartition de la population à l'horizon projet 2040. Les réseaux ainsi proposés et dimensionner, Présente dans ces tronçons de pentes convenables permettant une évacuation des débits des pointes en toutes secrété et avec des vitesses d'écoulement adéquates et autocurage des réseaux. à la fin de chaque réseau une station de relevage transférera 30 % du débit d'eau de pointe vers une station d'épuration pour un éventuelle traitement et 70% des débits de pointe seront rejeté vers un émissaire proche sans traitement car la charge polluante des eaux usées se trouve diluées en période d'averse.

Le dimensionnement des trois stations de relevage de chaque réseau a été facilité par l'utilisation du logiciel CAPRARI qui permet d'arrêter le nombre des pompes, les caractéristiques de fonctionnement et le dimensionnement des bâches d'eau ... Ces stations seront équipées chacune de trois pompes en fonctionnement en période de pointe; ce choix a été motivé pour remédier à la variation de débits en particulier en période sèche.

Nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant-projet pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable et plus rigoureux pour la localité de Marsa Ben M'Hidi .

Abréviations et signes

DHW : Direction d'Hydraulique de Wilaya

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques

CTH : Contrôle Technique et suivi Hydraulique

SDA : Schéma directeur d'Assainissement

TAAM : Taux d'Accroissement Annuel Moyen

RGPH :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s)

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

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

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s)

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

Dnor : Diamètre normalisé de la conduite

K : coefficient de Manning

I : la pente

P: puissance totale consommée [Wh]

ρ : masse volumique [kg/m^3]

Q: débit [m^3/s]

H: hauteur manométrique [mce]

η_g : Rendement global du groupe motopompe ; avec : $\eta_g : f(\eta_e, \eta_h)$

η_e : Rendement du moteur électrique ;

η_h : Rendement hydraulique de l'ensemble roue-volute

-Bb : largeur de la base de bêche en (m)

-Lb : longueur de la base de bêche en (m)

-e : encombrement de la pompe

W : Section mouillée (en m^2) ;

Ω : Section totale (m);

H : Charge en amont de la section mouillée

Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m^3/s) ;

μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil ;

L : Longueur de la lame déversant (m) ;

G : Accélération de la pesanteur

Liste des figures

Fig. I.1 : Situation géographique du Marsa Ben M'Hidi	04
Fig. I.2 : Extrait de carte géologique de l'Oranie nord occidentale de Pierre Gourdia 1976, Marsa Ben M'Hidi	06
Fig. I.3 : Histogramme de pluviométrie annuelle	08
Fig II.1 : Etat des regards	20
Fig II.2 : Réseau d'assainissement existant de Marsa Ben M'Hidi.....	21
Fig III.1: Schéma d'un réseau unitaire	32
Fig.III .2 : Schéma d'un réseau séparatif	32
Fig.III. 3 : Schéma d'un réseau pseudo-séparatif	33
Fig.III.4 : Schéma directeur d'assainissement de Marsa Ben M'Hidi.....	38
Fig.III.5 : Réseau de la zone A.....	31
Fig.III.6 : Réseau de la zone B	47
Fig.III.7 : Réseau de la zone C.....	50
Fig .III.8 : Découpage du bassin versant A.....	58
Fig .III.9 : Découpage du bassin versant B	61
Fig .III.10 : Découpage du bassin versant C	63
Fig. III.11 : Schéma des tronçons (A1-A5).....	68
Fig. III.12: Les profils en long.	78
Fig.III.13 : Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite.....	84
Fig. IV.1. Courbes débit- hauteur, rendement et puissance	89
Fig IV.2. Courbes caractéristiques des pompes	91
Fig IV.3. Pompe en parallèle	92
Fig IV.4 : Courbes caractéristiques et point de fonctionnement.....	96
Fig. IV.5 : Schéma de la pompe caprari	97

