



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r BENREDOUANE Nassim

M^r BENZAID Yasser

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE:

Conception et dimensionnement d'un réseau d'Alimentation en Eau Potable et d'un réseau d'Assainissement des Eaux Usées de la région d'Ali MESBAH Commune d'ElHarrouch (W.SKIKDA)

Soutenu le 28 /06 /2015 Devant le jury composé de : à 13h

- Président : **M^r BRAKNI. A**
- Promoteur (s): **M^r HAMCHAOU.S**
- M^r BENZERRA.A**
- Examineur (s): **M^r MERAH. F**

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont beaucoup aidé durant tout mon cursus.*
- *A mes frères et mes soeurs.*
- *A toute la famille BENREDOUANE.*
- *A tous mes proches.*
- *A tous mes amis.*
- *A mon collègue de travail BENZAID et sa famille.*

B .Nassim .

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont beaucoup aidé durant tout mon cursus.*
- *A mes frères et mes sœurs.*
- *A toute la famille BENZAID.*
- *A tous mes proches.*
- *A tous mes amis.*
- *A mon collègue de travail BENREDOUANE et sa famille.*

B.Yasser .

REMERCIEMENTS

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

Nous témoignons notre profonde gratitude à notre promoteur monsieur HAMCHAOUI ainsi qu'un très grand remerciement à notre Co-promoteur monsieur BENZERRA pour leur soutien, leur disponibilité et leurs conseils tout au long de la réalisation de ce projet.

Nous remercions tous les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nos remerciements les plus sincères à l'ensemble des enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.

Yasser/Nassim

Liste des Tableaux et figures

Liste des Figures	Pages
Partie I: Alimentation en Eau Potable	
<i>Figure I.1 Présentation de la zone concernée sur la carte de la wilaya de SKIKDA</i>	02
<i>Figure I.2 Diagramme en bâton de la température moyenne annuelle de la zone d'étude</i>	04
<i>Figure I.3 Présentation graphique du pluviomètre annuelle</i>	04
<i>Figure I.4 Présentation graphique de la population à l'horizon</i>	06
<i>Figure II.1 Consommation maximum horaire</i>	17
<i>Figure II.2 Courbe intégrale</i>	17
<i>Figure III.1 Equipements de réservoir</i>	23
<i>Figure V.1 Différent type des turbo-pompe</i>	30
<i>Figure V.2 Constitution d'une pompe centrifuge</i>	31
<i>Figure V.3 Courbes caractéristique d'une pompe</i>	31
<i>Figure V.4 Courbe de point de fonctionnement</i>	35
<i>Figure VI.1 Schéma de réseau maillé</i>	37
<i>Figure VI.2 Schéma de réseau ramifié</i>	38
<i>Figure VI.3 Schéma de réseau mixte</i>	38
<i>Figure VI.4 Etat des arcs après la simulation</i>	48
<i>Figure VI.5 Etat des nœuds après la simulation</i>	49
Partie II : Assainissement des Eaux Usées	
<i>Figure I.1 Schéma d'un système unitaire</i>	52
<i>Figure I.2 Schéma d'un système séparatif</i>	52
<i>Figure I.3 Schéma d'un système pseudo-séparatif</i>	53
<i>Figure III.1 Schéma d'un bassin de décantation</i>	69

Liste Des Tableaux	Pages
Partie I : Alimentation en Eau potable	
<i>Tableau I.1 Evaluation de la population</i>	05
<i>Tableau I.2 Les équipements existants et projetés</i>	06
<i>Tableau II.1 Consommation domestique</i>	10
<i>Tableau II.2 Consommation sanitaires</i>	10
<i>Tableau II.3 Consommation scolaire</i>	10
<i>Tableau II.4 Consommation commerciaux et publique</i>	11
<i>Tableau II.5 Consommation socioculturels et sportifs</i>	11
<i>Tableau II.6 Consommation moyenne journalière majoré</i>	12
<i>Tableau II.7 Consommation maximale journalière et minimale journalière</i>	13
<i>Tableau II.8 Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants</i>	14
<i>Tableau II.9 Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants</i>	14
<i>Tableau II.10 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants</i>	15
<i>Tableau II.11 Détermination le débit maximum horaire</i>	16
<i>Tableau III.1 Détermination de la capacité du réservoir</i>	19
<i>Tableau IV.1 Calcul de la Hmt (point de piquage-réservoir)</i>	28
<i>Tableau IV.2 Calcul les frais d'exploitation (point de piquage-réservoir)</i>	29
<i>Tableau IV.3 Calcul les frais d'amortissement (point de piquage-réservoir)</i>	29
<i>Tableau IV.4 Calcul du bilan (point de piquage-réservoir)</i>	29
<i>Tableau VI.1 Détermination de débit spécifique</i>	41
<i>Tableau VI.2 Débit de tronçon avec les diamètres d'avantage</i>	42
<i>Tableau VI.3 Résultat des arcs après la simulation</i>	45
<i>Tableau VI.4 Résultat des nœuds après la simulation</i>	46
<i>Tableau VI.5 Les résultats obtenus dans la partie distribution</i>	50
Partie II : Assainissement des Eaux Usées	
<i>Tableau II.1 débit moyen actuel et débit de point de chaque sous bassin</i>	60
<i>Tableau II.2 Débit moyen futur et débit de point de chaque sous bassin</i>	60
<i>Tableau II.3 Débit unitaire de chaque sous bassin</i>	61
<i>Tableau II.4 Le nombre de réservoir de chasse des sous bassin</i>	66
<i>Tableau III.1 Evaluation de la vitesse de chute</i>	70
<i>Tableau III.2 Dimensionnement des bassins de décantation</i>	71

Liste des Annexe et Planches

Liste des annexes

Annexe N°01 Caractéristique de la pompe

Annexe N°02 Mode de Calcul des Pentes

Annexe N°03 Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin A et B

Annexe N°04 Vérification des trois conditions l'auto curage pour le sous bassin A et B

Liste des planches

Planche N°01 Profil en long d'Adduction

Planche N°02 Schéma du réseau des eaux usées

Planche N°03 Profil en long du réseau d'assainissement d'eau usée

Sommaire

Sommaire	Pages
Introduction générale	01
Parti I : Alimentation en eau potable	
Chapitre I : Présentation de site	02
Introduction	02
I.1/Situation géographique	02
I.2/Situation topographique	02
I.3/Situation géotechnique	03
I.3.1/Géologie	03
I.3.2/Les séismes	03
I.4/Situation climatique	03
I.4.1/La température	03
I.4.2/Pluviométrie	04
I.5/Evolution de la population	05
I.5.1/La Situation démographique	05
I.5.2/Evaluation de la population	05
I.6/Mode d'occupation de sol	06
I.6.1/Les équipements existants et projetés	06
I.7/Ressources en eau	06
Conclusion	07
Chapitre II : Estimation des besoins	08
Introduction	08
II.1/Estimation des besoins	08
II.1.1/Choix de la norme unitaire de la consommation	08
II.1.2/La dotation	08
II.2/Catégories des besoins	08
II.3/Consommation moyenne journalière	09
II.4/Calcul la consommation moyenne journalière pour chaque groupe de consommation	10
II.4.1/Besoins domestiques	10
II.4.2/Besoins des équipements actuellement	10
II.5/Majoration de la consommation moyenne journalière	11
II.6/Etude des variations de la consommation	12
II.6.1/Variation de la consommation journalière	12

II.6.2/Variation de la consommation horaire	13
II.7/Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	15
Conclusion	17
Chapitre III : Réservoir	18
Introduction	18
III.1/Classification des réservoirs	18
III.2/Rôle des réservoirs	18
III.3/Emplacement du réservoir	18
III.4/Détermination de la capacité	18
III.5/Dimensionnement du réservoir	20
III.6/Equipements des réservoirs	20
Conclusion	22
Chapitre IV : Adduction	23
Introduction	23
IV.1/Choix du tracé	24
IV.2/Choix du type de tuyaux	24
IV.3/Etude technico-économique	24
IV.4/Calcul du diamètre économique de l'adduction	28
IV.4.1/Calcul de la HMT	28
IV.4.2/Les frais d'exploitation	28
IV.4.3/Les frais d'amortissement	29
IV.4.4/Le bilan	29
Conclusion	29
Chapitre V : Les pompes	30
Introduction	30
V.1/Classification des pompes	30
V.2/Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	31
V.3/Puissance absorbée	32
V.4/Hauteur manométrique totale (HMT)	32
V.5/Point de fonctionnement	32
V.6/Recherche du point de fonctionnement	33
V.6.1/Première variante : réduction ou augmentation du temps de pompage	33
V.6.2/Deuxième variante : variation de vitesse de rotation	33

V.6.3/Troisième variante : le vannage	33
V.6.4/Quatrième variante : Rognage de la roue	34
V.7/Choix de pompe	34
V.7.1/Caractéristique du tronçon	34
V.7.2/Caractéristique de la pompe	34
V.8/Réalisation de point de fonctionnement	35
Conclusion	36
Chapitre VI : Distribution	37
Introduction	37
VI.1/Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable	37
VI.1.1/Les réseaux maillés	37
VI.1.2/Réseau ramifié	37
VI.1.3/Réseau mixte	38
VI.2/Choix du type de matériaux	38
VI.3/Equipement du réseau de distribution	39
VI.3.1/Appareils et accessoires du réseau	39
VI.3.2/Pièces spéciales de raccord	40
VI.4/Conception du réseau de distribution	40
VI.5/Principe de tracé d'un réseau ramifié	40
VI.6/Calcul hydraulique de réseau ramifié	40
VI.7/Modélisation et simulation du réseau	43
VI.8/Simulation du réseau	44
Conclusion	50
Parti II : assainissement	
Chapitre I : Généralités sur les réseaux d'assainissement	51
Introduction	51
I.1/Origine et nature des eaux usées	51
I.1.1/Les eaux usées d'origine domestique	51
I.1.2/Eaux usées d'origine industrielle	51
I.2/Définition des différents systèmes	51
I.2.1/Système unitaire	51
I.2.2/Système séparatif	52
I.2.3/Système pseudo-séparatif	53

I.3/Choix de type de réseaux	53
I.4/Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement	53
I.4.1/Les ouvrages principaux	53
I.4.1.1/Types de canalisations	53
I.4.1.2/Les joints	55
I.4.2/Les ouvrages annexes	55
I.5/Rôle des regards	56
I.6/Espacement et emplacement des regards	56
Conclusion	56
Chapitre II : Evaluation des débits des eaux usées	57
Introduction	57
II.1/Tracé en plan du réseau	57
II.2/Critères de tracé	57
II.3/Profil en long	57
II.4/Schémas de réseau	57
II.5/Exemple de calcul des pentes	57
II.6/Débit d'eau usée	58
II.7/Dimensionnement du réseau	60
II.8/Vérification des conditions d'auto curage de réseau	63
II.9/Les étapes des vérifications des conditions d'auto curage	64
II.10/Calcul de nombre de réservoir de chasse	66
II.10.1/Calcul de capacité de réservoir de chasse	67
II.10.2/Calcul du volume d'eau annuel nécessaire	67
Conclusion	67
Chapitre III : Dimensionnement des bassins de décantation	68
Introduction	68
III.1/Définition	68
III.2/Type de matières à décanter	68
III.3/Principe de la décantation	68
III.4/Géométrie de décanteur	68
III.5/Dimensionnement du bassin de décantation	69
Conclusion	71
Conclusion générale	72

Introduction générale

Introduction générale

De nos jours, l'accroissement de la population des agglomérations et le développement des activités humaines s'accompagnent d'une consommation d'eau de plus en plus importante.

Par conséquent, un besoin pressant est de rejeter les eaux usées, de toutes natures, loin des centres d'habitations, vers des exutoires naturels.

Notre terrain d'étude, présente une insuffisance en eau potable et une absence totale du réseau d'assainissement. Dans ce contexte, la commune d'El Harrouch à engagé une étude afin de réaliser un réseau d'Alimentation en Eau Potable et un réseau d'assainissement séparatif des eaux usées.

C'est dans ce contexte que nous allons réaliser ce travail.

Notre travail est composé de deux parties.

- La conception et le dimensionnement du réseau d'AEP.
- La conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement.

Afin de réaliser ce travail, notre démarche est structurée, en deux parties, comme suite :

La première partie sera consacrée à la conception et dimensionnement du réseau d'AEP.

Le premier chapitre sera consacré à la présentation du site d'étude.

Le deuxième chapitre sera consacré à l'estimation des besoins en eau actuels et à long terme.

Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement du réservoir.

Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement de la conduite d'adduction.

Dans Le cinquième chapitre, nous allons définir la pompe adéquate qui permet le refoulement de l'eau du point de piquage vers le réservoir.

Le sixième chapitre sera consacré à la conception et au dimensionnement de réseau de distribution ramifié.

La deuxième partie sera consacrée à la conception et dimensionnement du réseau d'assainissement séparatif d'eau usée.

Le premier chapitre traitera quelques généralités sur les réseaux d'assainissement.

Le deuxième chapitre sera consacré à évaluation complète des débits d'eaux usées et dimensionnement de réseau d'assainissement séparatif.

Le troisième et dernier chapitre sera consacré au dimensionnement du bassin de décantation, dans le but de réduire la pollution des eaux usées rejetées et de préserver au mieux le milieu naturel.

PARTIE I :

Alimentation en Eau

Potable

Chapitre I :

Présentation

de site

Introduction

Avant tout projet d'alimentation d'eau potable et d'assainissement, une étude du site est nécessaire. Son objectif est de connaître toutes les caractéristiques du site d'étude et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Nous citerons ; la géologie, la topographique, la ressource en eau....etc.

I.1/Situation géographique

La région d'Ali MESBAH est située à proximité du chef-lieu d'El Harrouch à environ 30 km de la wilaya de Skikda, Elle est délimitée :

- Au Nord par la route nationale N° 03 ;
- Au Sud par la commune de Saïd BOUSBAA ;
- A l'Est par la commune de Salah BOUCHOURE ;
- A l'Ouest par la région Ali MESBAH 2 et Oued ENSA



Figure I.1 Présentation de la zone concernée sur la carte de la wilaya de SKIKDA

I.2/Situation topographique

La région d'Ali MESBAH présente un relief accidenté avec une pente moyenne **2,70 %** dont les altitudes varient de **189,8 m** à **214,7 m**.

I.3/Situation géotechnique

Le but de l'étude géotechnique est d'accentuer toutes les informations géologiques de la région et les caractéristiques géotechniques du sol on s'est basé sur la documentation suivante :

- La carte géologique de la wilaya de Skikda (région d'Ali MESBAH) ;
- Les études géotechniques sur les projets réalisés ;

I.3.1/Géologie [1]

D'après la carte géologique de la wilaya de Skikda, la région d'Ali MESBAH est généralement située sur des terres formées par des couches éocènes hautes constituées par des roches fin et argile sableux.

Les zones qui se trouvent près de l'Oued ENSA sont constituée de sable fin et sable grossier avec des sédimentaires galets, saleté et argile.

I.3.2/Les séismes [1]

La région d'Ali MESBAH est située dans une zone de moyen tremblement (Zone II) d'après les règles parasismiques algérienne (R.A.88).

I.4/ Situation climatique [1]

La commune d'El Harrouch (Ali MESBAH) jouit d'un climat méditerranéen avec alternance d'une saison sèche et chaude (Mai -septembre) et d'une saison froide (Octobre-Avril), la température moyenne est de **10 C°** en janvier et de **26 C°** en aout.

I.4.1/La température

La température moyenne à El Harrouch est de **17,4 °C** .Le mois d'Aout le plus chaud de l'année et le mois de Janvier est le plus froid de l'année, [1] Les résultats sont résumés dans la figure suivante :

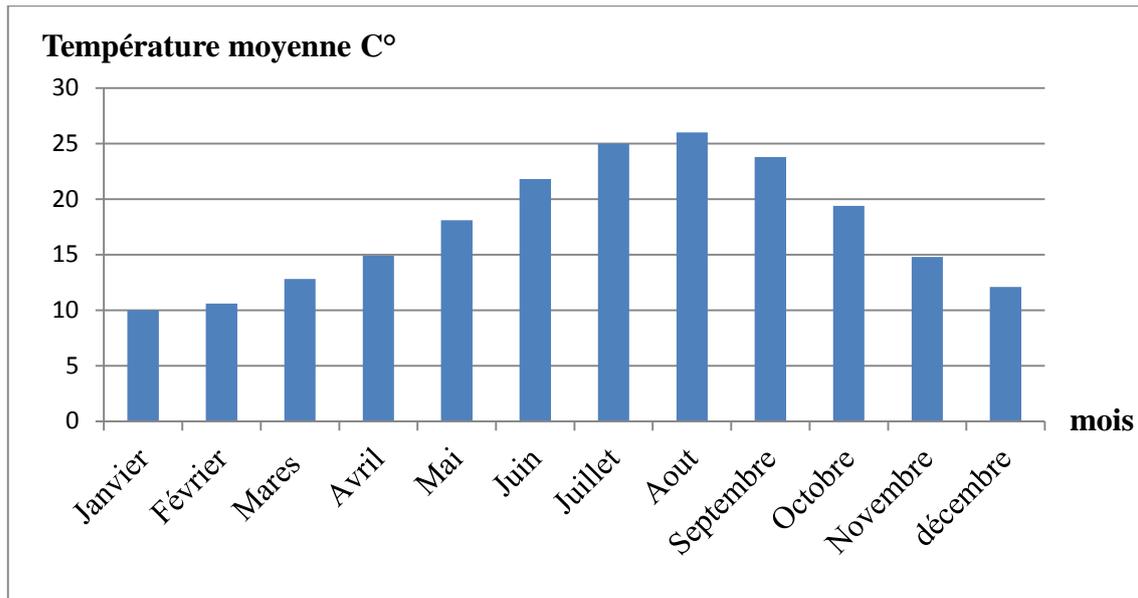


Figure I.2 Diagramme en bâton de la température moyenne annuelle de la zone d'étude

I.4.2/Pluviomètre [1]

Le mois le plus sec est celui de juillet avec seulement **5 mm**. Avec une moyenne de **126 mm**, c'est le mois de janvier qui enregistre le plus haut taux de précipitations.

La figure suivante résume les résultats collectés ;

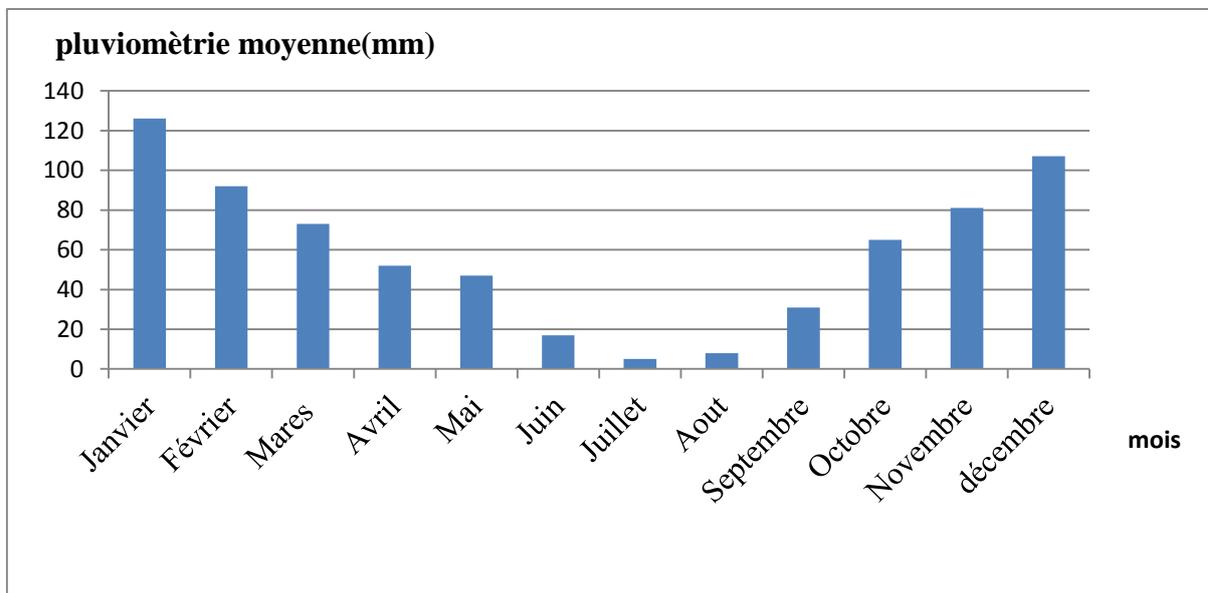


Figure I.3 Présentation graphique du pluviomètre annuelle

I.5/Evolution de la population

I.5.1/La situation démographique [1]

Les données démographiques d'après le dernier recensement de l'année 2008 ont donné une population de 1425 habitants avec un taux d'accroissement de 3,00 % Selon les renseignements recueillis auprès du service technique de l'APC d'El Harrouch.

I.5.2/Evaluation de la population

L'estimation de la population pour un horizon de 25 ans est faite à partir de la formule de la progression géométrique suivant en tenant compte par mesure de sécurité d'un taux d'accroissement :

$$P = p_0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots (I.1)$$

Avec :

P : population future prise à l'horizon de l'étude 2040 ;

P₀ : population de l'année de référence 2015 ;

τ : taux d'accroissement annuel variable selon le démographie de la population ;

n : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré ;

Dans notre cas : **P₀**=1557 hab

$$\tau = 3,00\%$$

$$n = 2040-2015=25\text{ans}$$

L'évaluation de la population de la région d'Ali MESBAH à différents horizon est donnée comme suit :

Horizon	2008	2015	2025	2040
population	1266	1557	2093	3261

Tableau I.1 Evaluation de la population

- ✓ La présentation graphique de la population à différent horizon.

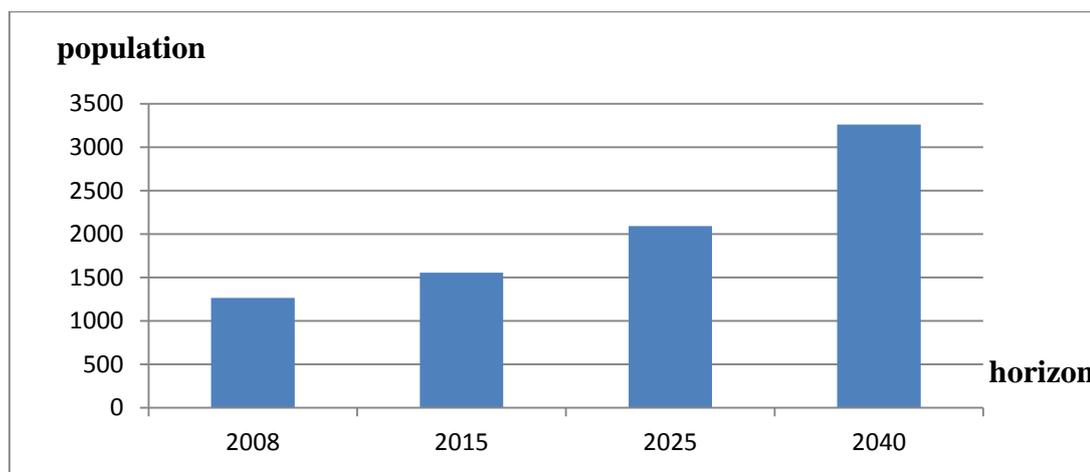


Figure I.4 Présentation graphique de la population à l’horizon

I.6/Mode d’occupation de sol

D’après les données fournies par l’APC, la région d’Ali MESBAH est répartie en quelques secteurs scolaires, sportifs, sanitaires, des logements semi collective et individuelle.

I.6.1/Les équipements existants et projetés [1]

Equipements	Nombre d’équipements existants	Nombre d’équipements projetés
Ecole primaire	01	/
Ecole moyenne	/	01
Salle de sport	01	/
Salle de soin AMG	01	/
Mosquée	/	01
Douche publique	01	/
Station de lavage	01	/

Tableau I.2 Les équipements existants et projetés

I.7/Ressource en eau

Actuellement la population de la région d’Ali MESBAH vit un véritable calvaire en matière d’AEP notamment durant la saison estivale.

La région d’Ali MESBAH dispose uniquement d’un captage de source d’eau.

Selon les directives de la D.H.W, les analyses sur la qualité d’eau du forage ont être faite. Elles ont démontré que la qualité de l’eau n’est pas de bonne qualité.

Cette agglomération va être alimentée à partir d'un piquage sur la conduite de transfert prévenant du barrage de zardaza.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons donné un aperçu sur la zone d'étude. Après analyse, nous avons constaté que la région d'Ali MESBAH souffre d'un manque d'eau. Pour cela, elle sera alimentée à partir du barrage de zardaza.