Fig. IV.6 : Dimensionnement de la bache	99
Fig IV.7 : Courbes caractéristiques de la pompe	101
Fig.8 : Schéma de de la pompe	103
Fig. IV.9 : Dimensionnement de la bache	104
Fig IV.10 : Courbes caractéristiques de la pompe	105
Fig IV.11 : Schéma de de la pompe	107
Fig. IV.12 : Dimensionnement de la bache	108
Fig.13 : Déversoir latéral double	112
Fig.14 : Déversoir avec ouverture de radier	112
Fig.15 : Principe du déversement siphonide	114
Fig.16 : Déversoir classique à seuil latéral	114

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Température annuelle moyenne	07
Tableau I.2 : Précipitation annuelle moyenne.....	08
Tableau I.3 : Moyenne de la vitesse du vent	09
Tableau I.4. Évolution de la population	11
Tableau I.5. Les équipements publics existants à Marsa Ben M' Hidi	12
Tableau I.6. Le bilan ressources/besoins en eau potable de Marsa Ben M'Hidi	13
Tableau I.7. Les besoins en assainissement	14
Tableau II.1 : Etat des regards	20
Tableau II.2 : Etat actuel du réseau.....	22
Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	34
Tableau III.2 : Représentation de la consommation et les rejets pour la zone A	40
Tableau III.3 : Représentation de la consommation et les rejets pour la zone B	40
Tableau III.4 : Représentation de la consommation et les rejets pour la zone C	40
Tableau III.5 : Estimation de la population	41
Tableau III.6 : Estimation de la population	42
Tableau III.7: Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (A).....	45
Tableau III.8: Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (B).....	48
Tableau III.9: Calcul des débits et répartition sur les tronçons de la zone (C).....	51
Tableau III.10 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	55
Tableau III.11: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	55
Tableau III.12 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	55
Tableau III.13 : Evaluation du débit pluvial pour la zone A	59
Tableau III.14 : Evaluation du débit pluvial pour la zone B	60

Tableau III.15 : Evaluation du débit pluvial pour la zone C	62
Tableau III.16 : Résultats du calcul de dimensionnement du réseau A.....	73
Tableau III.17 : Résultats du calcul de dimensionnement du réseau B.....	75
Tableau III.18 : Résultats du calcul de dimensionnement du réseau C.....	76
Tableau III.19 : Calcul des volumes du terrassement pour réseau A.....	81
Tableau III.20 : Calcul des volumes du terrassement pour réseau B.....	82
Tableau III.21 : Calcul des volumes du terrassement pour réseau C.....	83
Tableau IV.1 : Résultat de détermination de HMT de la pompe	95
Tableau IV.2 : Les résultats du dimensionnement de la bache	99
Tableau IV.3 : Résultat de détermination de HMT de la pompe.....	100
Tableau IV.4 : Les résultats du dimensionnement de la bache	103
Tableau IV.5 : Résultat de détermination de HMT de la pompe	105
Tableau IV.6 : Les résultats du dimensionnement de la bache	108

Bibliographie

- [1] PDEU (la commune Marsa Ben M'Hidi), Volume 3, 2008.
- [2] CALVADOS, 2005, Prescriptions techniques relatives à la construction des réseaux d'assainissement, PDF, page (21-46),(www.caenlamer.fr),consulté le (10/09/2012).
- [3] MEZATI Belkaceme, 2007, « Assainissement de la ville d'Oum El Djellil wilaya de MEDEA », P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah.
- [4] Chibane farhat, 2011, « Etude du réseau d'assainissement de la localité de TAGMA commune de Ain Fezza », P.E.F de Master en hydraulique urbaine, Département hydraulique- Université de Tlemcen.
- [5] GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986, « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Edition Eyrolles, Paris.
- [6] BELHOCINE AHCENE, «Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Chercell (W.TIPAZA), P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah ,2002.
- [7] François G Brière, 2000, Distribution et collecte des eaux, Edition Presses internationales Polytechnique Canada.
- [8] MARC. S, BECHIR. S., 1999 « Guide technique de l'assainissement », édition le Moniteur, France
- [9] DUPONT A, 2005"Hydraulique urbaine tome I: Captages – Réseaux d'adduction – Réservoirs -Réseaux de distribution – Equipements -Pompes – Petites centrales hydrauliques, Edition Eyrolles.
- [10] FRANCOIS, V., 1994 « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Edition Moniteur, Paris.
- [11] REGIS, B., 1984 «les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris
- [12] VAZQUEZ J, 2006, Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, PDF, page (13-17), (www.les stations de relevage.com), consulté le (12/09/2012).