Chapitre II :

Estimation des

besoins

Introduction

L'estimation des besoins en eau aux différents horizons nécessite des normes de consommations unitaires. Celles-ci sont établies sur la base de certains critères (socio-économiques, sanitaires...). Elles doivent également permettre l'estimation des besoins en eau des populations afin de leur assurer une vie saine et hygiénique.

II.1/Estimation des besoins**II.1.1/Choix de la norme unitaire de la consommation**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- ✓ Le niveau de vie de la population
- ✓ Le nombre d'habitants
- ✓ Le développement urbain de la ville
- ✓ Les Ressources existantes

II.1.2/La dotation

La norme de consommation est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie et suivant la norme d'hygiène.

De ce fait nous adopterons pour notre région une dotation de **150l/j/h** reste valable à l'horizon **2040**.

II.2/Catégories des besoins

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

II.2.1/Besoins domestiques

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

II.2.2/Besoins publics

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

II.2.3/Besoins industriels et agricoles

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

II.2.4/Besoins scolaires

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, les centres de formation...etc.

II.2.5/Besoins sanitaires

On entend par besoins sanitaires, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

II.2.6/Besoins d'incendie

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.2.7/Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la région de Ali MESBAH il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories des besoins telle que :

- ✓ Besoin domestique ;
- ✓ Besoin sanitaire ;
- ✓ Besoin scolaire ;
- ✓ Besoin commerciaux et publique ;
- ✓ Besoin socioculturel et sportif ;

II.3/Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i * N_i) / 1000 \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- Q_i : dotation journalière en $l/j/hab$;
- N_i : nombre de consommateurs ;

II.4/Calcul la consommation moyenne journalière pour chaque groupe de consommation

II.4.1/Besoin domestique

Les besoins domestiques sont donnés le tableau suivant :

Horizon	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/habitant)	Consommation (m^3/j)
2008	1266	150	189,9
2015	1557	150	233,55
2040	3261	150	489,15

Tableau II.1 Consommation domestique

II.4.2/Besoin des équipements actuellement

II.4.2.1/Besoins sanitaires

Le tableau suivant déterminer les besoins en eau sanitaires ;

La nature de l'établissement	Surface (m^2)	Dotation (l/u/j)	Consommation moyenne journalier (m^3/j)
Salle de soins AMG	200	05	1

Tableau II.2 Consommation sanitaires

II.4.2.2/Besoins scolaires

Le tableau ci-dessous résume les résultats.

La Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation moyenne journalier (m^3/j)
Ecole primaire	350	10	3,50
Ecole moyenne	400	20	8

Tableau II.3 Consommation scolaire

II.4.2.3/Besoin commerciaux et publique

La nature de commerce	Nombre d'unité	Dotation L/j/unité	Consommation moyenne journalier (m ³ /j)
Douche publique	20(cabinés)	2000	24
Station de lavage	60	180	10,8

Tableau II.4 Consommation commerciaux et publique

II.4.2.4/Besoins socioculturels et sportifs

Désignation	Superficie m ²	Dotation l/j/m ²	Consommation moyenne journalier (m ³ /j)
Mosquée	400	10	4
Salle de sport	160	5	0,8

Tableau II.5 Consommation socioculturels et sportifs

Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins on obtient une demande en eau d'équipements publics de **52,1m³/j** pour l'année 2015.

Et pour estimer les besoins d'équipements à l'horizon 2040, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport, on estime les besoins à l'horizon d'équipement pour l'horizon voulu.

$$Q_{\text{equip}2040} = (Q_{\text{dom}2040} * Q_{\text{equip}2015} / Q_{\text{dom}2015}) = 489,15 * 52,1 / 233,55 = 109,12 \text{m}^3/\text{j}$$

II.5/Majoration de la consommation moyenne journalière

Cette majoration est la conséquence d'un certain nombre des facteurs: fuites dans les conduites, vieillissement des conduites, nature des terrains, qualité d'entretien.

La majoration est estimée à 20% de la somme des débits: Domestique, équipements.

$$Q_{\text{moyj}} = k_f * (Q_{\text{dom}} + Q_{\text{equip}}) \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

- **Q_{moyj}** :débit moyen débit moyen journalier (m³/j) ;
- **K_f** : coefficient de fuite ;
- **Q_{dom}** : débit domestique (m³/j) ;
- **Q_{equip}** : débit d'équipement (m³/s) ;

Donc on obtient les résultats suivants pour différent horizons :

horizon	Q _{dom} (m ³ /j)	Q _{equip} (m ³ /j)	k _f	Q _{moyj} (m ³ /j)
2015	233,55	52,1	1,2	342,78
2040	489,15	109,12	1,2	717,924

Tableau II.6 Consommation moyenne journalière majoré

II.6/ Etude des variations de la consommation

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante. Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considéré.

II.6.1/ Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, Il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même une journée où la consommation d'eau est minimale.

➤ *Consommation maximale journalière*

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{max,j}. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II.3)$$

- Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j);
- K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum K_{max,j}= (1,1-1,3) ;
- On prend: K_{max,j} =1, 3 ;
- Q_{moy,j}: Consommation moyenne journalière (m³/j) ;

➤ *Consommation minimale journalière*

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté K_{min,j}. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II.4)$$

- Q_{min,j} : Consommation minimale journalière (m³/j);

- $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min,j} = (0,7-0,9)$;

On prend: $K_{min,j} = 0,8$

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j) ;

Le calcul se fait dans le tableau suivant ;

horizon	Consommation moyenne (m^3/j)	Coefficient d'irrégularité (k_{min})	Consommation minimum (m^3/j)	Coefficient d'irrégularité (k_{max})	Consommation maximum (m^3/j)
2015	342,78	0,8	274,224	1.3	445,614
2040	717,924	0,8	574,3392	1.3	933,301

Tableau II.7 Consommations maximale et minimale journalière

II.6.2/Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{max,h}K_{min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

➤ **Consommation maximale horaire**

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. il varie de 1,2 à 1,4 ;
- Un coefficient β_{max} étroitement lié à l'accroissement de la population ;

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots \dots \dots (II.5)$$

Populatio n	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	3000 00
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Tableau II.8 Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,3$ et $\beta_{max} = 1,55$

Alors : $K_{max,h} = 1,3 * 1,55 \Rightarrow K_{max,h} = 2,015$

➤ **Consommation minimale horaire**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6 ;
- Un coefficient β_{min} étroitement lié à l'accroissement de la population ;

On peut donc écrire :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots\dots\dots (II.6)$$

$$Q_{min,h} = k_{min,h} * Q_{moy,h}$$

Populatio n	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	3000 00
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Tableau II.9 Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant

Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,5$ et $\beta_{min} = 0,15$

Alors : $K_{min,h} = 0,5 * 0,15 \Rightarrow K_{min,h} = 0,075$

II.7/Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Heures (H)	Nombre d'habitants				
	Mois 10000	10000à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
00 – 01	01	1,5	03	3,35	0,75
01 – 02	01	1,5	3,2	3,25	0,75
02 – 03	01	1,5	2,5	3,3	01
03 – 04	01	1,5	2,6	3,2	01
04 – 05	02	2,5	3,5	3,25	03
05 – 06	03	3,5	4,1	3,4	5,5
06 – 07	05	4,5	4,5	3,85	5,5
07 – 08	6.5	5,5	4,9	4,45	5,5
08 – 09	6.5	6,25	4,9	5,2	3,5
09 – 10	5.5	6,25	4,6	5,05	3,5
10 – 11	4.5	6,25	4,8	4,85	06
11 – 12	5.5	6,25	4,7	4,6	8,5
12 – 13	07	05	4,4	4,6	8,5
13 – 14	07	05	4,1	4,55	06
14 – 15	5.5	5,5	4,2	4,75	05
15 – 16	4.5	06	4,4	4,7	05
16 – 17	05	06	4,3	4,65	3,5
17 – 18	6.5	5,5	4,1	4,35	3,5
18 – 19	6.5	05	4,5	4,4	06
19 – 20	5.0	4,5	4,5	4,3	06
20 – 21	4.5	04	4,5	4,3	06
21 – 22	03	03	4,8	3,75	03
22 – 23	02	02	4,6	3,75	02
23 – 24	01	1,5	3,3	3,7	01

Tableau II.10 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas, on choisit la répartition variant l'agglomération de type rurale (puisque le nombre d'habitants à l'année **2040** sera **3261 hab.**) Les résultats de calcul sont

Obtenus dans le tableau suivant :

Horaire	Consommation totale $Q_{maxj}=933.301m^3/j$		Consommation cumulée (courbe intégrée)	
	%	$Q_{maxh}(m^3/h)$	%(cum)	Q(cum)
00 – 01	0,75	6,9998	0,75	6,9998
01 – 02	0,75	6,9998	1,5	13,9995
02 – 03	1	9,3330	2,5	23,3325
03 – 04	1	9,3330	3,5	32,6655
04 – 05	3	27,9990	6,5	60,6646
05 – 06	5,5	51,3316	12	111,9961
06 – 07	5,5	51,3316	17,5	163,3277
07 – 08	5,5	51,3316	23	214,6592
08 – 09	3,5	32,6655	26,5	247,3248
09 – 10	3,5	32,6655	30	279,9903
10 – 11	6	55,9981	36	335,9884
11 – 12	8,5	79,3306	44,5	415,3189
12 – 13	8,5	79,3306	53	494,6495
13 – 14	6	55,9981	59	550,6476
14 – 15	5	46,6651	64	597,3126
15 – 16	5	46,6651	69	643,9777
16 – 17	3,5	32,6655	72,5	676,6432
17 – 18	3,5	32,6655	76	709,3088
18 – 19	6	55,9981	82	765,3068
19 – 20	6	55,9981	88	821,3049
20 – 21	6	55,9981	94	877,3029
21 – 22	3	27,9990	97	905,3020
22 – 23	2	18,6660	99	923,9680
23 – 24	1	9,3330	100	933,3010
Totale	100	933.301		

Tableau II.11 Détermination le débit maximum horaire

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la région d'Ali MESBAHest de **79,3306m³/h**. Ilsurvient entre **11h -12h et 12h-13h**de la journée.

A partir de ce tableau on trace :

Les graphiques de consommation, La courbe intégrale ;

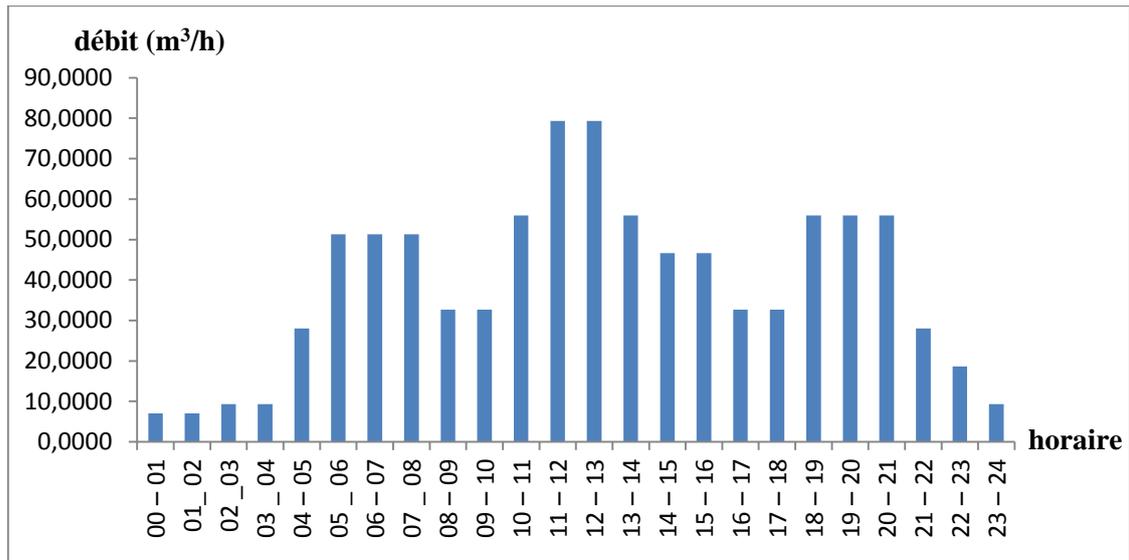


Figure II.1 Consommation maximum horaire

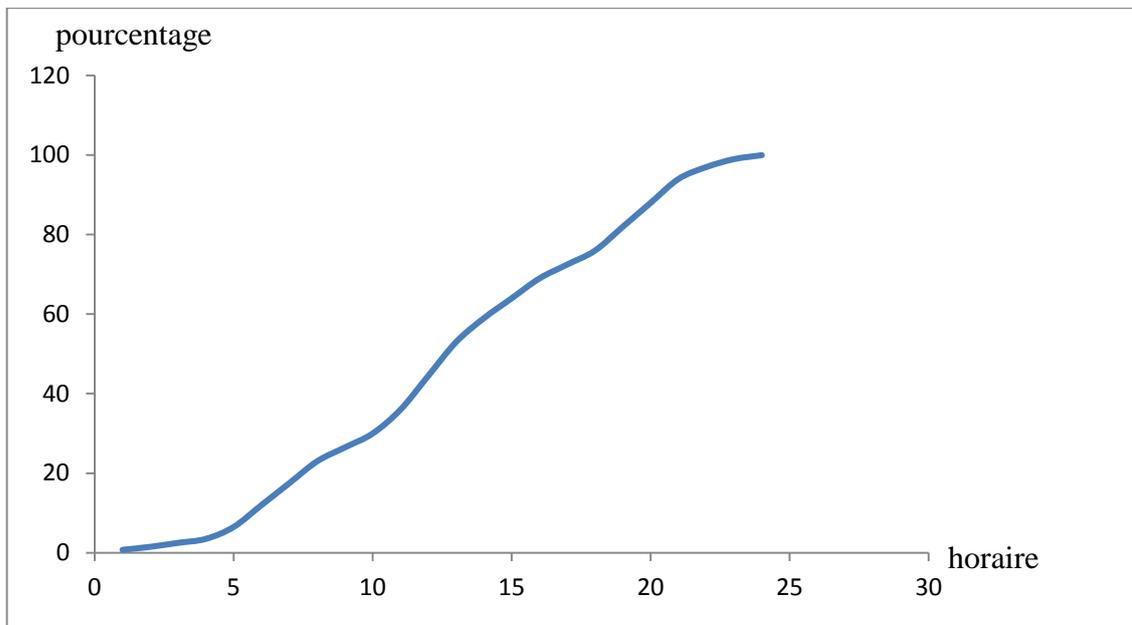


Figure II.2 Courbe intégrale

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins de la région en touchant à toutes les catégories de consommation. Les résultats importants obtenues qui permettent le dimensionnement des ouvrages de transport et de stockage d'eau sont : le débit maximum journalier qui est égale **933,301 m³/j** ;le débit de pointe de **79,3306m³/h**.

Chapitre III:

Réservoir

Introduction

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

III.1/Classification des réservoirs [2]

On peut classer les réservoirs selon deux facteurs principales

Selon la nature des matériaux, on distingue :

- ✓ Les réservoirs métalliques ;
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Les réservoirs en béton armé ;

Selon la situation des lieux ils peuvent être :

- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi-enterrés ;
- ✓ Surélevés ;

III.2/Rôle des réservoirs [3]

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés de plus, il permet de combattre efficacement les incendies en plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- ✓ Régularisation le fonctionnement de la station de pompage ;
- ✓ Simplification l'exploitation ;
- ✓ Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau ;
- ✓ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution ;
- ✓ Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations ;
- ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagé ;
- ✓ Jouer le rôle de relais ;

III.3/Emplacement du réservoir[2]

L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement des données topographiques, et de la nature du terrain.

L'emplacement choisi, doit assurer aux abonnés une pression suffisante aux heures de pointe sans mettre à l'écart le facteur économique.

III.4/Détermination de la capacité

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

Le calcul de la capacité peut se faire par deux méthodes

- ✓ Méthode analytique ;
- ✓ Méthode graphique ;
- ❖ *Détermination de la capacité par la méthode analytique*

$$V_r = \frac{P_{max} \cdot Q_{maxj}}{100} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

- V_r : volume de régularisation du réservoir (m³) ;
- P_{max} : résidu maximum (%) ;
- Q_{maxj} : débit maximum journalier (m³/j) ;

Pour le volume total du réservoir, la réserve d’incendie sera prise en compte, et le volume total est :

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir (m³) ;
- V_{inc} : volume de la réserve d’incendie pris de **120 m³** ;

Heures	Régime de distribution(%)	Régime de fonctionnement de pompe(%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	0,75	5,00	4,25	-	4,25
01_ 02	0,75	5,00	4,25	-	8,50
02 _03	1	5,00	4,00	-	12,50
03 _ 04	1	5,00	4,00	-	16,50
04 – 05	3	5,00	2,00	-	18,50
05 _ 06	5,5	5,00	-	-0,50	18,00
06 – 07	5,5	5,00	-	-0,50	17,50
07 _ 08	5,5	5,00	-	-0,50	17,00
08 – 09	3,5	5,00	1,50	-	18,50
09 – 10	3,5	5,00	1,50	-	20,00
10 – 11	6	5,00	-	-1,00	19,00
11 – 12	8,5	0,00	-	-8,50	10,50
12 – 13	8,5	0,00	-	-8,50	2,00
13 – 14	6	0,00	-	-6,00	-4,00
14 – 15	5	0,00	-	-5,00	-9,00
15 – 16	5	5,00	-	-	-9,00
16 – 17	3,5	5,00	1,50	-	-7,50

Tableau III.1 Détermination de la capacité du réservoir...

17 – 18	3,5	5,00	1,50	-	-6,00
18 – 19	6	5,00	-	-1,00	-7,00
19 – 20	6	5,00	-	-1,00	-8,00
20 – 21	6	5,00	-	-1,00	-9,00
21 – 22	3	5,00	2,00	-	-7,00
22 – 23	2	5,00	3,00	-	-4,00
23 – 24	1	5,00	4,00	-	0,00
Totale	100,00	100,00			

Tableau III.1 Détermination de la capacité du réservoir (suite et fin)

D'après le tableau : $P_{max} \% = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \dots\dots\dots (III.3)$

$P_{max} \% = |20| + |-9| = 29\%$.

➤ *Volume de régulation*

$V_r = \frac{29 \cdot 930,301}{100} = 270,66 m^3$.

➤ *Volume totale de réservoir*

$V_r = 270,66 + 120 = 390,66 m^3$.

Afin de normaliser la capacité du réservoir, on prendra un volume de **400 m³**.

III.5/Dimensionnement du réservoir

Les dimensions de réservoir (hauteur, diamètre), se calcul par la formule suivante ;

$D = (4 \cdot V / \pi \cdot H)^{1/2} \dots\dots\dots (III.4)$

Avec :

- **D** : diamètre du réservoir (m) ;
- **V** : volume de réservoir (m³) ;
- **H** : hauteur de réservoir (m) ;

On prend la hauteur de réservoir égale **5m**

Donc : $D = (4 \cdot 350 / 3,14 \cdot 5)^{1/2} = 10m$.

➤ *Calcul de la hauteur de réserve d'incendie*

- **H_{inc}** : Hauteur de la réserve d'incendie (m) ;
- **V_{inc}** : volume d'incendie (m³) ;
- **S** : surface de fond réservoir (m) ;

Donc : $H_{inc} = 120 / 78,5 = 1,53m$

III.6/Equipements des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ou d'adduction ;
- ✓ D'une conduite de départ ou de distribution ;
- ✓ D'une conduite de vidange ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ D'une conduite by-pass ;
- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;

III.6.1/Conduite d'arrivée ou d'adduction [4]

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (a la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

III.6.2/Conduite de départ ou de distribution [4]

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération, Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15-20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

III.6.3/Conduite de vidange [4]

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein, Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

III.6.4/Conduite du trop-plein [4]

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêté L'extrémité supérieure de cette conduite est muni d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

III.6.5/Conduit by-pass [4]

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction a celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

III.6.6/Système de matérialisation de la réserve d'incendie [4]

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- A) Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable ;
- B) Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie ;

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons adapté un réservoir en forme circulaire de type semi-enterré. Sa capacité est de **400m³**avec une hauteur de **5 m** et un diamètre de **10 m**. Cette capacité sera suffisante pour satisfaire les besoin de la région Ali MESBAH à l'horizon d'étude.

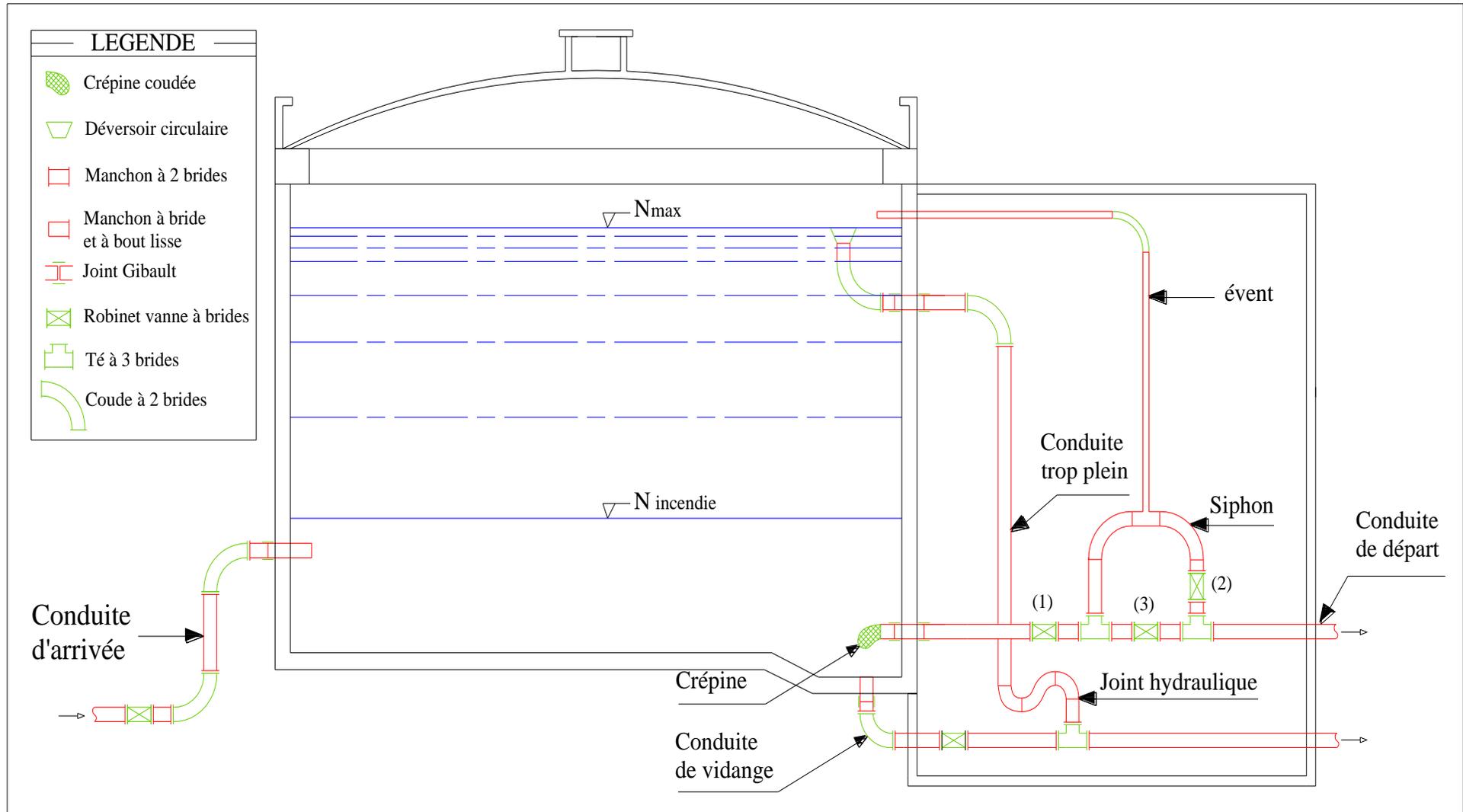


Figure III.1 Equipements du réservoir semi-enterré

Chapitre IV :

Adduction

Introduction

On désigne par le terme < **adduction** > le transport de l'eau d'une source de captage jusqu'au réservoir de stockage situé à proximité de la zone de distribution.

On distingue deux types d'adductions ; gravitaire et par refoulement.

- ✓ Adduction par refoulement : la source se localise à une cote inférieure à celle du réservoir. L'écoulement fait appelle à une source d'énergie, le refoulement s'effectue par l'intermédiaire de pompes.
- ✓ Adduction gravitaire : la source se localise à une côte supérieure à celle du réservoir. L'écoulement de l'eau se fait par l'effet de la pesanteur.

IV.1/Choix du tracé

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des conditions d'ordre techniques et économiques suivantes :

- ✓ Il faut chercher un profil aussi régulier que possible ;
- ✓ Le profil sera étudié de façon que l'air puisse être évacué facilement car le cantonnement d'air engendrent la rupture de la veine liquide ;
- ✓ On cherche le tracé le plus court afin de réduire les frais d'établissement et d'exploitation ;

IV.2/Choix du type de tuyaux

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de fourniture et transport.

Dans notre étude, nous avons choisi des conduites en **PEHD**. Elle présente les avantages suivants :[5]

- ✓ Facile à poser (grande flexibilité);
- ✓ Durée de vie théorique **50 ans à 20°C** ;
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible);
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité;
- ✓ Résiste à l'entartrage et à la corrosion interne et externe;
- ✓ Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre) ;

IV.3/Étude technico-économique [2]

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite de refoulement, le choix de cette dernière repose sur les deux tendances suivante :

- ✓ Les frais d'amortissement des conduites qui croissent avec les diamètres des canalisations ;

- ✓ Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charges ;

Le choix est donc un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les investissements. Ce compromis dépend en principe du prix des fournitures et de celui de l'énergie.

Le diamètre de la conduite doit pouvoir transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.

IV.3.1/Calcul du diamètre économique

Il est donné par les formules suivantes :

Formule de J BONNIN : $D=Q^{0,5}$ (IV.1)

Formule de C BRESS : $D=1,5*Q^{0,5}$ (IV.2)

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite en (m) ;
- **Q** : Débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS.

Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable, Cette dernière sera prise entre **0,5** et **1,5 m/s**.

IV.3.2/Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$V=Q/S$ (IV.3)

Avec :

- **V** : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **Q** : Débit transitant dans la conduite (m³/s) ;
- **S** : La section de la conduite (m²) ;

IV.3.3/Calculs des pertes de charges

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations, elles se présentent sous deux formes :

- ✓ Les pertes de charge singulières ;
- ✓ Les pertes de charge linéaires ;

A /Les pertes de charge linéaires

L'expression de la perte de charge linéaire est la suivante:

$H_L = (\lambda V^2/2g D)*L$ (IV.4)

Avec :

- **H_L** : pertes de charge linéaire(m) ;
- **D** : diamètre de la conduite (m) ;
- **V** : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;
- **L** = Longueur de la conduit (m) ;
- **λ** : Coefficient de perte de charge de **DARCY**, qui dépend de la rugosité relative (**K/D**)et de la nature du régime d'écoulement ;

❖ **Calcul du coefficient de frottement λ:**

Le coefficient est fonction du nombre de Reynolds et se calcul par la formule de COLBROOK-WHIT suivante:

$$1/\sqrt{\lambda} = -2\log [(k/3,71*D) + (2,51/Re*\sqrt{\lambda})]..... (IV.5)$$

➤ **Nombre de Reynolds**

Nombre de Reynolds donné par la formule suivante:

$$Re = (V. D)/ \nu.....(IV.6)$$

Avec :

- **V** : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- **D** : Diamètre intérieur du conduit (m) ;
- **ν** : viscosité cinématique de l'eau en (m²/s) ;

$$\nu = 0,0178 / (1+0,0337.t +0,000221.t^2)..... (IV.7)$$

On prend t = 20°C

$$\nu = 10^{-3} 6 \text{ m}^2/\text{s}$$

➤ **Rugosité absolue**

Pour notre projet nous avant utilise les conduits en PEHD :

$$D \leq 200\text{mm}, k=0.01\text{mm}$$

B/Perte charge singulière

Ce sont les pertes d'énergie provoquées par les équipements de la conduite, tels que les coudes, vannes, clapets, ...etc. Nous estimons les pertes de charge singulière à **10%** des pertes de charge linéaire pour les conduit en **PEHD**.

$$H_s = 0,1 * H_L \text{ (m)}$$

C/Pertes de charge totale

$$H_T = H_s + H_L$$

$$H_T = 1,1 * H_L$$

IV.3.4/Calcul de la HMT

$$HMT = H_g + H_T \dots\dots\dots (IV.8)$$

Avec :

- **HMT** : Hauteur manométrique total (m) ;
- **H_g** = Hauteur géométrique d'élévation (m) ;
- **H_T** = Pertes de charge total ;

IV.3.5/Puissance absorbée par la pompe

$$P = g \cdot Q \cdot HMT / \eta \quad [KW] \dots\dots\dots (IV.9)$$

Avec :

- **η**: rendement de la pompe en pourcentage (%) ;
- **Q** :débit(m³/s) ;
- **g**:gravité= 9,81 m/s²;

IV.3.6/Energie consommée par la pompe

$$E = P \cdot t \cdot 365 \quad [KWh] \dots\dots\dots (IV.10)$$

- **t** : nombres d'heures de pompage (20heures)
- **P** : puissance de pompage en (KW)

IV.3.7/Prix de l'énergie et frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \cdot e \dots\dots\dots (IV.11)$$

- **e** : prix unitaire d'un (KWh) ;

IV.3.8/Frais d'amortissement annuel

$$F_{am} = L \cdot P_u \cdot A \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec :

- **F_{am}** :frais d'amortissement (Da) ;
- **L** : longueur de la conduite(m) ;
- **P_u** : prix unitaire (Da/ml) ;
- **A** : annuité (%) ;

➤ *Calcul de l'annuité*

$$A = i / \{(1 + i)^n - 1\} + i \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec:

- **i**: Taux d'annuité = 8% ;
- **n** : nombre d'années d'amortissement = 25 ans ;

$$A = 0.0937$$

IV.3.9/Bilan économique

Le bilan économique est déterminé par la formule suivante :

$$\text{Bilan} = F_{\text{exp}} - F_{\text{am}} \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

IV.4/Calcul du diamètre économique de l’adduction

➤ *Point de piquage(station de pompage) - réservoir*

❖ *Données*

- Débit = 0,013 m³/s ;
- Longueur = 1885 m ;
- Rugosité = 10⁻⁴ m ;
- Cote de point d’arriver = 297,52 m ;
- Cote de point de départ = 213,46 m ;

La hauteur géométrique

○ $H_g = (297,52 - 213,46) = 84,06 \text{ m}$

BONNIN $D = Q^{0,5} = 0,114 \text{ m}$;

PRESS $D = 1,5Q^{0,5} = 0,171 \text{ m}$;

Les différents diamètres normalisés choisis sont : **125, 160, 200 mm**

IV.4.1/Calcul de la Hmt

Les valeurs de la Hmt pour les trois diamètres sont résumées dans le tableau suivant :

D (mm)	V (m/s)	K/D	Re	λ	Hl (m)	Hs (m)	Ht (m)	Hmt (m)
125	1,586	0,00009785	162040,21	0,012067	28,517	2,852	34,22	118,28
160	0,971	0,00007645	126997,47	0,018260	12,644	1,264	15,173	99,233
200	0,619	0,00969145	101225,61	0,018615	4,185	0,418	4,604	88,664

Tableau IV.1 Calcul de la Hmt (point de piquage –réservoir)

IV4.2/Les frais d’exploitation

Les valeurs des frais d'exploitation pour les trois diamètres sont résumées dans le tableau suivant :

D (mm)	P(Kw)	E(Kwh)	e (Da/Kwh)	Fex (Da)
125	20,3566894	148603,833	4,67	693979,899
160	17,0784606	124672,762	4,67	582221,799
200	15,2594747	111394,166	4,67	520210,754

Tableau IV.2 Calcul les frais d'exploitation (point de piquage –réservoir)

IV.4.3/Les frais d'amortissement

Les valeurs des frais d'amortissement pour les trois diamètres sont résumées dans le tableau suivant :

D (mm)	Pu(Da)	Fam(D)	Pr(Da)	A	Fam(Da)
125	1273,73	1885	2400981,05	0,0937	224971,924
160	2 081,769	1885	3924135,131	0,0937	367691,462
200	3 269,156	1885	6162359,06	0,0937	577413,044

Tableau IV.3 Calcul les frais d'amortissement (point de piquage –réservoir)

IV.4.4/Le bilan

Les valeurs de bilan pour les trois diamètres sont résumées dans le tableau suivant :

D (mm)	Fex(DA)	Fam(Da)	Bilan(Da)
125	693979,899	224971,924	918951,823
160	582221,799	367691,462	949913,261
200	520210,754	577413,044	1097623,8

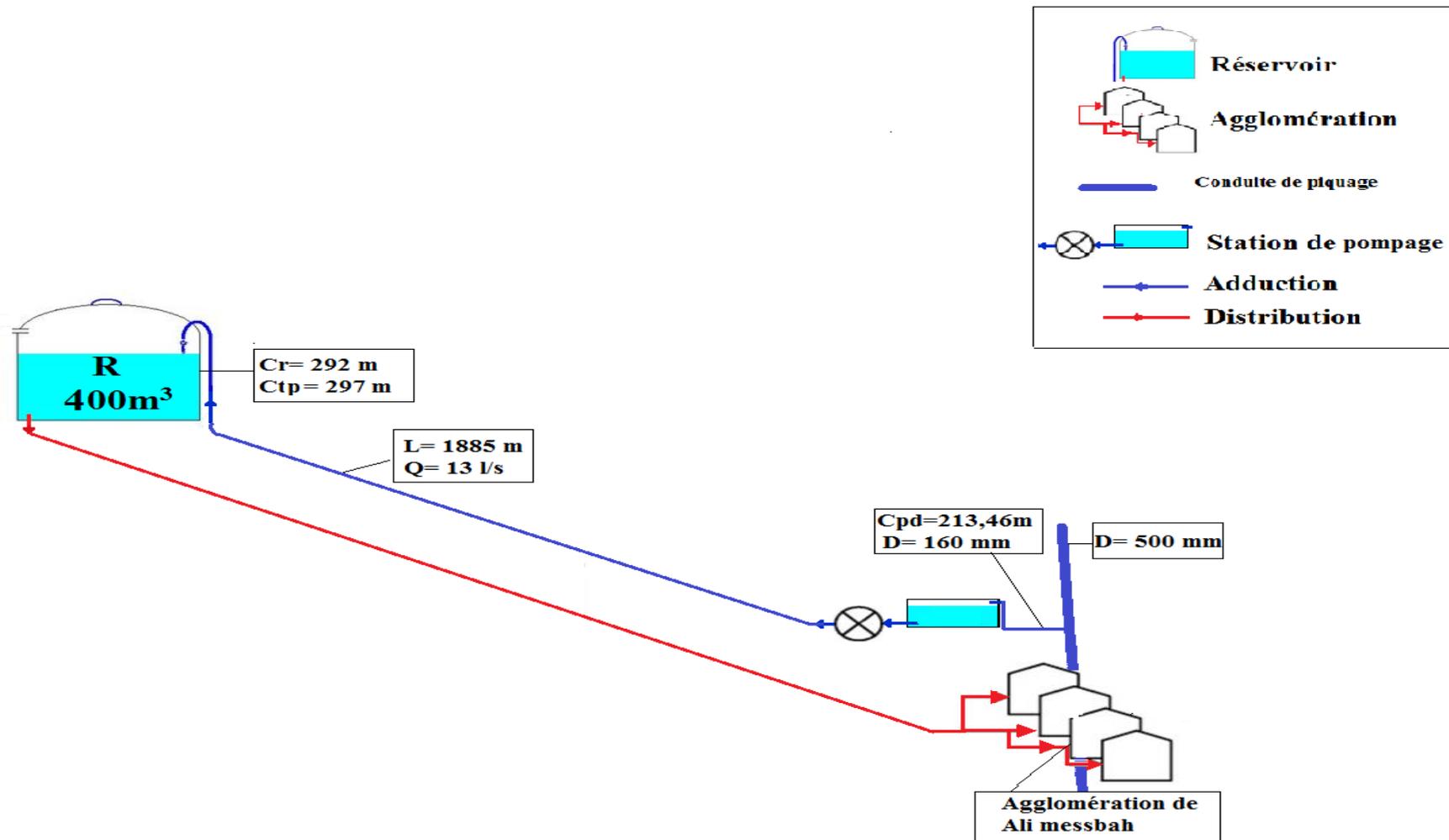
Tableau IV.4 Calcul du bilan (point de piquage –réservoir)

Le diamètre le plus économique est **160 mm(PN16)** avec une vitesse acceptable de **0,971 m/s**

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les différents paramètres hydrauliques de la conduite d'adduction à savoir :le diamètre, la vitesse et les pertes de charges. Ceci, afin de choisir le diamètre le plus économique répondant à toutes les exigences requises.

Le bilan minimum est de **949913,261Da**. Il correspond au diamètre économique **D=160mm** avec une vitesse acceptable de **0,971 m/s**. La longueur de cette conduite est de **1885** ml.



Figure(IV-1): schéma général d'adduction

Chapitre V :

Les pompes

Introduction

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste en à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance, l'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

V.1/Classification des pompes [6]

Suivant les modes de déplacement des liquides à l'intérieur de la pompe ,on classe ces dernières en deux classes principales:

➤ **Les pompes volumétriques**

Le Principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste à déplacer des volumes élémentaires de liquide de l'aspiration (à l'entrée de la pompe) vers le refoulement(à la sortie de la pompe)

➤ **Les turbo-pompes**

Le principe de fonctionnement des turbo-pompes consiste à un déplacement de liquide de l'aspiration vers le refoulement en moyen d'élément actif de la pompe s'appelle la roue.

On distingue trois types des turbopompes :

- Les pompes centrifuges
- Les pompes hélices
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiale)

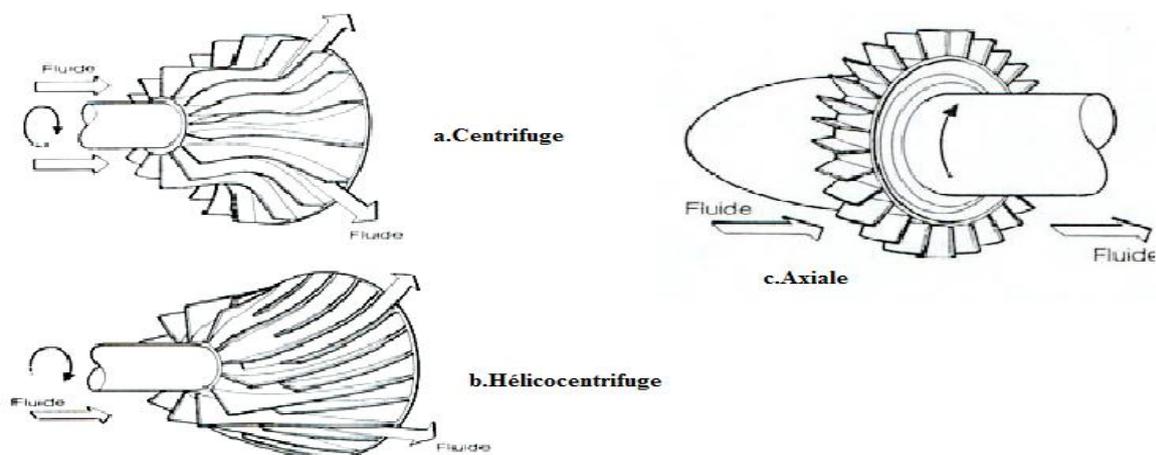


Figure V.1 Différent type des turbo-pompe

Dans notre étude, on s'intéressera aux pompes centrifuges, et cela pour les raisons suivantes :

- ✓ Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;

- ✓ Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable ;
 - ✓ Elles constituent des groupes légers, peu encombrants ;
- 1) l'entrée d'eau
 - 2) sortie d'eau

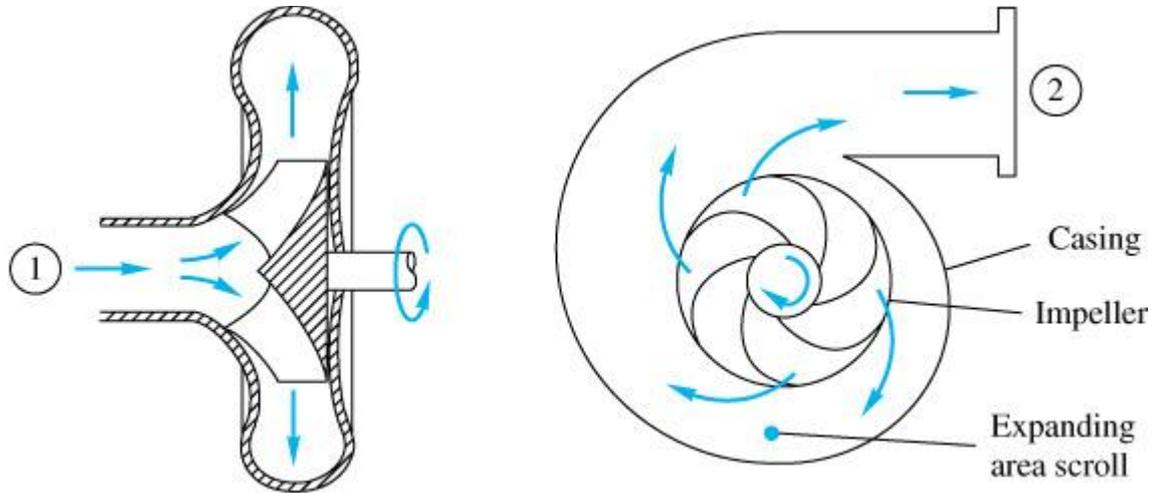


Figure V.2 Constitution d'une pompe centrifuge

V.2/Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les performances d'une pompe sont exprimées par les trois types de courbes suivantes :

- ✓ La courbe hauteur-débit : elle exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit $H = f(Q)$;
- ✓ La courbe des puissances absorbée -débit : elle exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction du débit $P = f(Q)$;
- ✓ La courbe rendements-débit : elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $n = f(Q)$;

Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou encore on l'appelle point à vanne fermée.

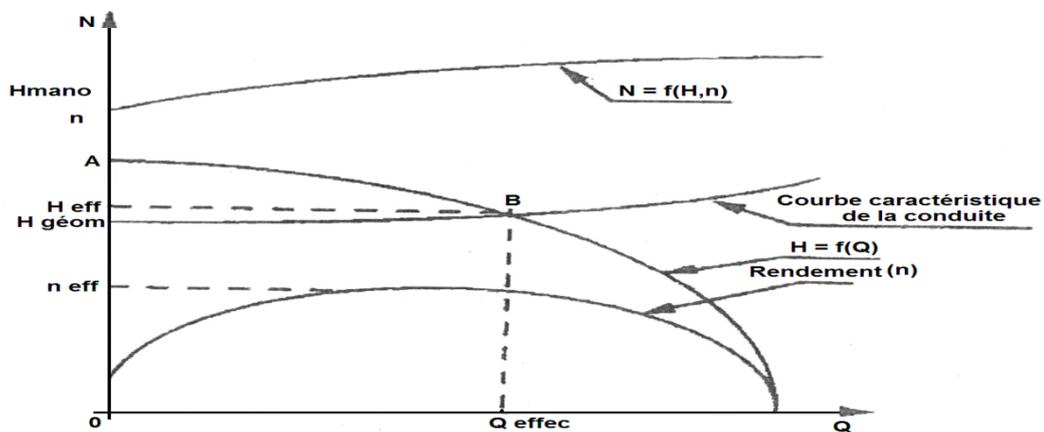


Figure V.3 Courbes caractéristiques d'une pompe.

V.3/Puissance absorbée:

L'expression d'une puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$P = g * Q * H / \eta$$

Avec:

- **P**: Puissance absorbée en Kw;
- **g**: accélération de la pesanteur(m²/s);
- **Q**: Débit à relever en(m³);
- **η**: Rendement de la pompe;
- **H**: Hauteur manométrique totale d'élévation;

V.4/Hauteur manométrique totale(Hmt)

La Hauteur manométrique totale est la somme des termes suivant:

a) La hauteur géométrique de refoulement(Hr)

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point plus haut à atteindre et l'axe horizontale de la pompe, Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de première roue.

b) La hauteur géométrique d'aspiration (Ha)

Elle est toujours négative pour une aspiration en dépression et par contre elle est positive pour une aspiration en charge .

c) Les pertes des charges d'aspiration et de refoulement

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètres.

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \dots \dots \dots (V.1)$$

V.5/Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ et celle de la conduite de refoulement $H_c=f(Q)$ tel que :

$$H_c = H_g + RQ^2 \text{ (m)} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec:

H_g : hauteur géométrique (m) ;

RQ² : valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;

Q : Débit (m³/j) ;

R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;

$$R = (8 * \lambda * L) / (g * \pi * D^5) \dots \dots \dots (V.3)$$

V.6/Recherche du point de fonctionnement

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas à désirer, des changements s'avèrent obligatoires et cela suivant les variantes ci-après :

V.6.1/Première variante : réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de tel façon à ce que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même pour cela on utilise la formule qui suit :

$$T \cdot Q = \text{Constant} \quad (m^3) \dots\dots\dots (V.4)$$

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T_2 T_1 = T_1 \cdot Q_1 / Q_2$$

$$T_1 = T_2 \cdot Q_2 / Q_1$$

la puissance absorbée par la pompe sera:

$$P_1 = g \cdot H_2 \cdot Q_2 / \eta$$

V.6.2/Deuxième Variante : variation de la vitesse de rotation

Si on a une possibilité de faire varier la vitesse de rotation qui répond aux conditions de travail désirées, c'est à dire, on cherche une vitesse de rotation pour que la courbe $H = F(Q)$ passe par le point désiré P1 (Q1, H1).

$$Q_1 / Q_2 = N_1 / N_2 \dots\dots\dots (V.5)$$

$$N_1 = N_2 \cdot Q_2 / Q_1 \quad (\text{tr/min})$$

La puissance absorbée sera:

$$P = g \cdot H_1 \cdot Q_1 / \eta \quad (\text{kw})$$

V.6.3/Troisième variante : le vannage

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q2.

$$H_3 = H_1 + h \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

h : perte de charge engendrée par vannage : elle représente la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale passant par ce même point avec la caractéristique de la pompe.

la puissance absorbée par la pompe sera:

$$P = g \cdot H_3 \cdot Q_1 / \eta$$

V.6.4/Quateriame variante :Rognage de la roue de la pompe

La méthode consiste à changer le diamètre de la roue, afin de ramener le point de fonctionnement obtenu au voulu, cette changement sera la lois suivant:

$$Q_1/Q_2=H_1/H_2=(D_1/D_2)^2 \dots\dots\dots (V.7)$$

la puissance abserbée par la pompe sera:

$$P = g H_2 Q_2 / \eta$$

V.7/Choix de pompe

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- ✓ Le débit à refouler ;
- ✓ La hauteur d'élévation de l'eau ;
- ✓ Le rendement de la pompe ;
- ✓ Le coût ;
- ✓ Le type de la pompe ;
- *Tronçon (point de piquage-réservoir)*

V.7.1/Caractéristique du tronçon

- Le débit véhiculé : $Q=13l/s$;
- La hauteur géométrique : $hg =84,06m$;
- La hauteur manométrique totale : $Hmt =99,233m$;
- Diamètre extérieur de conduite $D=160mm$;

V.7.2/Caractéristique de la pompe

D'après le logiciel « caprari pump tutor » nous avons opté pour une pompe centrifuge à axe horizontal de type **(PM 100 /7c)** dont les références sont présentées dans l'annexe **(N°01)**

- **N=1450 tr/min**
- **NPSHr=1,9m** ;
- **$\eta=74,1\%$** ;
- le point de fonctionnement : **$Q_2=14,4l/s$, $Hmt_2=103m$** ;
- le point désiré : **$Q_1=13l/s$, $Hmt_1=99,233m$** ;

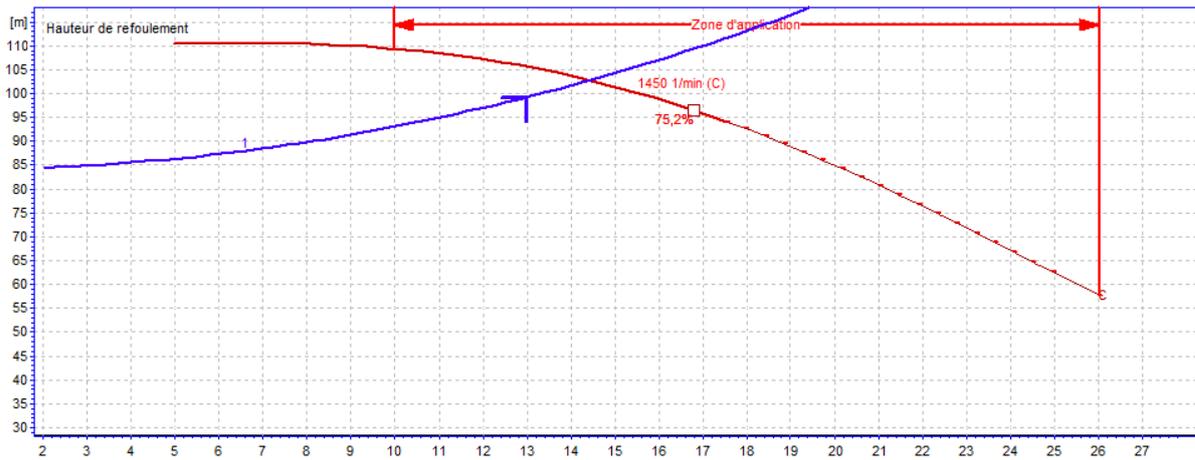


Figure V.4 Courbe de point de fonctionnement

Remarque

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, voir la courbe

V.8/Réalisation de point de fonctionnement

V.8.1/Réduction du temps de pompage

$T_1 = T_2 * Q_2 / Q_1$

$T_1 = 20 * 14,4 / 13 = 18,05h$

$P = g H_2 Q_2 / \eta = (9,81 * 0,144 * 103) / 0,741 = 19,63 \text{ kwh}$

V.8.2/Variation de vitesse de rotation

Le point homologue est l'intersection de caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ avec la courbe iso rendement :

L'équation de la courbe isorendement est donnée par la $H_2 = aQ_2^2$

H et Q sont les coordonnées du point de fonctionnement désiré alors

$a = (99,223 / 13^2) = 0,58712$

Donc $H_2 = 0,58712 * Q_2^2$ (l'équation de la courbe isorendement).