Bibliographie

- [1] PDEU (la commune Marsa Ben M'Hidi), Volume 3, 2008.
- [2] CALVADOS, 2005, Prescriptions techniques relatives à la construction des réseaux d'assainissement, PDF, page (21-46),(www.caenlamer.fr),consulté le (10/09/2012).
- [3] MEZATI Belkaceme, 2007, « Assainissement de la ville d'Oum El Djellil wilaya de MEDEA », P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah.
- [4] Chibane farhat, 2011, « Etude du réseau d'assainissement de la localité de TAGMA commune de Ain Fezza », P.E.F de Master en hydraulique urbaine, Département hydraulique- Université de Tlemcen.
- [5] GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986, « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Edition Eyrolles, Paris.
- [6] BELHOCINE AHCENE, «Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Chercell (W.TIPAZA), P.E.F d'Ingénieur en hydraulique urbaine, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdallah ,2002.
- [7] François G Brière, 2000, Distribution et collecte des eaux, Edition Presses internationales Polytechnique Canada.
- [8] MARC. S, BECHIR. S., 1999 « Guide technique de l'assainissement », édition le Moniteur, France
- [9] DUPONT A, 2005"Hydraulique urbaine tome I: Captages – Réseaux d'adduction – Réservoirs -Réseaux de distribution – Equipements -Pompes – Petites centrales hydrauliques, Edition Eyrolles.
- [10] FRANCOIS, V., 1994 « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Edition Moniteur, Paris.
- [11] REGIS, B., 1984 «les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris
- [12] VAZQUEZ J, 2006, Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, PDF, page (13-17), (www.les stations de relevage.com), consulté le (12/09/2012).

Summary:

The town of Marsa Ben M'Hidi is completely deprived of network of cleansing for water rain. There is on the other hand a network of waste water in some districts. The rain water in various places is often poured in the network of waste water by creating serious problems.

Our study has the aim of raising the anomalies which poses the agglomeration of Marsa Ben M'Hidi as regards cleansing in order to provide, rehabilitation and extension alteration work of the existing network.

In order to achieve the goals traced as a preliminary, with three carried out crucial steps. First concerned, the establishment of the diagnosis of the existing network; The second, it, consisted of the expertise on the same network while including, this time, the zones of extension and the zones recently urbanized also and finally, directly achievable on the ground.

In the second in layout and dimensioning of the general outline of cleansing including the zones of extension and the zones recently urbanized, was committed and finally considering the topographic configuration of the zone of study of the collecting stations were proposed and dimensioned.

Key words:

Cleaning, waste water, station collecting, pump, outfall of storm.

Résumé :

La ville de Marsa Ben M'Hidi est complètement dépourvue de réseau d'assainissement pour eaux pluviaux. Il existe par contre un réseau des eaux usées dans quelques quartiers. Malheureusement, les eaux pluviales en différents endroits sont souvent déversées dans le réseau des eaux usées en créant de graves problèmes.

Notre étude a pour objet de relever les anomalies que pose l'agglomération de Marsa Ben M'Hidi en matière d'assainissement afin de prévoir des travaux d'aménagement, de réhabilitation et d'extension du réseau existant.

Afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable, à trois étapes essentielles et ou tête menées. La première a concerné, l'établissement du diagnostic du réseau existant ; La deuxième, elle, a consisté en l'expertise du même réseau en incluant, cette fois-ci, les zones d'extension et les zones récemment urbanisées aussi et enfin, directement exécutable sur le terrain.

Dans la deuxième en tracé et en dimensionnement du schéma général d'assainissement incluant les zones d'extension et les zones récemment urbanisé, a été engagé et enfin vu la configuration topographique de la zone d'étude des stations de relevage ont été proposées et dimensionnées.

Mots clés :

Assainissement, eau usée, station de relevage, pompe, déversoir d'orage.