L'équation de la caractéristique de la pompe est donnée par $H = H(Q=0) + bQ_2^2$

Le point de fonctionnement de la pompe appartient à la caractéristique, donc il vérifie l'équation précédente donc : $H = 111 + bQ_2^2$ avec $b = (103 - 111) / (14,4)^2 = -0,03858$

D'où

$H = 111 - 0,03858 * Q_2^2$

D'où les coordonnées du point homologue : $P_3(Q,H) = (13,319l/s, 104,156m)$

$N_2 = N_1 * (Q_1 / Q_2) = (1450) * (13 / 13,319) = 1415 \text{ tr/min}$

La puissance sera $P = g H_1 Q_1 / \eta$

$P = (9,81 * 13 * 99,223) / 0,741 = 17,07 \text{ Kwh}$

V.8.3/Le vannage

La perte de charge créée par l'étranglement de la vanne de refoulement est

$$H_3 = H_1 + h$$

$$h = H_3 - H_1 = 106 - 103 = 3\text{m}$$

La puissance absorbée $P = g H_3 Q_1 / \eta$

$$P = (9,81 * 0,013 * 106) / 0,741 = 18,24 \text{ Kwh}$$

Du point de vue économique nous avons opté pour la 2^{ème} variante qui est la réduction de la vitesse de rotation.

Conclusion

Les pompes sont d'une importance capitale dans les projets de refoulement. Elles sont un maillon indissociable avec l'adduction et qui nécessite beaucoup d'attention et un choix précis. Dans notre cas, nous avons opté pour une pompe centrifuge à axe horizontal de type (PM 100/7C).

Chapitre VI :

Distribution

Introduction

À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans une canalisation sur laquelle des branchements seront piqués en vue de l'alimentation en eau des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

VI.1/Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable

Les différents types des réseaux d'alimentation en eau potable des villes sont les suivants :

- ✓ Réseaux maillé ;
- ✓ Réseaux ramifié ;
- ✓ Réseaux combiné (mixte) ;

VI.1.1/Les réseaux maillés

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. Ils sont utilisés en générale dans les zones urbaines.

Les avantages des réseaux maillés. Il permet une alimentation en route ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.

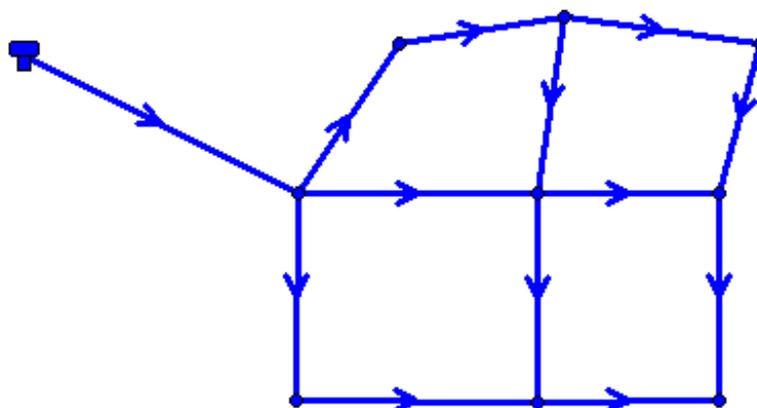


Figure VI.1 Schéma de réseau maillé

VI.1.2/Réseaux ramifié

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches). Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour.

Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture ou un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval, les réseaux ramifiés utilisés dans les petites agglomérations rurales.

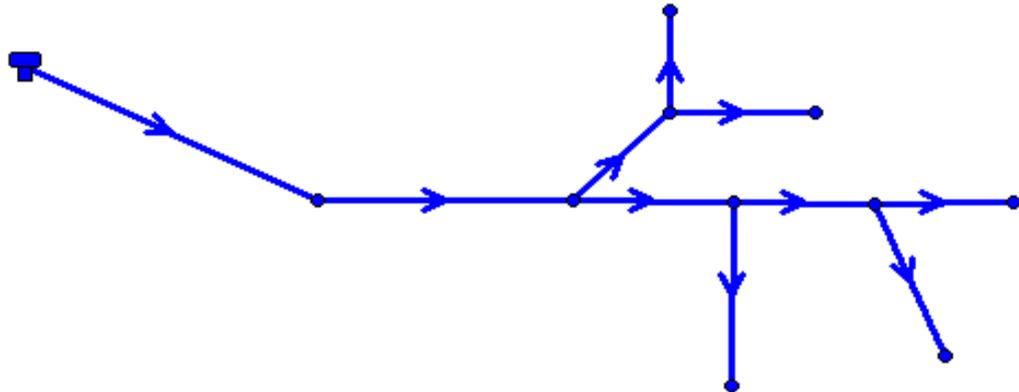


Figure VI.2 Schéma de réseau ramifié

VI.1.3/Réseaux mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier constitue une partie ramifié et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

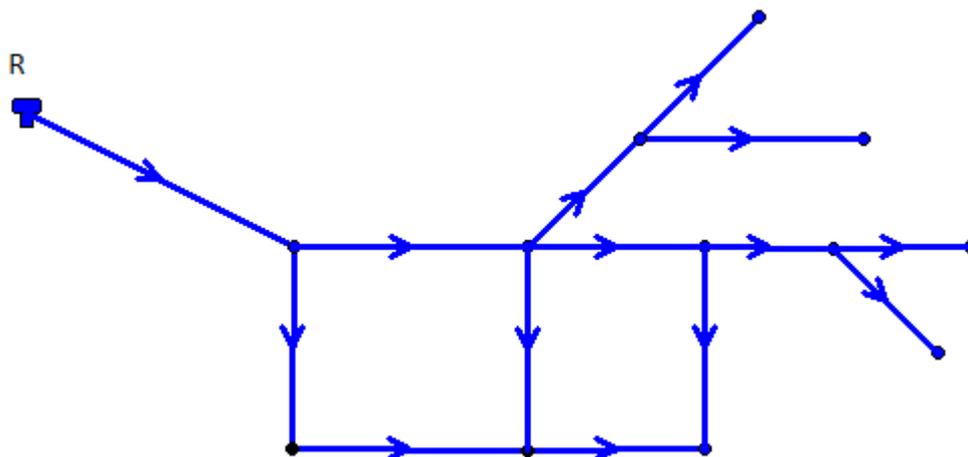


Figure VI.3 Schéma de réseau mixte

VI.2/Choix du type de matériaux

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).[2] parmi les matériaux utilisés, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PEHD.

On a choisi pour notre réseau des conduites en **PEHD** à cause des avantages déjà cités dans le chapitre d'adduction :

VI.3/Équipement du réseau de distribution [4]

VI.3.1/Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après :

VI.3.1.1/Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de :

- ✓ Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires ;
- ✓ Conduites secondaires assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements ;

VI.3.1.2/Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau.

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VI.3.1.3/Bouches ou poteaux d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum **17 (l/s)** avec une pression de **10 m (1 bar)**.

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de **200 à 300 m** et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

VI.3.1.4/Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

VI.3.1.5/Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour fonction spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

VI.3.1.6/Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

VI.3.1.7/Robinets de vidange (décharge)

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VI.3.2/Pièces spéciales de raccord

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet

VI.3.2.1/Les Tés

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

VI.3.2.2/Les coudes

Utilisés en cas de changement de direction.

VI.3.2.3/Les cônes de réduction

Ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres.

VI.3.2.4/Les bouts d'extrémités

Pour la mise en place d'appareils hydrauliques

VI.4/Conception du réseau de distribution

Il y'a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau. On peut noter que les plus importantes sont l'emplacement des principaux consommateurs et le relief de la région.

On a choisi pour notre agglomération le réseau ramifié parce qu'on trouve qu'il est convenable dans notre région.

VI.5/Principe de tracé d'un réseau ramifié

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter à savoir:

- ✓ Choisir le lien de consommation principale ;
- ✓ Déterminer le sens principal de masse ou de la quantité totale d'eau ;
- ✓ Tracer les conduites maîtresses parallèles entre elles. Ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau ;
- ✓ Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires ;

VI.6/Calcul hydraulique du réseau ramifié

La détermination des débits dans un réseau ramifié s'effectue de la manière suivante :

- ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- ✓ On détermine le débit spécifique ;
- ✓ On calcule les débits en route ;

VI.6.1/Détermination du débit spécifique

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des Tronçons du réseau. On suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau :

$$Q_{sp} = Q_{pointe} / \Sigma L_i \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec ;

- Q_{pointe} : débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s) ;
- Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m) ;
- ΣL_i : Somme des longueurs des tronçons (m) ;

Heure de pointe (11-12h)	$Q_{pointe}(l/s)$	22,0363
Longueur	ΣL_i (m)	5218,4
Débit spécifique	$Q_{sp}(l/s/m)$	0,00422

Tableau VI.1 Détermination de débit spécifique

VI.6.2/Calcul des débits en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

- Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s) ;
- Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m) ;
- L_i : longueur du tronçon (m) ;

VI.6.3/Débit de tronçon

C'est le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de reprendre à la demande de ses propres branchements (service en route) et d'en assurer celui demandé par les conduites qu'ils lui dépendent (débit d'aval).

$$Q_{tr} = P + 0,55 Q_r \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec ;

- Q_{tr} : débit de tronçon (l/s) ;
- P : débit aval de tronçon (l/s) ;

VI.6.4/Calcul des diamètres d'avantage

Connaissant le débit de chaque tronçon on peut calculer son diamètre. On fixe un diamètre pour une vitesse de 1m/s.

$$Q_{tr}=V*S \quad \text{donc ; } D = (4*Q_{tr}/\pi*V)^{0,5} \dots\dots\dots (VI.4)$$

VI.6.5/Détermination des débits de tronçons et diamètres avantageux (cas de point)

Tronçon	Li (m)	Q _{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	P (l/s)	Q _{tr} (l/s)	D _{int} (mm)	D _{ext} (mm)
R_01	1801	/	/	22,0363	22,0363	141	160
01_02	228	0,0042	0,9628	5,7937	6,7565	96,8	110
02_03	264		1,1148	0,0000	0,6132	34	40
02_04	182		0,7686	3,9103	4,3330	79,2	90
04_05	56		0,2365	0,6883	0,8184	34	40
05_06	57		0,2407	0,0000	0,1324	16	20
05_07	106		0,4476	0,0000	0,2462	21	25
04_08	75		0,3167	2,6688	2,8430	63,8	75
08_09	190		0,8023	0,0000	0,4413	27,2	32
08_10	58		0,2449	1,6216	1,7563	53,6	63
10_11	134		0,5659	0,0000	0,3112	21	25
10_12	86		0,3632	0,6925	0,8923	34	40
12_13	164		0,6925	0,0000	0,3809	21	25
01_14	135		0,5701	14,7097	15,2798	141	160
14_15	100		0,4223	5,5023	5,7346	96,8	110
15_16	42		0,1774	0,8699	0,9674	42,6	50
16_17	142		0,5996	0,0000	0,3298	21	25
16_18	64		0,2703	0,0000	0,1486	16	20
15_19	86		0,3632	1,9425	2,1422	53,6	63
19_20	96		0,4054	0,0000	0,2230	21	25
19_21	46		0,1942	1,3429	1,4497	53,6	63
21_23	92		0,3885	0,0000	0,2137	21	25
21_22	97		0,4096	0,5447	0,7700	34	40
22_24	74		0,3125	0,0000	0,1719	16	20
22_25	55		0,2323	0,0000	0,1277	16	20
15_26	142		0,5996	1,5498	1,8796	53,6	63
26_27	104		0,4392	0,0000	0,2415	21	25
26_28	94		0,3969	0,7137	0,9320	34	40
28_29	89		0,3758	0,3378	0,5445	27,2	32
29_30	80	0,3378	0,0000	0,1858	16	20	
14_31	159	0,6714	8,1137	8,4830	110,2	125	

Tableau VI.2 Débit de tronçon avec les diamètres avantageux...

31_32	80	0,0042	0,3378	2,7026	2,8884	63,8	75	
32_33	88		0,3716	0,0000	0,2044	21	25	
32_34	62		0,2618	2,0692	2,2132	53,6	63	
34_35	208		0,8783	0,0000	0,4831	27,2	32	
34_36	142		0,5996	0,5912	0,9210	42,6	50	
36_37	70		0,2956	0,2956	0,4582	27,2	32	
37_38	70		0,2956	0,0000	0,1626	21	25	
31-39	260,5		1,1000	2,1853	2,7903	63,8	75	
39-40	60,7		0,2563	0,0000	0,1410	16	20	
39-41	232		0,9797	1,9367	2,4755	63,8	75	
41-42	73,7		0,3112	0,0000	0,1712	16	20	
41-43	257,5		1,0874	1,3386	1,9367	53,6	63	
43-44	117		0,4941	0,0000	0,2717	21	25	
43-45	200		0,8446	0,0000	0,4645	27,2	32	
Total	7019,4		/	22,0363				

Tableau VI.2 Débit de tronçon avec les diamètres avantageux (suite et fin)

VI.7/Modélisation et simulation du réseau

Suite à l'essor qu'ont connus les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique capables de faire des simulations des calculs fastidieux en temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser EPANET.[6]

VI.7.1/Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. [6]

VI.7.2/Utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes:

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau;

- ✓ Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité;
- ✓ Visualiser les résultats d'une simulation ;
- ✓ Interpréter les résultats ;

VI.7.3/Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

Dans notre projet la modélisation s'est portée à introduire les différentes données du réseau.

Au niveau des nœuds

- ✓ L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
- ✓ La demande en eau (débit prélevé sur le réseau) ;

Au niveau des arcs (conduite)

- ✓ les nœuds initial et final;
- ✓ le diamètre;
- ✓ la longueur;
- ✓ le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge);

Au niveau des réservoirs

- ✓ l'altitude du radier (où le niveau d'eau est nul) ;
- ✓ le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique) ;
- ✓ les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau ;

VI.8/Simulation du réseau

Après la saisie des informations sur le réseau, la simulation peut être lancée. Le logiciel EPANET analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydraulique (vitesse, débit, pression, charge,...etc).

Après la première simulation nous avons retrouvé des vitesses inférieures à **0,5 m/s**. Nous avons modifié alors quelques diamètres et nous avons effectué une deuxième simulation. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les arcs	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert Charge Unit (m/Km)	Diamètre Int (mm)	Diamètre Ext (mm)
Tuyau R-1	1801	22,04	1,41	11,7	141	160
Tuyau 1	228	6,28	1,27	19,57	79,2	90
Tuyau 2	264	0,56	0,61	14,91	34	40
Tuyau 3	182	4,29	1,34	28,14	63,8	75
Tuyau 4	56	0,81	0,57	9,73	42,6	50
Tuyau 5	57	0,12	0,6	37,19	16	20
Tuyau 6	106	0,22	0,65	30,01	21	25
Tuyau 7	75	2,83	1,25	30,82	53,6	63
Tuyau 8	190	0,4	0,69	24,31	27,2	32
Tuyau 9	58	1,74	1,22	39,48	42,6	50
Tuyau 10	134	0,28	0,82	45,39	21	25
Tuyau 11	86	0,87	0,96	34,61	34	40
Tuyau 12	164	0,35	0,6	20,7	27,2	32
Tuyau 13	135	14,99	0,96	5,78	141	160
Tuyau 14	100	5,71	1,16	16,41	79,2	90
Tuyau 15	42	0,96	0,67	13,22	42,6	50
Tuyau 16	142	0,3	0,52	14,55	27,2	32
Tuyau 17	64	0,14	0,67	45,49	16	20
Tuyau 18	86	2,12	0,94	18,15	53,6	63
Tuyau 19	96	0,2	0,59	25,22	21	25
Tuyau 20	46	1,44	0,64	9,05	53,6	63
Tuyau 21	92	0,19	0,56	23,4	21	25
Tuyau 22	97	0,75	0,83	25,24	34	40
Tuyau 23	74	0,16	0,78	58,7	16	20
Tuyau 24	55	0,12	0,58	34,9	16	20
Tuyau 25	142	1,85	1,3	43,01	42,6	40
Tuyau 26	104	0,22	0,63	29,03	21	25
Tuyau 27	94	0,91	1	35,86	34	40
Tuyau 28	89	0,34	0,58	17,95	27,2	32
Tuyau 29	80	0,17	0,6	29,57	21	25
Tuyau 30	159	8,45	1,15	12,75	96,8	110
Tuyau 31	80	2,87	0,9	13,46	63,8	75
Tuyau 32	88	0,19	0,54	21,66	21	25
Tuyau 33	62	2,2	0,98	19,34	53,6	63
Tuyau 34	208	0,44	0,76	28,54	27,2	32
Tuyau 35	142	0,89	0,98	34,38	34	40
Tuyau 36	70	0,59	0,65	16,55	34	40

Tableau VI.3 Résultat des arcs obtenus après la simulation...

Tuyau 37	70	0,3	0,85	49,06	21	25
Tuyau 38	260,5	4,52	0,92	10,75	79,2	90
Tuyau 39	60,7	0,13	0,64	41,5	16	20
Tuyau 41	232	3,23	1,01	16,62	63,8	75
Tuyau 42	73,7	0,16	0,77	58,3	16	20
Tuyau 43	257,5	1,88	0,83	14,61	53,6	63
Tuyau 44	117	0,25	0,71	35,71	21	25
Tuyau 45	200	0,42	0,73	27,1	27,2	32

Tableau VI.3 Résultat des arcs obtenus après la simulation (suite et fin)

Les nœuds	Altitude (m)	Demande Base (L/s)	Charge(m)	Pression (m)
R	292,3	/	293,3	1
Nœud 1	214,32	0,7664	272,27	57,95
Nœud 2	207,04	1,4231	267,83	60,79
Nœud 3	206,66	0,5574	263,9	57,24
Nœud 4	207,04	0,661	262,76	55,72
Nœud 5	205,58	0,4624	262,21	56,63
Nœud 6	204,32	0,1204	260,09	55,77
Nœud 7	207,16	0,2238	259,03	51,87
Nœud 8	205,59	0,682	260,47	54,88
Nœud 9	195,17	0,4012	255,85	60,68
Nœud 10	201,79	0,587	258,23	56,44
Nœud 11	194,42	0,2829	252,15	57,73
Nœud 12	200,68	0,5279	255,37	54,69
Nœud 13	193,86	0,3463	252,3	58,44
Nœud 14	213,94	0,8319	271,49	57,55
Nœud 15	207,67	0,7812	269,85	62,18
Nœud 16	208,04	0,5236	269,29	61,25
Nœud 17	208,04	0,2998	267,23	59,19
Nœud 18	209,78	0,1351	266,38	56,6
Nœud 19	207,29	0,4814	268,29	61
Nœud 20	205,85	0,2027	265,87	60,02
Nœud 21	207,81	0,4962	267,87	60,06
Nœud 23	211,64	0,1942	265,72	54,08
Nœud 22	206,55	0,4772	265,42	58,87
Nœud 24	208,98	0,1562	261,08	52,1
Nœud 25	208,63	0,1161	263,5	54,87
Nœud 26	205,25	0,7179	263,74	58,49
Nœud 27	206,87	0,2196	260,72	53,85
Nœud 28	203,18	0,5743	260,37	57,19

Tableau VI.4 Résultat des nœuds après la simulation...

Nœud 29	208,23	0,1689	258,77	50,54
Nœud 30	209,8	0,1689	256,41	46,61
Nœud 31	212,45	1,0546	269,46	57,01
Nœud 32	212,18	0,4856	268,39	56,21
Nœud 33	211,94	0,1858	266,48	54,54
Nœud 34	211,86	0,8699	267,19	55,33
Nœud 35	210,32	0,4392	261,25	50,93
Nœud 36	211,17	0,2998	262,3	51,13
Nœud 37	211,28	0,2956	261,15	49,87
Nœud 38	208,91	0,2956	257,71	48,8
Nœud 44	206,85	0,247	254,87	48,02
Nœud 39	210,26	1,168	266,66	56,4
Nœud 40	210,6	0,1282	264,14	53,54
Nœud 41	209,05	1,1891	262,81	53,76
Nœud 42	210,6	0,1556	258,51	47,91
Nœud 43	208,98	1,213	259,05	50,07
Nœud 45	208,99	0,4223	253,72	44,73

Tableau VI.4 Résultat des nœuds après la simulation (suit et fin)

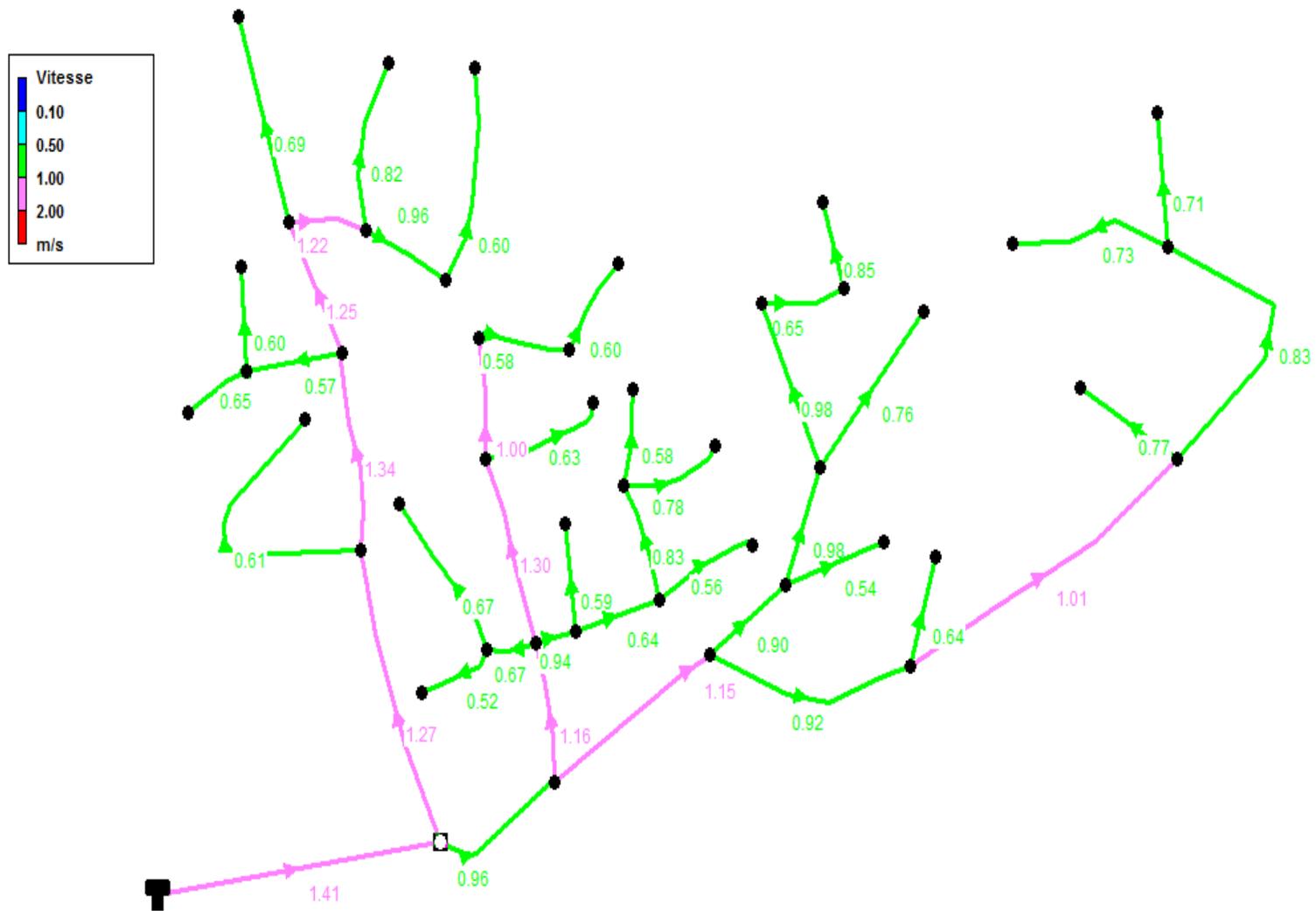


Figure VI.4 Etat des arcs après la simulation

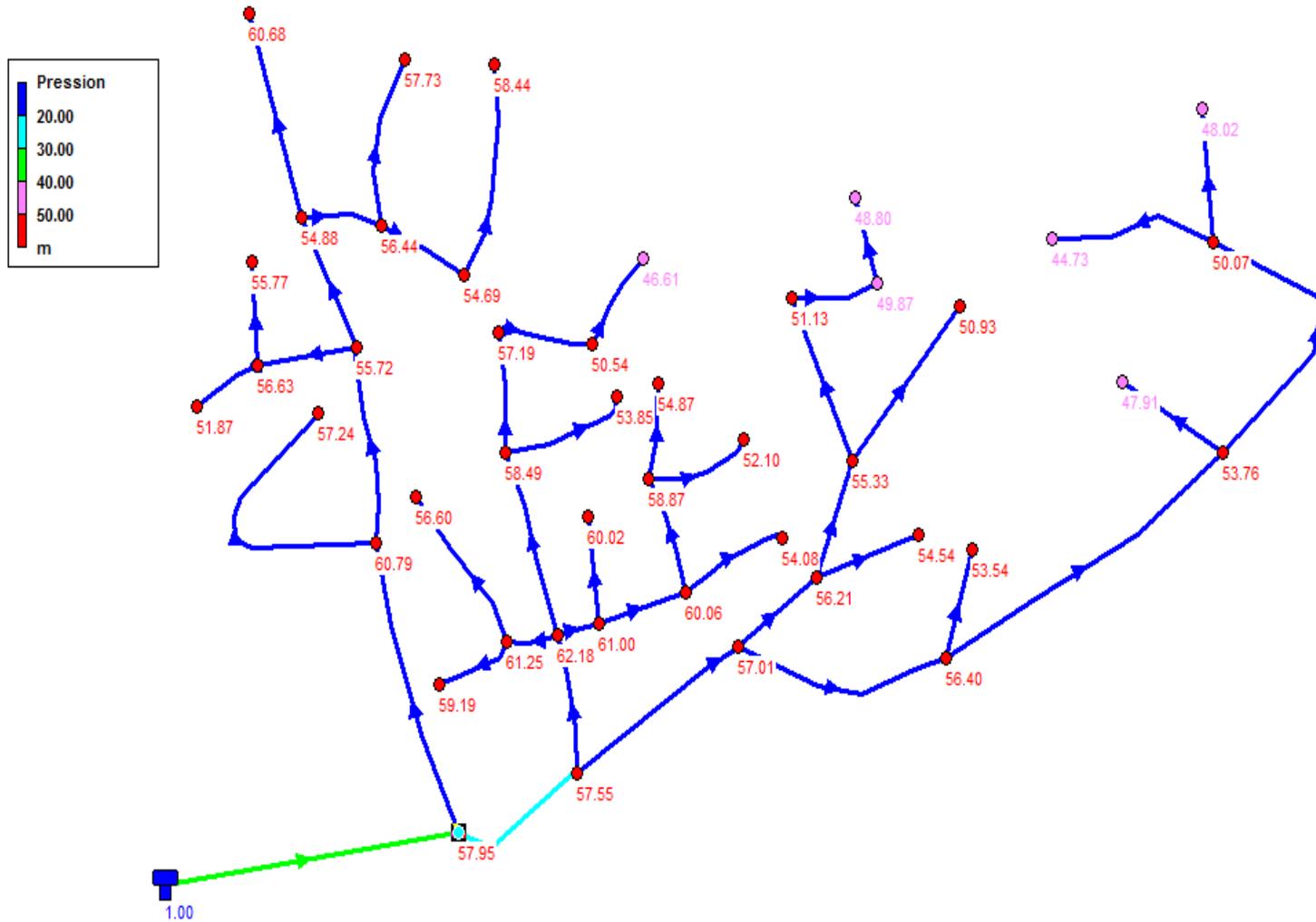


Figure VI.5 Etat des nœuds après la simulation

Les résultats obtenus dans la partie distribution sont récapitulés dans le tableau suivant :

Diamètre (mm)	Longueur (mL)
20	384,4
25	887
32	993
40	753
50	298
63	526,5
75	494
90	588,5
110	159
160	1936
Total	7019,4

Tableau VI.5 Les résultats obtenus dans la partie distribution

Conclusion

Dans cette partie, nous avons adopté un réseau de distribution de type ramifié. Le choix du type des conduites utilisées est porté sur le **PEHD**. La pression nominale est de **10bar**. Le dimensionnement du réseau a été fait manuellement et avec le logiciel **EPANET**. Les diamètres obtenus dans les canalisations sont dans les normes ; Elles varient entre **20** à **160mm**. Les vitesses d'écoulement sont comprises entre **0,5** et **1,5 m/s** et les pressions sont comprises entre **10** et **60 m**.

PARTIE II :
Assainissement des
Eaux Usées

Chapitre I :
Généralités sur les
réseaux
d'assainissement

Introduction

Par définition un réseau d'assainissement est un ensemble d'ouvrages hydrauliques dont le principal objectif est d'évacuer les eaux usées et pluviales loin de l'agglomération. Leur bon fonctionnement permet l'évacuation des effluents urbains à condition de respecter les exigences techniques et sanitaires suivantes :

- ✓ Permettre la protection de la santé publique et la préserver ;
- ✓ Assurer la protection de l'agglomération contre les inondations ;
- ✓ Préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées ;

I.1/Origine et nature des eaux usées

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

D'une manière générale, on distingue trois types d'eaux usées :

- 1) Les eaux usées d'origine domestique ;
- 2) Les eaux usées d'origine industrielle ;
- 3) Les eaux de ruissellement ;

I.1.1 /Les eaux usées d'origine domestique

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux évacuées après usage, elles comprennent :

- ✓ Eaux vannes ;
- ✓ Eaux de ménage, de bains et de douches ;

I.1.2/Eaux usées d'origine industrielle

Ce sont des eaux proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Elles peuvent contenir des substances organiques ou minérales.

I.2/Définition des différents systèmes [7]

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux pluviales sont susceptibles d'être mis en service, on distingue :

I.2.1/Le système unitaire

Ce type de réseau est destiné à évacuer l'ensemble des eaux usées et pluviales par un unique réseau, généralement pourvu de déversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux, par surverse, directement dans le milieu naturel.

Le système unitaire présente l'avantage de coût faible et de la simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque bloc

d'immeuble ou parcelle. Il fournit également l'avantage de collecter les eaux de «petite pluie» fortement polluées.

Il présente, toutefois, un inconvénient majeur qui consiste en des déversements parfois intempestifs qu'il convient de gérer au plus juste.

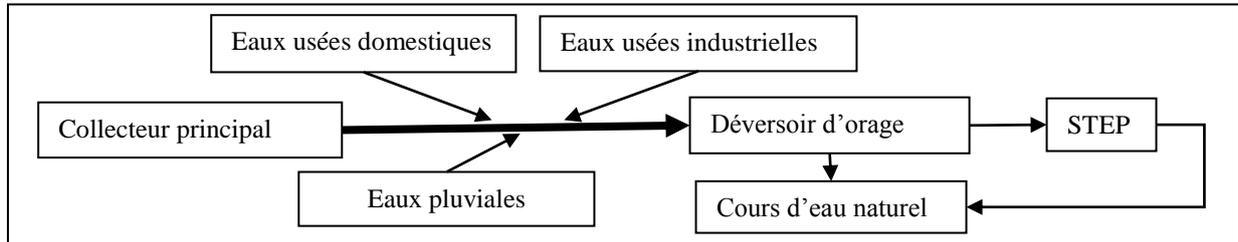


Figure I.1 Schéma d'un système unitaire

I.2.2/Le système séparatif

Le système séparatif consiste à fournir chaque réseau un effluent spécifique. Un premier réseau est chargé de l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux de vannes et eaux ménagères) et des effluents industriels, sous condition qu'ils aient des caractéristiques analogues aux eaux domestiques. Le deuxième réseau assure l'évacuation des eaux pluviales directement rejetées dans le milieu récepteur. Ce système présente, par ailleurs, certains avantages :

- Il assure à la station d'épuration un fonctionnement régulier ;
- Il permet d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées en safeguardant la nature de l'effluent urbain jusqu'au dispositif de traitement ;
- Il permet le recours à des postes de relèvement ou refoulement lorsque le relief l'impose.

Toutefois, le système séparatif présente quelques inconvénients comme le coût qui pourrait être plus élevé par rapport au système unitaire, la nécessité d'effectuer des contrôles permanents pour supprimer les inversions du branchement.

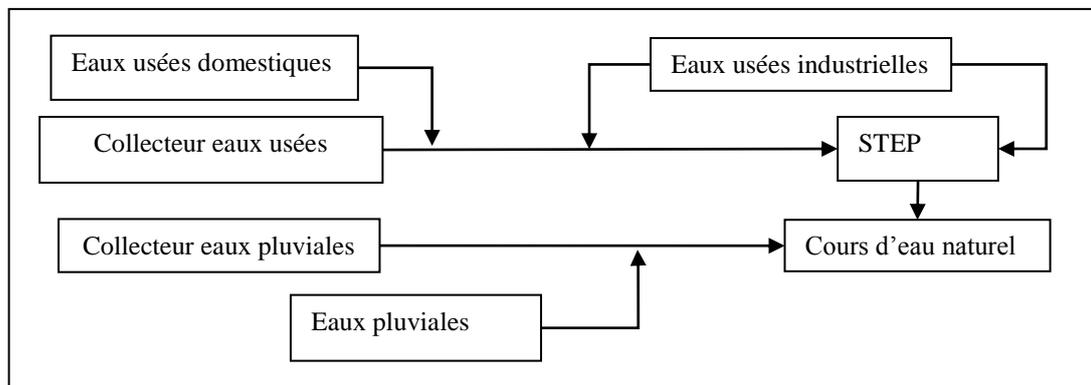


Figure I.2 Schéma d'un système séparatif

I.2.3/Le système pseudo-séparatif

Dans ce type, la collecte des eaux pluviales de toiture et des espaces privés est raccordée directement avec celle des eaux usées, l'avantage de ce système réside dans la non séparation des eaux de ruissellement et les eaux usées qui découle d'un même immeuble. Ce réseau est donc conçu pour limiter les problèmes de la faiblesse de la vitesse d'écoulement pour le réseau d'eau usée et par conséquent faciliter la vérification des conditions d'autocurage.

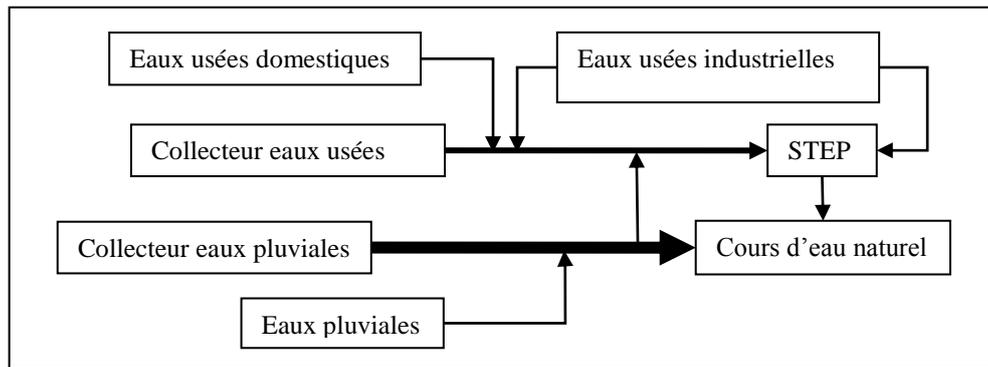


Figure I.3 Schéma d'un système pseudo-séparatif

I.3/Choix du type de réseaux

Dans notre cas, nous avons opté pour un réseau d'assainissement de type séparatif eau usée pour les raisons diverses comme :

- ✓ Relief et situation topographique du site ;
- ✓ L'occupation spatiale des habitations ;
- ✓ Diminuer la charge sur la station d'épuration projetée.

I.4/Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement est constitué de deux types d'ouvrages :

- Les ouvrages principaux ;
- Les ouvrages annexes ;

I.4.1/Les ouvrages principaux

C'est un réseau d'ouvrages principalement souterrain. Dans les sections suivantes, nous allons définir ces ouvrages en fonction de leurs formes et des matériaux qui les constituent.

I.4.1.1/Types de canalisations

A/Conduites en fonte

Les conduites en fonte sont rarement utilisées en assainissement, sauf dans le cas où on traverse des terrains hydrominéraux.

B/Conduites en amiante-ciment

L'amiante est un matériau contexture fibreuse (silicates de magnésium, sodium ...etc.) que l'on mélange au ciment d'où l'appellation amiante-ciment.

Elles sont fabriquées en usine et pour les assemblages, on utilise les joints glissants (sans emboîtement). Ces joints sont collés par des manchons en amiante-ciment.

Ces conduites se trouvent avec des longueurs de 0.5 à 5m et de diamètres variant entre 80 et 500mm. Leur inconvénient c'est l'indisponibilité sur le marché de diamètres importants ainsi que le caractère cancérogène.

C/Conduites en grès

Ces conduites possèdent des avantages d'être très imperméables et inattaquables par les agents chimiques sauf l'acide fluorhydrique, l'inconvénient de ces conduites c'est qu'elles résistent mal aux tassements différentiels et aux mouvements fléchissant.

D/Conduites en plastique

Elles sont fabriquées en polyéthylène, on distingue deux catégories :

- ✓ Les conduites en matières thermodurcissables ;
- ✓ Les conduites en matières thermoplastiques ;

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- ✓ Résistance aux chocs ;
- ✓ Résistance à l'attaque par les agents chimiques ;
- ✓ Résistance au gel ;
- ✓ Résistance à la déformation ;
- ✓ Facilité de pose et de transport ;

Ces conduites on ne les utilise pas, car elles ne sont pas disponibles en diamètres importants.

E/Conduites en béton

Ces conduites sont fabriquées par les procédés suivants :

- ✓ La vibration ;
- ✓ La centrifugation ;
- ✓ Le compactage ;

Les tuyaux en béton sont classés selon trois critères à savoir :

- ✓ Leur utilisation (circulaire ou ovoïde) pour les réseaux d'assainissement ;
- ✓ Leur résistance à l'écrasement ;
- ✓ Leur nature (Tuyaux armés ou non armés) ;

Pour les conduites en béton armé la largeur utile est de 2.5 m, possédant deux séries des Fers disposés comme suite :

- ✓ Cercles soudés à écartement maximal de 15cm ;
- ✓ Génératrice régnant sur toute la largeur du tuyau.

I.4.1.2/Les joints

Les joints utilisés pour les conduites sont :

A/Joint type « ROCLA »

Il est valable pour toutes les conduites et assurant une bonne étanchéité contre les eaux véhiculées et les eaux externes.

B/Joint « torique »

Il est utilisé pour des diamètres variants entre **700** et **900mm**, pour les sols faibles. Il assure une bonne étanchéité pour les faibles pressions.

C/Joint à demi- emboîtement

Il est utilisé dans les terrains stables, avec des pressions faibles, Il est à éviter pour des terrains à forte pente.

D/Joint à collet

Utilisé pour des terrains à faibles pentes et si la pression augmente, le joint ne résiste pas à la charge due à l'eau.

E/Joint plastique

A présence des bitumes il assure une bonne étanchéité même si la conduite est en charge, ne pas utilisé pour les sols qui tassent.

I.4.2/Les ouvrages annexes

Ces ouvrages permettent l'entretien rationnelle et l'exploitation des collecteurs des réseaux d'égout. Les principaux sont :

- ✓ Regard de visite ;
- ✓ Regard de façade ;
- ✓ Regard de chute ;

A/Regard de visite

Pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations, on prévoit les regards de visite assez rapprochés, ils permettent l'accès à l'ouvrage l'installation d'appareil de ramonage et d'extraction, la cuvette à un diamètre égal à celui de collecteur, c'est le type de regard le plus fréquemment construite.

B/Regards de façade

Il est destiné à raccorder la tuyauterie de sortie d'un immeuble à la canalisation de branchement au réseau public. Son implantation est réalisée sous trottoir en limite de propriété

C/Regards de chute

La voirie du site présente des profils très prononcés où les pentes sont assez fortes, d'où la nécessité de concevoir des regards de chute afin d'apaiser les vitesses d'écoulements dans les tronçons, d'une manière à avoir des vitesses inférieures ou égales à la vitesse admissible. ($V_{\max}=4$ m/s).

I.5/Rôle des regards

Ils ont un rôle permettant :

- ✓ La visite de réseau ;
- ✓ Le débouchage et le nettoyage des réseaux ;
- ✓ L'aération des ouvrages ;
- ✓ Le raccordement des conduites ;

I.6/Espacement et emplacement des regards

L'emplacement est la distance entre deux regards est fonctionné de la topographie et de la nature des ouvrages. L'installation des regards sur la canalisation est obligatoire dans les cas suivants :

- Point de jonction ;
- Changements de direction ;
- Changement de pente ;
- Aux pointes de chute ;

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini la nature des eaux usées que nous allons évacuer, ainsi que quelques généralités sur les types des réseaux d'assainissement.

Pour assurer une durée de vie maximale et une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites. Dans la suite du chapitre II, nous allons présenter la méthodologie de dimensionnement du réseau d'assainissement séparatif d'eau usée ainsi que les résultats du dimensionnement selon les normes établies.

Chapitre II :
Dimensionnement du
réseau d'Eau Usée

Introduction

Dans le but de dimensionner les collecteurs du réseau d'assainissement, on doit obligatoirement passer par l'évaluation de la quantité des eaux rejetées par les différents usages.

Le dimensionnement du réseau d'eau usée réclame préalablement, la recherche de nombreux renseignements à savoir l'urbanisation prévue.

II.1/Tracé en plan du réseau

Premièrement, il y a lieu de déterminer le tracé du réseau à projeter ainsi que la détermination des points des rejets nécessaires.

II.2/Critères de tracé [8]

Les critères du tracé dépendent de plusieurs facteurs à savoir :

- ✓ des longueurs optimales des conduites ;
- ✓ Suivre le réseau de voirie et ceci pour plusieurs raisons, nous citerons entre autres possibilités d'entretien, de diagnostic, de réfections faciles,...etc.;
- ✓ Avoir un écoulement gravitaire ;
- ✓ Converger tous les écoulements vers un ou plusieurs exutoires (bassin décantation) ;
- ✓ Relier toutes les occupations du sol au réseau par un branchement gravitaire ;
- ✓ Economie de réalisation (minimiser le linéaire du réseau) ;

II.3/Profil en long

Un profil en long est une représentation longitudinale du réseau, le long de parcours suivi. En utilisant une échelle appropriée, on trace le profil pour avoir toutes les côtes indispensables pour la réalisation du réseau d'assainissement (côte du terrain naturel, côte du projet et longueurs des conduites...). (**Voir planches N°03**)

II.4/Schémas de réseau

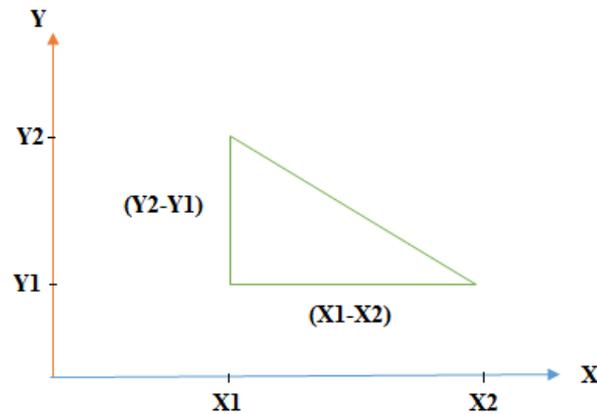
Le schéma de réseau (**voir planche N°02**) est l'ensemble qui englobe les éléments :

- ✓ Le sens d'écoulement ;
- ✓ Le tracé du réseau avec tous les nœuds ;

II.5/Exemple de calcul des pentes

Exemple de calcul pour le bassin A collecteur (**R44-R45**)

Conduite : **R44-R45**



- *Calcul de distance partielle*

$$D_{\text{partielle}} = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2}$$

$$D_{\text{partielle}} = \sqrt{(3348,6254 - 3336,1187)^2 + (111549,4578 - 11496,9714)^2}$$

$$D_{\text{partielle}} = 54,10 \text{ m.}$$

- *Calcul de distance cumulée*

$$D_{\text{cumulé}} = D_{\text{partielle}1} + D_{\text{partielle}2} + \dots + D_{\text{partielle} (n)}$$

$$D_{\text{cumulé}} = 67,3 + 22,3 + 54,1 = 143,7 \text{ m.}$$

- *Calcul de pente*

$$I = \frac{\text{Cote}_{\text{Radier44}} - \text{Cote}_{\text{Radier45}}}{D_{\text{partielle}}}$$

$$I = \frac{212,22 - 207,45}{54,1} = 0,0689 \text{ m/m}$$

- **Calcul de profondeur**

$$P = \text{Côte}_{\text{tamp44}} - \text{Côte}_{\text{radier45}}$$

$$P = 212,02 - 211,22 = 0,8 \text{ m.}$$

Tous les résultats sont reportés dans les tableaux (voir annexe 02)

II.6/Débits d'eau usée

L'évaluation de La quantité des eaux usées à évacuer journallement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant. L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type de l'agglomération et diverses catégories d'occupation du sol.

II.6.1/Evaluation du débit des eaux usées domestiques [08]

La méthode de dimensionnement hydraulique d'un collecteur drainant une zone que nous venons d'exposer est :

II.6.1.1/Estimation du débit moyen actuel

Les débits moyens actuels se déterminent à partir du débit moyen de la consommation suivant cette formule :

$$Q_{ma} = \frac{Da \times (1 - Pa) \times Nhab.a}{86400} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- **Q_{ma}** : débit moyen actuel (l/s) ;
- **Da** : dotation actuel qui est évaluée à 150(l/hab/j) ;
- **Pa** : pertes actuels (10%) ;
- **Nhab.a** : nombre d'habitant actuel ;

II.6.1.2/Estimation du débit moyen futur

Cette équation est déterminée à partir du débit moyen de la consommation :

$$Q_{mf} = \frac{Da \times (1 - Pf) \times Nhab.f}{86400} \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

- **Q_{mf}** : débit moyen futur (l/s) ;
- **Da** : dotation futur qui est évaluer à 150(L/j/h) ;
- **Pa** : pertes futur (20%) ;
- **Nhab.f** : nombre d'habitant futur ;

II.6.2/Evaluation des débits d'eaux usées des équipements

Le débit des eaux usées des équipements égale **0,9** de débit moyen consomme par les équipements actuellement et **0,8** de débit moyen consomme par les équipements à l'horizon d'étude.

II.6.3/Estimation du débit de point d'EU

Il est évalué par la formule :

$$Q_p = P \times Q_{mf} \dots\dots\dots (II.3)$$

tel que $P = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{mf}}}$ (II.4)

Avec :

- Q_p** : débit de point (l/s)
- Q_{mf}** : débit moyen futur (l/s)
- P** : coefficient de point ($P \leq 4$)

a =1,5 : paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen futur est très grand.

b =2,5 : paramètre exprimant l'augmentation de **Qp** lorsque **Qmf** est très petit.