Résumé :

La ville de Marsa Ben M'Hidi est complètement dépourvue de réseau d'assainissement pour eaux pluviaux. Il existe par contre un réseau des eaux usées dans quelques quartiers. Malheureusement, les eaux pluviales en différents endroits sont souvent déversées dans le réseau des eaux usées en créant de graves problèmes.

Notre étude a pour objet de relever les anomalies que pose l'agglomération de Marsa Ben M'Hidi en matière d'assainissement afin de prévoir des travaux d'aménagement, de réhabilitation et d'extension du réseau existant.

Afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable, à trois étapes essentielles et ou tête menées. La première a concerné, l'établissement du diagnostic du réseau existant ; La deuxième, elle, a consisté en l'expertise du même réseau en incluant, cette fois-ci, les zones d'extension et les zones récemment urbanisées aussi et enfin, directement exécutable sur le terrain.

Dans la deuxième en tracé et en dimensionnement du schéma général d'assainissement incluant les zones d'extension et les zones récemment urbanisé, a été engagé et enfin vu la configuration topographique de la zone d'étude des stations de relevage ont été proposées et dimensionnées.

Mots clés :

Assainissement, eau usée, station de relevage, pompe, déversoir d'orage.

ملخص:

مدينة مرسى بن مهدي تخلو تماما من الصرف الصحي لتصريف مياه الأمطار. لكن هناك شبكة مياه الصرف الصحي في بعض المناطق. للأسف، يتم تصريف مياه الأمطار مع المياه المستعملة، مما يؤدي إلى خلق مشاكل خطيرة. دراستنا تهدف إلى تحديد الحالات الشاذة التي توجد في بلدة مرسى بن مهدي لتوفير المرافق الصحية وتطوير العمل، وإعادة التأهيل وتوسيع الشبكة القائمة.

لتحقيق الأهداف المحددة مسبقاً، ثلاث خطوات أساسية. أولاً تشخيص الشبكة القائمة، وثانياً اختبار نفس الشبكة و وصل المناطق المأهولة نسبياً، وأخيراً التنفيذ مباشرة على المنطقة.

في المرحلة الثانية قمنا بتصميم المخطط العام لشبكة الصرف الصحي. وأخيراً تم اقتراح محطات رفع مياه الصرف الصحي وتصميمها بعد النظر لتضاريسها.

كلمات البحث:

الصرف الصحي، المياه المستعملة، محطة رفع مياه الصرف الصحي، مضخة، قناة لتصريف فائض المياه

Summary:

The town of Marsa Ben M'Hidi is completely deprived of network of cleansing for water rain. There is on the other hand a network of waste water in some districts. The rain water in various places is often poured in the network of waste water by creating serious problems.

Our study has the aim of raising the anomalies which poses the agglomeration of Marsa Ben M'Hidi as regards cleansing in order to provide, rehabilitation and extension alteration work of the existing network.

In order to achieve the goals traced as a preliminary, with three carried out crucial steps. First concerned, the establishment of the diagnosis of the existing network; The second, it, consisted of the expertise on the same network while including, this time, the zones of extension and the zones recently urbanized also and finally, directly achievable on the ground.

In the second in layout and dimensioning of the general outline of cleansing including the zones of extension and the zones recently urbanized, was committed and finally considering the topographic configuration of the zone of study of the collecting stations were proposed and dimensioned.

Key words:

Cleaning, waste water, station collecting, pump, outfall of storm.

Abstract:

The city of Marsa Ben M'Hidi is completely devoid of sewerage for storm water. There exists against a wastewater network in some areas. Unfortunately, stormwater at different locations are often discharged into the sewage system, creating serious problems.

Our study aims to identify anomalies that pose the town of Marsa Ben M'Hidi sanitation to provide development work, rehabilitation and extension of the existing network.

To achieve the objectives set in advance, three essential steps and head or conducted. The first concerned the diagnosis of the existing network; Second, it has consisted of the same network of expertise including, this time, the areas of extension and recently urbanized areas also and finally, directly executable on the field.

In the second in layout and dimensioning of the general pattern of areas including sanitation expansion and recently urbanized areas was initiated and finally saw the topographic configuration of the study area pumping stations have been proposed and sized .

Keywords :

Sanitation, waste water lifts station, pump, and storm overflow.