II.7/Dimensionnement du réseau

II.7.1/Détermination des débits moyens actuels et débit de point de chaque sous bassin

Les résultats des calculs des débits moyens domestiques actuels sont donnés dans le tableau ci- dessous :

Sous Bassin	N° D'habitants	Pertes Actuels	Q _{ma dom} (l/s)	Q _{ma éq} (l/s)	Q _{ma} (l/s)	P	Q _{pa} (l/s)
A	1015	0,1	1,5859	0,5427	2,1286	3,2135	6,8404
B	542	0,1	0,8469	/	0,8469	4	3,3875
Totale	1557						

Tableau II.1 Débit moyen actuel et débit de point de chaque sous bassin

II.7.2/Détermination des débits moyens futur et débit de point de chaque sous bassin

Les résultats des calculs des débits moyens domestiques actuels sont donnés dans le tableau ci- dessous :

Sous Bassin	N° D'habitants	Pertes Futurs	Q _{mf dom} (l/s)	Q _{mf éq} (l/s)	Q _{mf} (l/s)	P	Q _{pf} (l/s)
A	2126	0,2	2,9528	1,1367	4,0894	2,7362	11,1895
B	1135	0,2	1,5764	/	1,5764	3,4911	5,5033
Totale	3261						

Tableau II.2 Débit moyen futur et débit de point de chaque sous bassin

II.7.3/Calcul des débits spécifique d'un sous bassin

On a la formule suivante :

$$Q_s = \frac{Q_{mf}}{\sum L_i} \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec :

Q_s : débit spécifique (l/s/m) ;

Q_{mf} : débit moyen futur de sous bassin (l/s) ;

∑ L_i : La somme des longueurs des tronçons du chaque sous bassin (m) ;

Sous Bassin	Qmf(l/s)	Longueurs (m)	Débit unitaire (l/s/ml)
A	4,0894	4180,8	0,000978
B	1,5764	1695,9	0,000930

Tableau II.3 Débit unitaire de chaque sous bassin

II.7.4/Calcul du débit de route pour chaque tronçon

$$Q_{ri} = Q_s \times L_i \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec :

- **Q_{ri}** : débit de route du tronçon « i » (l/s) ;
- **Q_s** : débit spécifique (l/s/m) ;
- **L_i** : longueur du tronçon « i » (m) ;

II.7.5/Calcul débit moyen entrant

$$Q_{me} = \sum Q_{ri} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

- **Q_{me}** : débit moyen entrant au tronçon (l/s) ;
- **Q_{ri}** : débit de route au tronçon « i » (l/s) ;

II.7.6/Calcul de débit moyen sortant

$$Q_{ms} = Q_{me} + Q_{ri} \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec :

- **Q_{ms}** : débit moyen sortant au tronçon (l/s) ;
- **Q_{me}** : débit moyen entrant au tronçon (l/s) ;
- **Q_{ri}** : débit de route au tronçon « i » (l/s) ;

II.7.7/Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant

Ce coefficient de point Cp est donné par la formule empirique suivant :

$$C_{pe} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{me}}}$$

$$C_{ps} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{ms}}}$$

- **Q_{me}, Q_{ms}** : débit moyen journalier d'EU en (l/s)

Les valeurs **a=1,5** et **b=2,5**.

II.7.8/Calcul débit de point entrant

Le calcul se fait par la formule suivante :

$$Q_{pei} = C_{pei} \times Q_{mei}$$

Avec :

- Q_{pei} : débit de point entrant de la conduite « i » (l/s) ;
- C_{pei} : coefficient de point entrant ;
- Q_{mei} : débit moyen entrant au tronçon « i » (l/s)

II.7.9/Calcul débit de point sortant

On ce calcul par la formule suivante :

$$Q_{ps'i} = C_{psi} \times Q_{msi}$$

Avec :

- $Q_{ps'i}$: débit de point sortant de la conduite « i » (l/s) ;
- C_{psi} : coefficient de point sortant ;
- Q_{msi} : débit moyen sortant au tronçon « i » (l/s) ;

II.7.10/Calcul du débit de pointe pour chaque tronçon

Le débit de pointe est la somme des deux débits de pointe entrant et sortant devisant par deux.

Ce calcul se fait par la formule suivante :

$$Q_{pi} = \frac{(Q_{pei} + Q_{psi})}{2} \dots\dots\dots (II.9)$$

II.7.11/Détermination des diamètres des conduites

Après avoir tracé le profil en long on va déterminée les pentes, et les diamètres des conduites.

o Exemple de calcul

Pour le sous bassin A

Le tronçon **R72-R75**

La longueur LR72-R75=65,8 m

- *Calcul du débit spécifique*

$$Q_s = \frac{Q_{mf}}{\sum L_i} = \frac{4,0894}{4185,5} = 0,000977 \text{ (l/s/ml)}$$

- *Calcul débit de route*

$$Q_{r(72-75)} = q_s \times L(72-75) = 0,000977 \times 65,8 = 0,0643 \text{ (l/s)}$$

- *Calcul de débit moyen entrant*

$$Q_{mei} = \sum Q_{ri} = 1,5168 \text{ (l/s)}$$

- *Calcul de débit moyen sortant*

$$Q_{msi} = Q_{mei} + Q_{ri} = 1,5811 \text{ (l/s)}$$

- *Calcul le coefficient de point entrant et sortant*

$$C_{pe} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{me}}}$$

$$C_{pe} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{1,5168}} = 3,53$$

$$C_{ps} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{ms}}}$$

$$C_{ps} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{1,5811}} = 3,884$$

- *Calcul débit de point entrant*

$$Q_{pe} = C_{pe} \times Q_{me}$$

$$Q_{pe} = 3,53 \times 1,5168 = 5,3541 \text{ (l/s)}$$

- *Calcul débit de point sortant*

$$Q_{psi}' = C_{ps} \times Q_{ms}$$

$$Q_{ps} = 3,884 \times 1,5811 = 5,5151 \text{ (l/s)}$$

- *Calcul du débit de pointe*

$$Q_p = \frac{(Q_{pe} + Q_{ps})}{2}$$

$$Q_p = \frac{(5,3541 + 5,5151)}{2} = 5,4346 \text{ (l/s)}$$

- *Calcul du diamètre*

D'après l'abaque de **BAZIN** on a trouvé les diamètres qui sont égaux à **200 (mm)**

Tous les résultats sont reportés dans les tableaux (*voir annexe N° 03*)

II.8/Vérification des conditions d'auto curage de réseau

L'écoulement des eaux dans le réseau est un facteur très important à considérer lors de la conception du réseau. Il obéit à un certain nombre de conditions [9]

II.8.1/1^{ère} condition d'autocurage

Une vitesse d'écoulement supérieur ou égale à **0,7 m/s** (à la rigueur égale **0,5 m/s**) pour une hauteur de remplissage égale a **0,5** du diamètre.

$$H = 0,5\emptyset \quad \longrightarrow \quad V = 0,7 \text{ m/s} \dots\dots\dots (II.10)$$

II.8.2/2^{ème} condition d'autocurage

Pour un réseau d'eau usée, il faut assurer une vitesse d'écoulement pour empêcher les dépôts, la vitesse minimale à retenir dites d'auto-curage doit être supérieur ou égale à 0,3m/s.

$$V \geq 0,3 \text{ m/s} \quad \longrightarrow \quad H=0,2\emptyset \dots\dots\dots (II.11)$$

II.8.2/3^{eme} condition d'autocurage

Une hauteur de remplissage supérieur au 0,2 du diamètre pour un débit correspondant à Q_{mac} .

$$H \geq 0,2\emptyset \dots\dots\dots (II.12)$$

II.9/Les étapes des vérifications des conditions d'auto curage

Détermine le débit à pleine section à partir de l'abaque de BAZIN des eaux usées

✚ *Calcul de la vitesse a pleine section par la formule suivant :*

$$V_{ps} = 4 \times Q_{ps} / (\pi \times \emptyset^2) \dots\dots\dots (II.13)$$

Avec :

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

V_{ps} : vitesse à pleine section (m^3/s) ;

\emptyset : diamètre du tronçon (m) ;

✚ *Détermine le rapport de vitesse à partir l'abaque de MANNING*

(RH =0,5) → Abaque de Manning → (Rv =1,02)

(RH =0,2) → Abaque de Manning → (Rv =0,6)

✚ *Calcul la vitesse effective par la formule suivant :*

$$V = R_v \times V_{ps} \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec :

V : vitesse effective (m/s) ;

Rv : rapport de vitesses ;

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

✚ *Calcul débit moyen actuel corrigé de chaque tronçon par la formule suivante :*

$$Q_{maci} = Q_{ma(SB)} - \frac{Q_{ma(SB)}}{\sum L} \times \frac{L_i}{2} \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec :

- Q_{maci} : débit moyen actuel corrigé de tronçon i (l/s) ;
- $Q_{ma(SB)}$: débit moyen actuel de sous bassin (l/s) ;
- $\sum L$: La somme des longueurs de sous bassin (m) ;

L_i : la longueur de tronçon i (m) ;

✚ *Calcul le rapport de débit de chaque tronçon par la formule suivante :*

$$R_Q = \frac{Q_{maci}}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (II.16)$$

Avec :

RQ : rapport de débit ;

Q_{maci} : débit moyen actuel corrigé de tronçon i (l/s) ;

Q_{ps} : débit à pleine section (l/s) ;

✚ *Détermine le rapport des hauteurs à partir l'abaque de MANNING*

✚ *Calcul la hauteur de remplissage par la formule suivante :*

$$H = R_h \times \emptyset \dots\dots\dots (II.17)$$

Avec :

H : hauteur de remplissage (m) ;

R_h : rapport de hauteur ;

∅ : diamètre de la conduite (m) ;

○ *Exemple de calcul de vérification les trois conditions d'auto curage*

On a pris l'exemple de calcul pour le sous bassin A Le tronçon (R24-R77) ;

- Longueur L=67m ;
- Diamètre ∅=200mm ;
- La pente I=0,01 m/m ;

Q_{ps}= 30l/s (à partir l'abaque de BAZIN) ;

$$V_{ps} = 4 \times Q_{ps} / (\pi \times \emptyset^2) = 4 * 0,03 / (3,14 * 0,2^2) = \mathbf{0,9554 \text{ m/s}}$$

• *Vérification de 1^{er} condition*

(**R_h** =0,5) → Abaque de Manning → (**R_v** =1,02)

$$V = V_{ps} \times R_v = 0,9554 \times 1,02 = \mathbf{0,9745 \text{ m/s}}$$

La premier condition vérifiée car **V ≥ 0,7 m/s**

• *Vérification de 2^{eme} condition*

(**R_h** =0,2) → Abaque de Manning → (**R_v** =0,6)

$$V = V_{ps} \times R_v = 0,9554 \times 0,6 = \mathbf{0,5732 \text{ m/s}}$$

La deuxième condition vérifiée car **V ≥ 0,3 m/s**

• *Vérification de 3^{eme} condition*

• *Calcul débit money actuel corrigé*

$$Q_{mac} (R24-R77) = Q_{ma} (SB A) - \frac{Q_{ma}(SBA)}{\sum L} \times \frac{L(R24-R77)}{2}$$

$$Q_{\text{mac}}(\text{R24-R77}) = 2,1286 - \frac{2,1286}{4180,6} \times \frac{67}{2} = 2,1115 \text{ l/s}$$

- *Calcul le rapport R_q*

$$R_q = \frac{Q_{\text{mac}}(\text{R24-R77})}{Q_{\text{ps}}(\text{R24-R77})} = \frac{2,1115}{30} = 0,07$$

- *Détermine le rapport R_h*

$R_h = 0,15$ (à partir l'abaque de MANNING)

- *Calcul la hauteur de remplissage*

$$H = R_h \times \emptyset = 0,15 \times 0,002 = 0,03\text{m}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée car $H \leq 0,2\text{m}$

Tous les résultats sont portés dans les tableaux (voir l'annexe N°04)

Remarque :

Pour la troisième condition d'auto curage n'est pas vérifiée pour les deux sous bassin ; on est obligé de recourir à certaines solutions curatives telles que :

- ✓ Installation des réservoirs de chasse
- ✓ Branchement des gouttières dans le réseau
- ✓ Injection périodique d'un volume d'eau en charge à l'amont de la conduite

En ce qui nous concerne, nous avons adopté l'installation des réservoirs de chasse.

II.10/Calcul de nombre de réservoir de chasse

Pour que les réservoirs assurent dans les meilleures conditions leur fonction, ils doivent être espacés au maximum de 100m.

$$N_{\text{moy}} = LT/D_{\text{max}} \dots\dots\dots (II.18)$$

N : nombre de réservoir de chasse ;

LT : longueur des conduite du réseau ;

D : distance maximale recommandé (m) ;

N° de SB	longueur	N° de réservoir
SB A	4239,6	43
SB B	1795,8	18
Totale	6035,4	61

Tableau II.4 Le nombre de réservoir de chasse des sous bassin

II.10.1/Calcul de capacité de réservoir de chasse

$$V_r = 0,1 * (\pi * \varnothing^2 / 4) * L \dots\dots\dots (II.19)$$

$$V_r = 0,1 * 3,14 * 0,2^2 * 100 / 4 = 0,314 \text{ m}^3 = 314 \text{ L.}$$

II.10.2/Calcul du volume d'eau annuel nécessaire

$$\sum_{i=1}^{61} V_{ri} = 61 * 350 = 21350 \text{ L.}$$

On doit d'abord fixer la fréquence de fonctionnement des réservoirs

Si on choisit un fonctionnement tous les 48 heures (1fonctionnement /02 jours), on aura

$$V_r \text{ annuel} = 21350 * 365 / 2 = 3896375 \text{ l} = 3896,375 \text{ m}^3$$

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté l'essentiel de la méthodologie de dimensionnement du réseau d'assainissement séparatif d'eau usée ainsi que les conditions aux limites de la vitesse d'écoulement (conditions d'autocurage). Les résultats de dimensionnement du réseau ont révélés un diamètre **200 mm** pour tout le réseau. Les deux premières conditions d'autocurages se révèlent vérifiées, par contre le réseau d'assainissement tel qu'il est conçu ne vérifie pas la troisième condition d'autocurage. Cet état de fait revient principalement à la faiblesse de la charge hydraulique à l'intérieur des conduites qui est conditionnée par un dispositif d'occupation de sol très éparse.

Chapitre III :
Dimensionnement
Bassin de Décantation

Introduction

Les eaux usées domestiques sont issues des habitations. Elles se répartissent en eaux ménagères, qui sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques, et les eaux de vannes chargées de diverses matières organiques azotées.

III.1/Définition [10]

Le bassin de décantation est un ouvrage hydraulique où l'eau repose. De ce fait, les matières solides qu'elle contient en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau, se déposent au fond du bassin et l'eau claire repart par débordement. Cet ouvrage est utilisé pour réduire la charge polluante interceptée par les matières en suspension des eaux pluviales et des eaux usées. Le passage des eaux usées par un bassin de décantation permet d'éliminer **60 à 90 %** des matières en suspension ainsi que **30 à 35 %** des matières organiques.

III.2/Type de matières à décanter [8]

Les matières en suspensions présentent dans l'eau sont deux types, à savoir :

- ✓ Les particules dites grenues qui sous l'action de la gravité se décantent indépendamment les unes des autres avec une vitesse de chute constante.
- ✓ Les particules coalescentes dont le poids et le volume augmentent au fil du temps, cela est dû au regroupement de ces particules lors de la décantation.

III.3/Principe de la décantation [8]

Une réduction continue de la vitesse d'écoulement oblige les particules en suspension, floculées à se déposer sous forme de boue.

III.4/Géométrie de décanteur [11]

Dans un souci de simplicité technique, nous avons choisi un décanteur longitudinal qui demande peu de maintenance et une main d'œuvre peu qualifiée.

La forme rectangulaire correspondant au milieu hydraulique, qui donne un rapport de **1** pour **3** entre la largeur et la longueur de l'ouvrage de décantation. Les décanteurs en général, sont allongés autant que possible dans la limite de 80m avec une profondeur comprise entre **1,5** et **2m** (exceptionnellement **3m**).

Pour assurer un écoulement laminaire stable en filets parallèles, il faut noter qu'une durée de traversée supérieur à **3 heures** engendrerait des fermentations, ce qui nuirait au rendement de la décantation du fait de la remontée des boues déposées par la formation de bulles gazeuses.

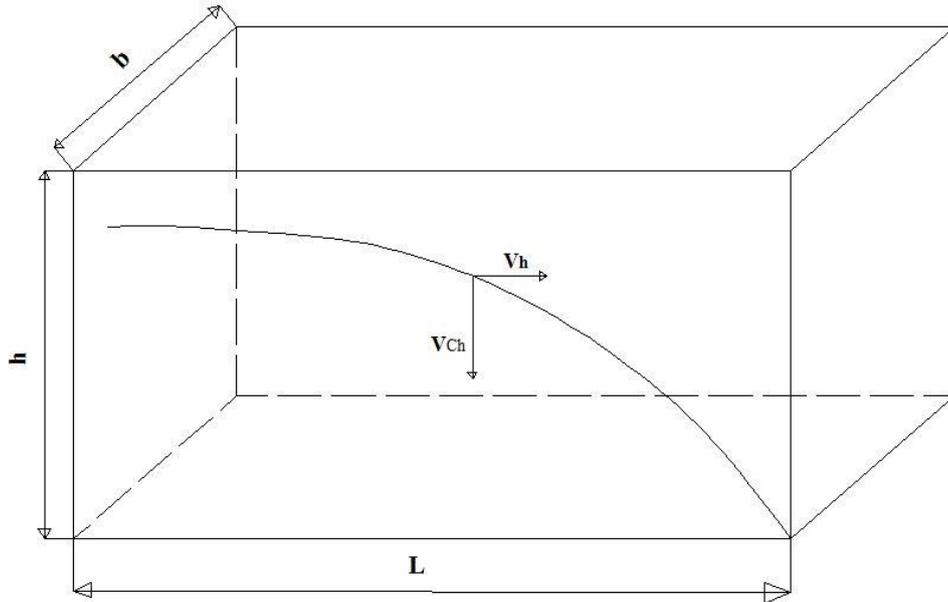


Figure III.1. Schéma d'un bassin de décantation

III.5/Dimensionnement du bassin de décantation

Le principe de dimensionnement du bassin repose sur la détermination de sa longueur(L), sa largeur (b) et sa hauteur (h), de telle sorte que la condition de la décantation soit vérifiée (c'est -à-dire : le temps de chute (t_{ch}) soit inférieur au temps de séjour (t_{sej}). [10]

$$T_{ch} < t_{sej} \dots\dots\dots (III.01)$$

Les particules, dans un décanteur, sont animées d'un mouvement uniforme dont le vecteur a pour composante horizontale (V_h) la vitesse de l'eau dans le bassin décanteur, et pour composante verticale (V_{ch}) la vitesse de chute.

De ce principe on aura :

$$V_{ch} = h/t_{ch} \rightarrow t_{ch} = h/V_{ch} \dots\dots\dots (III.02)$$

$$V_h = L/t_{sej} \rightarrow t_{sej} = L/V_h \dots\dots\dots (III.03)$$

De (III.1), (III.2) et (III.3) on déduit :

$$h/V_{ch} < L/V_h \dots\dots\dots (III.4)$$

On a:

$$S_t = h \cdot b$$

$$S_t = Q/V_h$$

D' où :

$$V_h = Q/(h \cdot b) \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

St : Section transversale du bassin (m²) ;

Q : débit à traiter (m³/s) ;

De (III.4) et (III.5) on aura :

$$h/V_{ch} < (L \cdot h \cdot b) / Q \quad \longrightarrow \quad 1/V_{ch} < (L \cdot b) / Q \quad \dots\dots\dots (III.6)$$

Soit **(L · b) = S** (section longitudinale du bassin).

Donc

$$1/V_{ch} < S/Q \quad \longrightarrow \quad S > Q/V_{ch} \quad \dots\dots\dots (III.7)$$

On a:

L = (1; 6) · b, on suppose que **L=3 · b**

De (III.7) on aura :

$$3 \cdot b^2 > Q/V_{ch}$$

Alors :

$$b > [Q / (3 \cdot V_{ch})]^{0,5} \quad \dots\dots\dots (III.8)$$

➤ **Evaluation de la vitesse de chute**

La vitesse de chute calcul par la formule suivante :

$$V_{ch} = ((d_m - d_{eau}) \cdot (d)^2 \cdot g) / (18 \cdot \mu)$$

Avec :

V_{ch} : vitesse de chute (m/s)

d_m : densité des matériaux ;

d_{eau} : densité d'eau ;

g : graviter (m/s²) ;

d : diamètre des particules (m) ;

μ : viscosité dynamique (s⁻¹)

Diamètre MES contenues dans les EU domestique (mm)	1	0,5	0,1	0,05	0,01	0,005
Vitesse (m/h)	300,4594	75,1149	3,0046	0,7511	0,0300	0,0075

Tableau III.1 Evaluation de la vitesse de chute

Pour notre cas, on prend **H=2 m** et une taille des particules de **0,01mm** de diamètre (**MES contenues dans les EU domestique**) qui va correspondre à une vitesse de chute **V_{ch}=0,03m/h =0,000008 m/s**.

Les résultats du dimensionnement des bassins de décantation dans le tableau suivant :

N° de bassin	Q_p (m^3/s)	V_{ch} (m/s)	B (m)	L (m)	H (m)	V (m^3)	V_h (m/s)	t_{ch} (s)	t_{sej} (s)
bassin A	0,0119	0,000008	23	69	2	3174	0,00026	69,44444	74,08964
bassin B	0,0055	0,000008	16	48	2	1536	0,00017	69,44444	77,57576

Tableau III.2 Dimensionnement des bassins de décantation

D'après le tableau, il en ressort que la condition de décantation est vérifiée ($t_{ch} < t_{sej}$)

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons adopté un bassin de décantation de type rectangulaire à l'exutoire pour chaque sous bassin versons.

Comme nous avons déterminé les différents paramètres hydrauliques pour les deux bassins de décantation, et ce dans le but d'assurer la décantation des particules contenues dans les eaux usées domestique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable et celui d'assainissement séparatif des eaux usées.

Concernant le réseau de distribution, le choix de réseau ramifié s'avère le plus adéquat puisque notre relief est terrain accidenté, avec une population dispersée. Son dimensionnement a été établi pour le cas de pointe. Les diamètres des canalisations varient entre **20** et **160mm** pour un linéaire total de **7019,4m**. Le choix du matériau des conduits, a été opéré pour le PEHD, à cause des avantages qu'il présente.

Le dimensionnement du réservoir de type semi enterré fait ressortir une capacité nécessaire qui est de **400m³**. Il est implanté à une côte de **192,5m** qui assure ; les pressions convenables en chaque nœud de réseau.

Concernant le dimensionnement de conduite d'adduction par refoulement, nous avons choisi le diamètre le plus économique (160 mm) avec une vitesse acceptable 0,97m/s.

Le choix de la pompe conçu est réalisé grâce au logiciel caprari.

Concernant le réseau d'assainissement, nous avons dimensionné un réseau de type séparatif des eaux usées. Le cheminement des collecteurs s'est fait suivant la topographie de la zone d'étude, nous avons assuré un écoulement gravitaire vers l'exutoire.

Les résultats importants obtenus sont :

- ✓ Les diamètres des conduites, en Béton Armé, obtenus sont de **200mm** pour un linéaire total de **6035,2 ml**.
- ✓ La **1^{ère}** et la **2^{ème}** condition d'auto curage sont vérifiées pour la totalité des conduites.
- ✓ La **3^{ème}** condition n'est pas vérifiée. Pour palier à cette contrainte, nous avons

Proposé une solution consistant à réaliser des réservoirs des chasses. Néanmoins cette solution conduit à un coût élevé du projet.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] donner recueilles auprès des services : APC et subdivision d'hydraulique de la commune d'Elharrouch
- [2] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine tome 2 Editions Eyrolles, Paris 484pages, 1979.
- [3] **BONIN, J.**, Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris, 216 pages, 1982.
- [4] **MOULAI, Y .GHEBRIOUA. M.**, Alimentation en eau potable du village IKHARBANE commune de TAZMALT wilaya de Bejaia, Projet de fin d'Etudes, Ingéniorat, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 51 pages, Juin 2009.
- [6] **TINSALHI, S.TAHARCHACHE.S.**, Diagnostic et étude du réseau D'AEP de DARGUINA chef-lieu wilaya de Bejaia, Projet de fin d'Etude D.E.U.A, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 81 pages, Juin 2010.
- [5] **Catalogue STPM Chiali**; Matériels hydrauliques tubes et accessoires.
- [7] **MARC. S, BECHIR. S.**, Guide technique de l'assainissement, 2^{ème} Edition, Paris, 1999.
- [8] **BENHADDAD. D, BOUKHEZZAR .T.**, Etude et dimensionnement des réseaux de distribution en eau potable et d'assainissement des eaux usées du P.O.S. N°1 de la commune de Tamokra, Wilaya de Bejaia, Projet de Fin d'Etudes, Ingéniorat, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 74 pages, Juillet 2011.
- [9] **BENAMARA. M, AITOUMEZIANE. O.**, Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement séparatif d'eaux usées du village Elma commune Chelata Wilaya. Bejaia Mémoire de Fin d'Etudes , Master , Université de Bejaia, Algérie, 95 pages , Juin 2014.
- [10] **JEAN. P, PIERRE. B, BERNARD.M.**, Traitement des eaux usées, Edition Eyrolles, Paris, 1984.
- [11] **IRAICHEN, N. BOUBOUCHE ,N.**, Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement unitaire et d'un bassin de décantation de la cité 155 logement de la commune de Chorfa, wilaya de Bouira, Projet de fin d' Etudes, Ingéniorat, Université de Bejaia, Algérie, 46pages, juin 2006.

Logiciels utilisés

AUTOCAD 2008 : pour tracé réseau d'assainissement ;

COVADIS 2008 : pour le tracé des profils en long ;

EPANET : pour simulation réseau d'AEP ;

PUMP TUTOR (CAPRARI) : pour le choix de pompe ;

Annexe et Planches

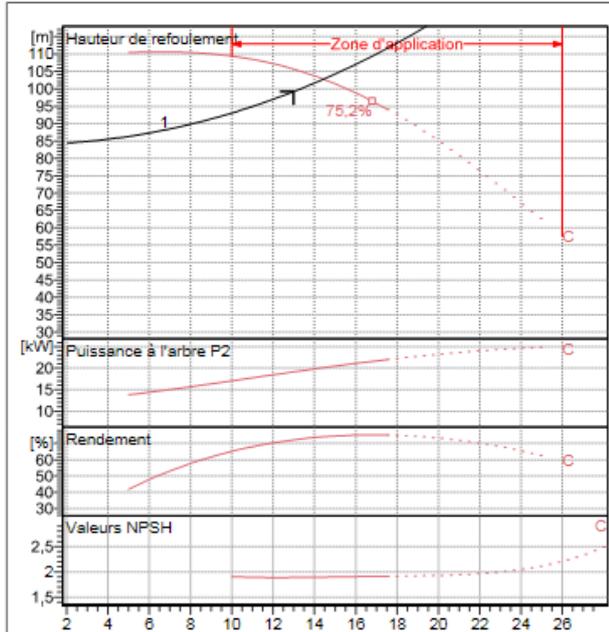
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 7 C	
Caractéristiques requises	
Débit	13 l/s
Hauteur de refoulement	99,2 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	14,4 l/s
Hauteur de refoulement	103 m
Puissance absorbée	20,1 kW
Rendement	74,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	111 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	575 kg

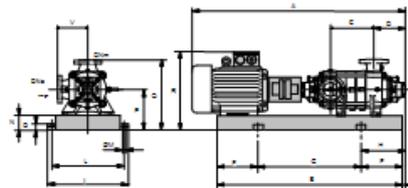
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

A = 1880
 B = 1595
 C = 545
 D = 293
 DN_s = 125
 DN_m = 100
 E = 210
 F = 250
 G = 1095
 H = 460
 I = 600
 L = 550
 M = 20
 N = 120
 O = 42
 P = 345
 Q = 615
 R = 598
 V = 270



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
01.07.2015	1		

Tableau II.1 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R1-R77)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R1	-	3079.2428	11474.5034	212.67	211.87	-	-	-	0.8
R2	R1-R2	3148.7407	11474.3624	212.46	211.46	69.5	69.5	0.0059	1
R3	R2-R3	3211.8454	11484.9681	212.49	211.09	64	133.5	0.0058	1.4
R6	R3-R6	3193.2472	11546.9168	208.08	207.18	64.8	198.3	0.0604	0.9
R10	R6-R10	3186.5071	11681.827	207.05	205.95	69.3	267.6	0.0173	1.1
R14	R10-R14	3186.5071	11681.827	206.47	205.27	66.6	334.2	0.0102	1.2
R17	R14-R17	3151.7962	11741.9985	206.34	205.14	69.5	403.7	0.0019	1.2
R20	R17-R20	3144.8642	11810.2655	205.09	203.69	68.6	472.3	0.0211	1.4
R21	R20-R21	3152.2969	11872.209	201.57	199.97	62.5	534.8	0.0596	1.6
R22	R21-R22	3171.4086	11918.801	196.01	195.21	50.7	585.5	0.0945	0.8
R23	R22-R23	3191.2765	11965.0434	194.87	193.87	50.3	635.8	0.0267	1
R24	R23-R24	3207.6443	12009.4222	194.29	193.29	47.3	683.1	0.0123	1
R77	R24-R77	3272.5327	11992.7352	193.92	192.62	67	750.1	0.01	1.3

Tableau II.2 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R4-R6)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R4	-	3067.1392	11536.8994	208.3	207.5	-	-	-	0.8
R5	R4-R5	3125.1543	11538.7575	208.25	207.25	58	58	0.0043	1
R6	R5-R6	3193.2472	11546.9168	208.08	206.98	68.6	126.6	0.0039	1.1

Tableau II.3 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R8-R10)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R8	-	3068.6975	11609.214	207.65	206.85	-	-	-	0.8
R9	R8-R9	3136.0665	11612.9978	207.22	206.32	67.5	67.5	0.0079	0.9
R10	R9-R10	3175.9712	11616.056	207.05	206.05	40	107.5	0.0067	1

Tableau II.4 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R15-R17)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R15	-	3056.188	11659.137	207.54	206.74	-	-	-	0.8
R18	R15-R18	3100.1334	11699.1947	207.26	206.26	59.5	59.5	0.0081	1
R17	R18-17	3151.7962	11741.9985	206.34	205.14	67.1	126.6	0.0167	1.2

Tableau II.5 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R18-R20)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R18	-	3035.6524	11736.8935	207.29	206.49	-	-	-	0.8
R19	R18-19	3086.3718	11785.2295	205.84	204.84	69.1	69.1	0.0235	1
R20	R19-R20	3144.8642	11810.2655	205.09	203.89	63.3	132.4	0.0149	1.2

Tableau II.6 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R30-R24)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R30	-	3111.3379	11856.352	202.71	201.51	-	-	-	1.2
R31	R30-R31	3105.0091	11921.9356	197.2	196.4	66.1	66.1	0.0775	0.8
R34	R31-R34	3093.3459	11981.5145	195.71	194.91	60.7	126.8	0.0246	0.8
R37	R34-R37	3087.1221	12032.4482	195.1	194.3	51.3	178.1	0.0119	0.8
R40	R37-R40	3106.5845	12050.0634	194.58	193.78	28.3	206.4	0.0198	0.8
R41	R40-R41	3148.1599	12047.1033	194.23	193.43	41.7	248.1	0.0084	0.8
R24	R41-R24	3207.6443	12009.4222	194.23	193.13	69.4	317.5	0.0034	1.1

Tableau II.7 Mode de Calcule des Pentes (S.B A, Collecteur R25-R29)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R25	-	3015.9135	11829.412	204.15	203.35	-	-	-	0.8
R26	R25-R26	3076.316	11846.8914	203.33	202.33	62.9	62.9	0.0162	1
R27	R26-R27	3063.6847	11901.2165	200.45	199.45	55.8	118.7	0.0516	1
R29	R27-R29	3063.1744	11924.2362	199.24	198.24	23.1	141.8	0.0525	1

Tableau II.8 Mode de Calcule des Pentes (S.B A, Collecteur R28-R31)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R28	-	3006.9356	11919.6683	199.7	198.9	-	-	-	0.8
R29	R28-R29	3063.1781	11924.26	199.24	198.24	58.4	58.4	0.0439	1
R31	R29-R31	3105.0091	11921.9356	197.2	196.4	41.9	100.3	0.0117	0.8

Tableau II.9 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R32-R34)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R32	-	2990.2382	11970.9683	197	196.2	-	-	-	0.8
R33	R32-R33	3054.8879	11978.1585	196.35	195.45	65.1	65.1	0.0115	0.9
R34	R33-R34	3093.3459	11981.5145	195.71	194.91	38.6	103.7	0.014	0.8

Tableau II.10 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R35-R37)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R35	-	2997.6134	12031.7429	196.03	195.23	-	-	-	0.8
R36	R35-R36	3049.5705	12029.05	195.55	194.75	52	52	0.0092	0.8
R37	R36-R37	3087.1221	12032.4482	195.1	194.3	37.7	89.7	0.0119	0.8

Tableau II.11 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R38-R40)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R38	-	3025.8965	12072.9831	194.98	194.18	-	-	-	0.8
R39	R38-R39	3080.3499	12071.0042	194.55	193.75	54.5	54.5	0.0079	0.8
R40	R39-R40	3106.5845	12050.0634	194.58	193.48	33.6	88.1	0.008	1.1

Tableau II.12 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R11-R14)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R11	-	3287.0169	11549.5238	208.03	207.23	-	-	-	0.8
R12	R11-R12	3270.0744	11594.0795	206.56	205.76	47.7	47.7	0.0308	0.8
R13	R12-R13	3232.3282	11637.5515	206.23	205.33	57.6	105.3	0.0075	0.9
R14	R13-R14	3186.5071	11681.827	206.47	205.17	63.7	169	0.0025	1.3

Tableau II.13 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R42-REJET)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R42	-	3264.9501	11467.554	213.51	212.31	-	-	-	1.2
R43	R42-R43	3330.0882	11484.5792	212.72	211.52	67.3	67.3	0.0117	1.2
R44	R43-R44	3348.6254	11496.9714	212.02	210.82	22.3	89.6	0.0314	1.2
R45	R44-R45	3336.1187	11549.4578	208.25	207.05	54.1	143.7	0.0689	1.2
R46	R45-R46	3324.2329	11572.9435	206.99	205.79	26.4	170.1	0.0479	1.2
R55	R46-R55	3317.4198	11625.5193	205.82	204.82	53	223.1	0.0183	1
R56	R55-R56	3313.4002	11655.2806	205.66	204.56	30	253.1	0.0087	1.1
R65	R56-R65	3306.0806	11695.5226	205.27	204.07	40.9	294	0.012	1.2
R71	R65-R71	3292.8915	11760.9996	204.19	202.99	68.8	362.8	0.0162	1.2
R72	R71-R72	3270.7057	11821.6402	200.91	199.91	64.6	427.4	0.0477	1
R75	R72-R75	3275.6122	11887.0607	196.22	195.22	65.8	493.2	0.0715	1
R76	R75-R76	3282.1357	11933.1724	194.87	193.87	46.6	539.8	0.029	1
R77	R76-R77	3272.5327	11992.7352	193.92	192.92	60.3	600.1	0.0157	1
R78	R77-R78	3306.5847	12003.8426	193.5	192.4	35.8	635.9	0.0145	1.1
R81	R78-R81	3367.7821	11991.1016	193.25	192.05	62.5	698.4	0.0056	1.2
R83	R81-R83	3412.8912	11974.4483	193.34	191.94	48.1	746.5	0.0023	1.4
REJET	R83-REJET	3423.5176	11971.9937	193.45	191.85	10.9	757.4	0.0083	1.6

Tableau II.14 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R47-R46)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R47	-	3408.2475	11499.2577	213.52	212.72	-	-	-	0.8
R48	R47-R48	3457.5119	11528.0898	212.5	211.7	57.1	57.1	0.0179	0.8
R49	R48-R49	3510.8501	11566.2335	212.45	211.45	65.6	122.7	0.0038	1
R50	R49-R50	3547.294	11612.3192	212.19	210.99	58.8	181.5	0.0078	1.2
R52	R50-R52	3507.4931	11637.7172	209.95	209.15	47.2	228.7	0.039	0.8
R53	R52-R53	3444.9719	11606.9566	207.62	206.82	68.7	297.4	0.0334	0.8
R54	R53-R54	3387.3963	11580.4962	207.29	206.39	63.4	360.8	0.0068	0.9
R46	R54-R46	3324.2329	11572.9435	206.99	205.99	63.6	424.4	0.0063	1

Tableau II.15 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R61-R65)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R61	-	3476.9546	11684.3226	208.2	207.2	-	-	-	1
R62	R61-R62	3452.6438	11677.1295	207.28	206.28	25.4	25.4	0.0363	1
R63	R62-R63	3412.4889	11723.3524	207.48	206.48	61.2	86.6	0.0131	1
R64	R63-R64	3358.3005	11713.1959	206.06	205.06	55.1	141.7	0.0076	1
R65	R64-R65	3306.0806	11695.5226	205.27	204.27	55.1	196.8	0.0143	1

Tableau II.16 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R59-R62)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R59	-	3443.7285	11619.6836	207.32	206.52	-	-	-	0.8
R60	R59-R60	3423.5739	11662.4752	206.46	205.66	47.3	47.3	0.0182	0.8
R62	R60-R62	3452.6438	11677.1295	207.28	206.28	32.6	79.9	0.0117	1

Tableau II.17 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R57-R56)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R57	-	3399.627	11623.8715	206.1	205.3	-	-	-	0.8
R58	R57-R58	3371.5254	11675.9068	205.84	204.94	59.1	59.1	0.0061	0.9
R56	R58-R56	3313.4002	11655.2806	205.66	204.56	61.7	120.8	0.0062	1.1

Tableau II.18 Mode de Calcul des Pentes (S.B A, Collecteur R66-R71)...

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R66	-	3486.7535	11783.7823	211.26	210.46	-	-	-	0.8
R67	R66-R67	3458.7576	11766.5377	210.78	209.78	32.9	32.9	0.027	1
R68	R67-R68	3423.6403	11762.0656	210.03	209.03	35.4	68.3	0.0212	1

Tableau II.18 Mode de Calcul des Pentés (S.B A, Collecteur R66-R71)(suite et fin)

R69	R68-R69	3380.5574	11768.6987	208.18	207.18	43.6	111.9	0.0424	1
R70	R69-R70	3336.9465	11775.2773	206.17	205.17	44.2	156.1	0.0456	1
R71	R70-R71	3292.8915	11760.9996	204.19	203.19	46.4	202.5	0.0428	1

Tableau II.19 Mode de Calcul des Pentés (S.B A, Collecteur R73-R72)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R73	-	3178.199	11863.8448	200.66	199.86	-	-	-	0.8
R74	R73-R74	3225.4262	11840.9795	200.81	200.01	52.5	52.5	0.017	0.8
R72	R74-R72	3270.7057	11821.6402	200.91	199.91	49.2	101.7	0.0057	1

Tableau II.20 Mode de Calcul des Pentés (S.B A, Collecteur R79-R81)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R79	-	3362.7716	11884.3206	200.56	199.06	-	-	-	1.5
R80	R79-R80	3365.0521	11926.0139	196.02	195.22	41.9	41.9	0.0919	0.8
R82	R80-R82	3362.7332	11960.2538	193.62	192.82	34.4	76.3	0.07	0.8
R81	R82-R81	3367.7821	11991.1016	193.25	192.15	31.3	107.6	0.0214	1.1

Tableau II.21 Mode De Calcul des Pentés (S.B B, Collecteur R84 - Rejet N°02)....

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R84	-	3610.2068	11529.174	212.6	211.8	-	-	-	0.8
R85	R84-R85	3661.7025	11551.6169	211.9	211.1	56.2	56.2	0.0121	0.8
R86	R85-R86	3705.7663	11580.1015	211.87	210.87	52.5	108.7	0.0048	1
R87	R86-R87	3760.2131	11612.6687	210.89	210.09	63.5	172.2	0.0123	0.8
R88	R87-R88	3824.1666	11643.9726	210.34	209.54	69.2	241.4	0.0077	0.8
R89	R88-R89	3884.4682	11680.8528	209.92	209.12	69.7	311.1	0.0059	0.8
R90	R89-R90	3944.0459	11718.7281	208.51	207.31	69.6	380.7	0.0061	1.2
R91	R90-R91	3997.3491	11756.7993	207	206.2	65.5	446.2	0.015	0.8
R92	R91-R92	4025.9526	11774.3857	92	91.2	33.6	479.8	0.0176	0.8
R93	R92-R93	4028.377	11793.482	207.77	206.97	19.3	499.1	0.0078	0.8
R94	R93-R94	4009.4844	11807.7824	208.06	206.86	23.7	522.8	0.0046	1.2
R95	R94-R95	3972.9158	11834.1325	208.49	206.69	45.1	567.9	0.0038	1.8
R96	R95-R96	3939.793	11860.8411	209.08	206.58	42.6	610.5	0.0026	2.5
R97	R96-R97	3932.0676	11874.7976	209	206.4	16	626.5	0.0113	2.6
R98	R97-R98	3941.2334	11892.7136	208.05	206.25	20.1	646.6	0.0074	1.8
R99	R98-R99	3973.9237	11924.5422	203.89	203.09	45.7	692.3	0.0693	0.8
R100	R99-R100	3950.3886	11946.088	202.52	201.72	31.9	724.2	0.0429	0.8
R101	R100-R101	3926.9978	11970.7969	201.36	200.36	34	758.2	0.04	1
R102	R101-R102	3907.613	11990.6828	200.47	199.37	27.8	786	0.0356	1.1
R103	R102-R103	3887.4478	12026.4924	198.36	197.06	41.1	827.1	0.0562	1.3

Tableau II.21 Mode De Calcul des Pentés (S.B B, Collecteur R84 - Rejet N°02) (suite et fin)

R104	R103-R104	3871.2603	12072.6985	193.79	192.79	49.2	876.3	0.0872	1
R105	R104-R105	3871.7139	12082.2125	192.87	192.07	9.6	885.9	0.0754	0.8

Tableau II.22 Mode De Calcul des Pentés (S.B B, Collecteur R106 - R97)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R106	-	3573.6138	11673.4	211.88	210.88	-	-	-	1
R107	R106-R107	3624.0928	11709.306	211.61	210.61	62	62	0.0044	1
R108	R107-R108	3679.3232	11752.228	210.64	209.64	69.9	131.9	0.0139	1
R109	R108-R109	3691.2235	11779.48	210.6	209.4	29.7	161.6	0.0081	1.2
R110	R109-R110	3678.9798	11828.024	210.02	208.82	50.1	211.7	0.0116	1.2
R111	R110-R111	3723.674	11847.685	209.34	208.14	48.8	260.5	0.0139	1.2
R112	R111-R112	3741.9415	11857.068	209.12	207.92	20.5	281	0.0107	1.2
R113	R112-R113	3811.6548	11850.924	209.15	207.65	69	350	0.0039	1.5
R114	R113-R114	3854.2546	11855.349	209.1	207.5	42.8	392.8	0.0035	1.6
R115	R114-R115	3875.8807	11862.725	209.25	207.45	22.9	415.7	0.0022	1.8
R97	R115-R97	3932.0676	11874.798	209	207.2	57.5	473.2	0.0043	1.8

Tableau II.23 Mode De Calcul des Pentés (S.B B, Collecteur R105 - R110)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R115	-	3558.702	11631.875	212.17	211.37	-	-	-	0.8
R116	R115-R116	3551.5618	11687.648	211.53	210.73	56.2	56.2	0.0114	0.8
R117	R116-R117	3544.9619	11723.125	211.8	210.6	36.1	92.3	0.0036	1.2
R118	R117-R118	3556.7744	11761.41	211.37	210.17	40.1	132.4	0.0107	1.2
R119	R118-R119	3597.2179	11794.934	210.8	209.6	52.5	184.9	0.0109	1.2
R120	R119-R120	3626.3864	11808.853	210.37	209.17	32.3	217.2	0.0133	1.2
R115	R120-R115	3678.9798	11828.024	210.02	208.82	56	273.2	0.0063	1.2

Tableau II.24 Mode De Calcul des Pentés (S.B B, Collecteur R121 - R120)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R121	-	3523.0547	11795.47	211.47	210.67	-	-	-	0.8
R122	R121-R122	3553.8798	11801.293	211.34	210.34	31.4	31.4	0.0105	1
R123	R122-R123	3611.928	11823.138	210.58	209.48	62	93.4	0.0139	1.1
R120	R123-R120	3626.3864	11808.853	210.37	209.17	20.3	113.7	0.0152	1.2

Tableau II.25 Mode De Calcul des Pentes (S.B B, Collecteur R124 - R117)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R124	-	3513.6739	11719.825	211.61	210.81	-	-	-	0.8
R117	R124-R117	3544.9619	11723.125	211.8	210.6	31.5	31.5	0.0067	1.2

Tableau II.26 Mode De Calcul des Pentes (S.B B, Collecteur R125 - R122)

N° de Regard	N° du Tronç	Point D'insert X	Point D'insert Y	Côte Tamp (m)	Côte Rad (m)	Distance Partielle (m)	Distance Cum (m)	I (m/m)	Prof (m)
R125	-	3555.4653	11783.083	211.35	210.55	-	-	-	0.8
R122	R125-R122	3553.8798	11801.293	211.34	210.34	18.3	18.3	0.0115	1

Tableau II.27. Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin A

N° de tronçon	Long (m)	Qs (l/m/ml)	Qr (l/s)	Qe (l/s)	Qs (l/s)	Cpe Cps	Qpe (m)	Qps' (m)	Qp (l/s)	I (m/m)	Φ (mm)
R1	69.5	0.000978	0.0680	/	0.0680		/	0.2719	0.1359	0.0059	200
R2						4					
R2	64		0.0626	0.0680	0.1306	4	0.2719	0.5223	0.3971	0.0058	200
R3						4					
R3	64.8		0.0634	0.1306	0.1939	4	0.5223	0.7757	0.6490	0.0604	200
R6						4					
R6	69.3		0.0678	0.3178	0.3855	4	1.2710	1.5421	1.4066	0.0173	200
R10						4					
R10	66.6		0.0651	0.4907	0.5558	4	1.9627	2.2232	2.0929	0.0102	200
R14						4					
R14	69.5		0.0680	0.7211	0.7891	4	2.8843	3.1562	3.0203	0.0019	200
R17						4					
R17	68.6		0.0671	0.9129	0.9800	4	3.6515	3.9198	3.7856	0.0211	200
R20						4					
R20	62.5		0.0611	1.1097	1.1709	3.874	4.2996	4.4628	4.3812	0.0596	200
R21						3.812					
R21	50.6		0.0495	1.1709	1.2203	3.812	4.4628	4.5936	4.5282	0.0945	200
R22						3.764					
R22	50.3		0.0492	1.2203	1.2695	3.764	4.5936	4.7225	4.6580	0.0267	200
R23						3.720					
R23	47.3	0.0463	1.2695	1.3158	3.720	4.7225	4.8428	4.7826	0.0123	200	
R24					3.680						
R24	67	0.0655	2.1345	2.2000	3.212	6.8560	7.0099	6.9330	0.0100	200	
R77					3.186						
R4	58	0.0567	/	0.0567	/	/	0.2269	0.1134	0.0043	200	
R5			4								
R5	68.6	0.0671	0.0567	0.1238	4	0.226896	0.4953	0.3611	0.0039	200	
R6					4						
R8	67.5	0.0660	/	0.0660	/	/	0.2641	0.1320	0.0079	200	
R9			4								
R9	40	0.0391	0.0660	0.1051	4	0.2641	0.4205	0.3423	0.0067	200	
R10					4						
R15	59.5	0.0582	/	0.0582	/	/	0.2328	0.1164	0.0081	200	
R16			4								
R16	67.1	0.0656	0.0582	0.1238	4	0.2328	0.4953	0.3640	0.0167	200	
R17					4						
R18	69.1	0.0676	/	0.0676	/	/	0.2703	0.1352	0.0235	200	
R19			4								

Tableau II.27. Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin A (...suite)

R19	63.6	0.000978	0.0622	0.0676		4	0.2703		0.3947	0.0149	200
R20				0.1298		4		0.5191			
R30	66.1		0.0646	/		/	/		0.1293	0.0775	200
R31				0.0646		4		0.2586			
R31	60.7		0.0594	0.2995		4	1.1979		1.3166	0.0246	200
R34					0.3588	4		1.4353			
R34	51.3		0.0502	0.4602		4	1.8410		1.9413	0.0119	200
R37					0.5104	4		2.0417			
R37	26.3		0.0257	0.5981		4	2.39258		2.4440	0.0198	200
R40					0.6239	4		2.4955			
R40	41.7		0.0408	0.7100		4	2.8401		2.9217	0.0084	200
R41					0.7508	4		3.0032			
R41	69.4		0.0679	0.7508		4	3.0032		3.1390	0.0034	200
R24					0.8187	4		3.2747			
R25	62.9		0.0615	/		/	/		0.1230	0.0162	200
R26					0.0615	4		0.2461			
R26	55.8		0.0546	0.0615		4	0.2461		0.3552	0.0516	200
R27					0.1161	4		0.4644			
R27	23.1		0.0226	0.1161		4	0.4644		0.5095	0.0525	200
R29					0.1387	4		0.5547			
R28	56.4	0.0552	/		/	/		0.1103	0.0117	200	
R29				0.0552	4		0.2206				
R29	41.9	0.0410	0.1938		4	0.7754		0.8573	0.0439	200	
R31				0.2348	4		0.9393				
R32	65.1	0.0637	/		/	/		0.1273	0.0115	200	
R33				0.0637	4		0.2547				
R33	38.6	0.0378	0.0637		4	0.2547		0.3302	0.0140	200	
R34				0.1014	4		0.4057				
R35	52	0.0509	/		/	/		0.1017	0.0092	200	
R36				0.0509	4		0.2034				
R36	37.7	0.0369	0.0509		4	0.2034		0.2772	0.0119	200	
R37				0.0877	4		0.3509				
R38	54.5	0.0533	/		/	/		0.1066	0.0079	200	
R39				0.0533	4		0.2132				
R39	33.6	0.0329	0.0533		4	0.2132		0.2789	0.0080	200	
R40				0.0862	4		0.3446				
R11	47.7	0.0467	/		/	/		0.0933	0.0308	200	
R12				0.0467	4		0.1866				
R12	57.6	0.0563	0.0467		4	0.1866		0.2993	0.0075	200	
R13				0.1030	4		0.4119				

Tableau II.27. Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin A (...suite)

R13	63.7	0.000978	0.0623	0.1030		4	0.4119		0.5365	0.0025	200
R14			0.1653		4	0.6611					
R42	67.3		0.0658	/		/	/		0.1316	0.0117	200
R43			0.0658		4	0.2633					
R43	22.3		0.0218	0.0658		/	/		0.1753	0.0314	200
R44			0.0876		4	0.3505					
R44	54.1		0.0529	0.0876		4	0.3505		0.4563	0.0699	200
R45			0.1405		4	0.5622					
R45	26.4		0.0258	0.1405		4	0.5622		0.6138	0.0479	200
R46			0.1664		4	0.6654					
R46	53		0.0518	0.5824		4	2.3296		2.4333	0.0183	200
R55			0.6342		4	2.5369					
R55	30		0.0293	0.6342		4	2.5369		2.5956	0.0087	200
R56			0.6636		4	2.6543					
R56	40.9		0.0400	0.7817		4	3.1269		3.2069	0.0120	200
R65			0.8217		4	3.2869					
R65	66.8		0.0653	1.0923		3.893	4.2527		4.3402	0.0162	200
R71			1.1577		3.825	4.4277					
R71	64.6		0.0632	1.3557		3.648	4.9459		5.0268	0.0477	200
R72			1.4189		3.600	5.1078					
R72	65.8	0.0644	1.5183		3.530	5.3596		5.4402	0.0715	200	
R75		1.5827		3.488	5.5208						
R75	46.6	0.0456	1.5827		3.488	5.5208		5.5775	0.0290	200	
R76		1.6283		3.460	5.6341						
R76	60.3	0.0590	1.6283		3.460	5.6341		11.4140	0.0157	200	
R77		1.6872		3.426	5.7799						
R77	35.8	0.0350	3.8873		2.769	10.7624		10.7997	0.0145	200	
R78		3.9223		2.763	10.8371						
R78	62.5	0.0611	3.9223		2.763	10.8371		10.9021	0.0056	200	
R81		3.9834		2.753	10.9672						
R47	57.1	0.0558	/		/	/		0.1117	0.0179	200	
R48		0.0558		4	0.2234						
R48	65.6	0.0642	0.0558		4	0.2234		0.3517	0.0038	200	
R49		0.1200		4	0.4800						
R49	58.8	0.0575	0.1200		4	0.4800		0.5950	0.0078	200	
R50		0.1775		4	0.7100						
R50	47.2	0.0462	0.1775		4	0.7100		0.8024	0.0390	200	
R52		0.2237		4	0.8947						
R52	69.7	0.0682	0.2237		4	0.8947		1.0310	0.0334	200	
R53		0.2918		4	1.1673						

Tableau II.27. Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin A (...suite)

R53	63.4	0.000978	0.0620	0.2918		4	1.1673		1.2914	0.0068	200
R54			0.0000	0.3538	0.3538	4	1.4154	1.4154	1.5398	0.0063	200
R54	63.6		0.0622		0.4160	4		1.6642			
R46			0.0248	/		/	/		0.0994	0.0497	0.0363
R61	25.4			0.0248		0.0248	4				
R62	61.2		0.0599	0.1030		4	0.4119		0.5316	0.0131	200
R63			0.0539	0.1628	0.1628	4	0.6513	0.6513	0.7591	0.0076	200
R63	55.1		0.0539	0.1628		4	0.6513		0.8669		
R64			0.0539	0.2167	0.2167	4	0.8669	0.8669	0.9747	0.0143	200
R64	55.1		0.0539	0.2167		4	0.8669		1.0825		
R65			0.0463	/		/	/		0.1850	0.0925	0.0182
R59	47.3			0.0463		0.0463	4				
R60	32.6		0.0319	0.0463		4	0.1850		0.2488	0.0117	200
R62			0.0319	0.0463	0.0781	4		0.3126			
R57	59.1		0.0578	/		/	/		0.1156	0.0061	200
R58			0.0578	/	0.0578	4		0.2312			
R58	61.7		0.0603	0.0578		4	0.2312		0.3519	0.0062	200
R56			0.0603	0.0578	0.1181	4		0.4726			
R66	32.9		0.0322	/		/	/		0.0644	0.0207	200
R67			0.0322	/	0.0322	4		0.1287			
R67	35.4	0.0346	0.0322		4	0.1287		0.1979	0.0212	200	
R68		0.0346	0.0322	0.0668	4		0.2672				
R68	43.6	0.0426	0.0668		4	0.2672		0.3525	0.0424	200	
R69		0.0426	0.0668	0.1094	4		0.4378				
R69	44.2	0.0432	0.1094		4	0.4378		0.5242	0.0456	200	
R70		0.0432	0.1094	0.1527	4		0.6107				
R70	46.4	0.0454	0.1527		4	0.6107		0.7014	0.0428	200	
R71		0.0454	0.1527	0.1980	4		0.7922				
R73	52.5	0.0513	/		/	/		0.1027	0.0170	200	
R74		0.0513	/	0.0513	4		0.2054				
R74	49.2	0.0481	0.0513		4	0.2054		0.3016	0.0057	200	
R72		0.0481	0.0513	0.0995	4		0.3979				
R79	41.9	0.0410	/		/	/		0.0820	0.0919	200	
R80		0.0410	/	0.0410	4		0.1639				
R80	34.4	0.0336	0.0410		4	0.1639		0.2312	0.0700	200	
R82		0.0336	0.0410	0.0746	4		0.2985				

Tableau II.27. Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin A (suite et fin)

R82	31.3	0.000978	0.0306	0.0746	0.1052	4	0.2985	0.4209	0.3597	0.0214	200
R81						4					
R81	48.1		0.0000	4.0886	4.0886	2.737	11.1905	11.1905	11.1905	0.0023	200
R83						2.737					
R83	10.9		0.0000	4.0886	4.0886	2.737	11.1905	11.1905	11.1905	0.0083	200
REJET (01)						2.737					

Tableau II.28. Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin B

N° de tronçon	Long (m)	Qs (l/m/ml)	Qr (l/s)	Qe (l/s)	Qs (l/s)	Cpe Cps	Qpe (m)	Qps' (m)	Qp (l/s)	I (mm)	Φ (mm)
R84	56.2	0.000928	0.0522	/	0.0522	/	/	0.2086	0.1043	0.0121	200
R85						4					
R85	52.5		0.0487	0.0522	0.1009	4	0.2086	0.4035	0.3061	0.0048	200
R86						4					
R86	63.5		0.0589	0.1009	0.1598	4	0.4035	0.6392	0.5214	0.0123	200
R87						4					
R87	69.2		0.0642	0.1598	0.2240	4	0.6392	0.8961	0.7676	0.0077	200
R88						4					
R88	69.7		0.0647	0.2240	0.2887	4	0.8961	1.1548	1.0254	0.0059	200
R89						4					
R89	69.6		0.0646	0.2887	0.3533	4	1.1548	1.4132	1.2840	0.0061	200
R90						4					
R90	65.5		0.0608	0.3533	0.4141	4	1.4132	1.6563	1.5347	0.0150	200
R91						4					
R91	33.6		0.0312	0.4141	0.4453	4	1.6563	1.7810	1.7187	0.0176	200
R92						4					
R92	19.3		0.0179	0.4453	0.4632	4	1.7810	1.8527	1.8168	0.0078	200
R93						4					
R93	23.7		0.0220	0.4632	0.4852	4	1.8527	1.9406	1.8966	0.0046	200
R94						4					
R94	45.1	0.0419	0.4852	0.5270	4	1.9406	2.1080	2.0243	0.0038	200	
R95					4						
R95	16	0.0148	0.5270	0.5419	4	2.1080	2.1674	2.1377	0.0026	200	
R96					4						
R96	42.6	0.0395	0.5419	0.5814	4	2.1674	2.3256	2.2465	0.0113	200	
R97					4						
R97	20.1	0.0187	1.4258	1.4444	3.5937	5.1238	5.1713	5.1475	0.0074	200	
R98					3.5801						

Tableau II.28. Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin B (...suite)

R98	45.7	0.000928	0.0424	1.4444		3.5801	5.1713		5.2250	0.0693	200
R99					1.4868	3.5503		5.2787	5.2250	0.0693	200
R99	31.9		0.0296	1.4868		3.5503	5.2787		5.3160	0.0429	200
R100					1.5164	3.5301		5.3533	5.3160	0.0429	200
R100	34		0.0316	1.5164		3.5301	5.3533		5.3929	0.0400	200
R101					1.5480	3.5093		5.4325	5.3929	0.0400	200
R101	27.8		0.0258	1.5480		3.5093	5.4325		5.4647	0.0356	200
R102					1.5738	3.4928		5.4970	5.4647	0.0356	200
R106	62		0.0575	/		/	/		0.1151	0.0044	200
R107					0.0575		4		0.2301	0.1151	0.0044
R107	69.9		0.0649	0.0575		4	0.2301		0.3599	0.0139	200
R108						0.1224	4		0.4896	0.3599	0.0139
R108	29.7		0.0276	0.1224		4	0.48961		0.5447	0.0081	200
R109					0.1500		4		0.5999	0.5447	0.0081
R109	50.1		0.0465	0.1500		4	0.5999		0.6928	0.0116	200
R110					0.1965		4		0.7858	0.6928	0.0116
R110	48.8		0.0453	0.6017		4	2.4069		2.4974	0.0139	200
R111					0.6470		4		2.5880	2.4974	0.0139
R111	20.5		0.0190	0.6470		4	2.5880		2.6261	0.0107	200
R112					0.6660		4		2.6641	2.6261	0.0107
R112	69		0.0640	0.6660		4	2.6641		2.7922	0.0039	200
R113					0.7301		4		2.9202	2.7922	0.0039
R113	42.8		0.0397	0.7301		4	2.9202		2.9997	0.0035	200
R114					0.7698		4		3.0791	2.9997	0.0035
R114	22.9		0.0213	0.7698		4	3.0791		1.5821	0.0043	200
R115					0.7910		4		3.1641	1.5821	0.0043
R115	57.5		0.0534	0.7910		4	3.1641		3.2708	0.0061	200
R97					0.8444		4		3.3775	3.2708	0.0061
R105	56.2	0.0522	/		/	/		0.1043	0.0114	200	
R116				0.0522		4		0.2086	0.1043	0.0114	200
R116	36.1	0.0335	0.0522		4	0.2086		0.2756	0.0036	200	
R117				0.0857		4		0.3426	0.2756	0.0036	200
R117	40.1	0.0372	0.1149		4	/		0.3042	0.0107	200	
R118				0.1521		4		0.6084	0.3042	0.0107	200
R118	52.5	0.0487	0.1521		4	0.6084		0.7058	0.0109	200	
R119				0.2008		4		0.8033	0.7058	0.0109	200
R119	32.3	0.0300	0.2008		4	0.8033		0.8632	0.0133	200	
R120				0.2308		4		0.9232	0.8632	0.0133	200

Tableau II.28.Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin B (suite et fin)

R120	56		0.0520	0.3533		4	1.4132		1.5171	0.0063	200
R110					0.4053	4		1.6210			
R121	31.4	0.000928	0.0291	/		/	/		0.0583	0.0105	200
R122				0.0291		4		0.1166			
R122	62		0.0575	0.0461		4	0.1845		0.2996	0.0139	200
R123						4		0.4146			
R123	20.3		0.0188	0.1037		4	0.4146		0.4523	0.0152	200
R120						4		0.4900			
R124	31.5		0.0292	/		/	/		0.0585	0.0067	200
R117						4		0.1169			
R125	18.3		0.0170	/		/	/		0.0340	0.0115	200
R122						4		0.0679			
R102	41.1		/	1.5738		3.4928	5.4970		5.4970	0.0562	200
R103						1.5738	3.4928		5.4970		
R103	49.2	/	1.5738		3.4928	5.4970		5.4970	0.0872	200	
R104					1.5738	3.4928		5.4970			
R104	9.6	/	1.5738		3.4928	5.4970		5.4970	0.0754	200	
REJET N02					1.5738	3.4928		5.4970			

Tableau II.29.Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin A

N° de tronçon	Long (m)	I	Φ (mm)	Q _{mac} (tron) (l/s)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (l/s)	Rq	Rh	Rv (rH=0.5)	Rv (rH=0.2)	Conditions d'autocurage		
											1 ^{ere} condition V≥0.7m/s	2 ^{ème} condition V≥0.3m/s	3 ^{ème} condition H≥0.2Φ
R1	69.5	0.0059	200	2.1109	22.50	0.7166	0.094	0.160	1.02	0.6	0.7309	0.4299	0.032
R2													
R2	64	0.0058	200	2.1123	22.00	0.7006	0.096	0.165	1.02	0.6	0.7146	0.4204	0.033
R3													
R3	64.8	0.0604	200	2.1121	72.00	2.2930	0.029	0.050	1.02	0.6	2.3389	1.3758	0.010
R6													
R6	69.3	0.0173	200	2.1110	37.00	1.1783	0.057	0.1200	1.02	0.6	1.2019	0.7070	0.024
R10													
R10	66.6	0.0102	200	2.1116	30.00	0.9554	0.070	0.1400	1.02	0.6	0.9745	0.5732	0.028
R14													
R14	69.5	0.0019	200	2.1109	41.00	1.3057	0.051	0.1100	1.02	0.6	1.3318	0.7834	0.022
R17													
R17	68.6	0.0211	200	2.1111	42.50	1.3535	0.050	0.1100	1.02	0.6	1.3806	0.8121	0.022
R20													
R20	62.5	0.0596	200	2.1127	70.00	2.2293	0.030	0.0550	1.02	0.6	2.2739	1.3376	0.011
R21													
R21	50.6	0.0945	200	2.1157	90.00	2.8662	0.024	0.0400	1.02	0.6	2.9236	1.7197	0.008
R22													
R22	50.3	0.0267	200	2.1158	47.00	1.4968	0.045	0.1200	1.02	0.6	1.5268	0.8981	0.024
R23													

Tableau II.29. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin A(...suite)

R23	47.3	0.0123	200	2.1166	33.00	1.0510	0.064	0.1300	1.02	0.6	1.0720	0.6306	0.026
R24													
R24	67	0.0100	200	2.1115	30.00	0.9554	0.070	0.1500	1.02	0.6	0.9745	0.5732	0.030
R77													
R4	58	0.0043	200	2.1138	16.00	0.5096	0.132	0.2100	1.02	0.6	0.5197	0.3057	0.042
R5													
R5	68.6	0.0039	200	2.1111	18.20	0.5796	0.116	0.1900	1.02	0.6	0.5912	0.3478	0.038
R6													
R8	67.5	0.0079	200	2.1114	26.40	0.8408	0.080	0.1600	1.02	0.6	0.8576	0.5045	0.032
R9													
R9	40	0.0067	200	2.1184	24.80	0.7898	0.085	0.1700	1.02	0.6	0.8056	0.4739	0.034
R10													
R15	59.5	0.0081	200	2.1135	27.00	0.8599	0.078	0.1500	1.02	0.6	0.8771	0.5159	0.030
R16													
R16	67.1	0.0167	200	2.1115	37.00	1.1783	0.057	0.1100	1.02	0.6	1.2019	0.7070	0.022
R17													
R18	69.1	0.0235	200	2.1110	46.00	1.4650	0.046	0.1000	1.02	0.6	1.4943	0.8790	0.020
R19													
R19	63.6	0.0149	200	2.1124	36.00	1.1465	0.059	0.1100	1.02	0.6	1.1694	0.6879	0.022
R20													
R30	66.1	0.0775	200	2.1118	81.00	2.5796	0.026	0.0300	1.02	0.6	2.6312	1.5478	0.006
R31													
R31	60.7	0.0246	200	2.1131	45.00	1.4331	0.047	0.1000	1.02	0.6	1.4618	0.8599	0.020
R34													

Tableau II.29. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin A (...suite)

R34	51.3	0.0119	200	2.1155	38.00	1.2102	0.056	0.1100	1.02	0.6	1.2344	0.7261	0.022
R37													
R37	26.3	0.0198	200	2.1219	41.00	1.3057	0.052	0.1000	1.02	0.6	1.3318	0.7834	0.020
R40													
R40	41.7	0.0084	200	2.1180	27.00	0.8599	0.078	0.1500	1.02	0.6	0.8771	0.5159	0.030
R41													
R41	69.4	0.0034	200	2.1109	17.70	0.5637	0.119	0.2100	1.02	0.6	0.5750	0.3382	0.042
R24													
R25	62.9	0.0162	200	2.1126	38.00	1.2102	0.056	0.1100	1.02	0.6	1.2344	0.7261	0.022
R26													
R26	55.8	0.0516	200	2.1144	67.00	2.1338	0.032	0.0600	1.02	0.6	2.1764	1.2803	0.012
R27													
R27	23.1	0.0525	200	2.1227	68.00	2.1656	0.031	0.0500	1.02	0.6	2.2089	1.2994	0.010
R29													
R28	56.4	0.0117	200	2.1142	32.00	1.0191	0.066	0.0120	1.02	0.6	1.0395	0.6115	0.002
R29													
R29	41.9	0.0439	200	2.1179	60.00	1.9108	0.035	0.0700	1.02	0.6	1.9490	1.1465	0.014
R31													
R32	65.1	0.0115	200	2.1120	32.50	1.0350	0.065	0.0120	1.02	0.6	1.0557	0.6210	0.002
R33													
R33	38.6	0.0140	200	2.1188	35.00	1.1146	0.061	0.0110	1.02	0.6	1.1369	0.6688	0.002
R34													
R35	52	0.0092	200	2.1154	28.60	0.9108	0.074	0.0140	1.02	0.6	0.9290	0.5465	0.003
R36													

Tableau II.29. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin A (...suite)

R36	37.7	0.0119	200	2.1190	33.00	1.0510	0.064	0.0120	1.02	0.6	1.0720	0.6306	0.002
R37													
R38	54.5	0.0079	200	2.1147	27.00	0.8599	0.078	0.1500	1.02	0.6	0.8771	0.5159	0.030
R39													
R39	33.6	0.0080	200	2.1200	27.30	0.8694	0.078	0.1500	1.02	0.6	0.8868	0.5217	0.030
R40													
R11	47.7	0.0308	200	2.1165	51.00	1.6242	0.041	0.0800	1.02	0.6	1.6567	0.9745	0.016
R12													
R12	57.6	0.0075	200	2.1139	26.00	0.8280	0.081	0.1600	1.02	0.6	0.8446	0.4968	0.032
R13													
R13	63.7	0.0025	200	2.1124	15.50	0.4936	0.136	0.2300	1.02	0.6	0.5035	0.2962	0.046
R14													
R42	67.3	0.0117	200	2.1115	33.00	1.0510	0.064	0.1200	1.02	0.6	1.0720	0.6306	0.024
R43													
R43	22.3	0.0314	200	2.1229	51.30	1.6338	0.041	0.0800	1.02	0.6	1.6664	0.9803	0.016
R44													
R44	54.1	0.0699	200	2.1148	78.00	2.4841	0.027	0.0500	1.02	0.6	2.5338	1.4904	0.010
R45													
R45	26.4	0.0479	200	2.1219	63.00	2.0064	0.034	0.0600	1.02	0.6	2.0465	1.2038	0.012
R46													
R46	53	0.0183	200	2.1151	40.00	1.2739	0.053	0.0100	1.02	0.6	1.2994	0.7643	0.002
R55													
R55	30	0.0087	200	2.1210	28.00	0.8917	0.076	0.1600	1.02	0.6	0.9096	0.5350	0.032
R56													

Tableau II.29. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin A (...suite)

R56	40.9	0.0120	200	2.1182	32.50	1.0350	0.065	0.1200	1.02	0.6	1.0557	0.6210	0.024
R65													
R65	66.8	0.0162	200	2.1116	37.40	1.1911	0.056	0.0110	1.02	0.6	1.2149	0.7146	0.002
R71													
R71	64.6	0.0477	200	2.1122	62.90	2.0032	0.034	0.0600	1.02	0.6	2.0432	1.2019	0.012
R72													
R72	65.8	0.0715	200	2.1118	78.00	2.4841	0.027	0.0500	1.02	0.6	2.5338	1.4904	0.010
R75													
R75	46.6	0.0290	200	2.1167	50.00	1.5924	0.042	0.0800	1.02	0.6	1.6242	0.9554	0.016
R76													
R76	60.3	0.0157	200	2.1132	37.00	1.1783	0.057	0.0110	1.02	0.6	1.2019	0.7070	0.002
R77													
R77	35.8	0.0145	200	2.1195	36.00	1.1465	0.059	0.0120	1.02	0.6	1.1694	0.6879	0.002
R78													
R78	62.5	0.0056	200	2.1127	69.00	2.1975	0.031	0.0600	1.02	0.6	2.2414	1.3185	0.012
R81													
R47	57.1	0.0179	200	2.1141	39.00	1.2420	0.054	0.0100	1.02	0.6	1.2669	0.7452	0.002
R48													
R48	65.6	0.0038	200	2.1119	18.50	0.5892	0.114	0.2100	1.02	0.6	0.6010	0.3535	0.042
R49													
R49	58.8	0.0078	200	2.1136	27.00	0.8599	0.078	0.0160	1.02	0.6	0.8771	0.5159	0.003
R50													
R50	47.2	0.0390	200	2.1166	59.00	1.8790	0.036	0.0700	1.02	0.6	1.9166	1.1274	0.014
R52													
R52	69.7	0.0334	200	2.1109	56.00	1.7834	0.038	0.0750	1.02	0.6	1.8191	1.0701	0.015
R53													

Tableau II.29. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin A(...suite)

R53	63.4	0.0068	200	2.1125	24.00	0.7643	0.088	0.0160	1.02	0.6	0.7796	0.4586	0.003
R54													
R54	63.6	0.0063	200	2.1124	23.60	0.7516	0.090	0.0170	1.02	0.6	0.7666	0.4510	0.003
R46													
R61	25.4	0.0363	200	2.1221	57.00	1.8153	0.037	0.0700	1.02	0.6	1.8516	1.0892	0.014
R62													
R62	61.2	0.0131	200	2.1130	34.00	1.0828	0.062	0.0130	1.02	0.6	1.1045	0.6497	0.003
R63													
R63	55.1	0.0076	200	2.1146	26.50	0.8439	0.080	0.1600	1.02	0.6	0.8608	0.5064	0.032
R64													
R64	55.1	0.0143	200	2.1146	35.20	1.1210	0.060	0.1200	1.02	0.6	1.1434	0.6726	0.024
R65													
R59	47.3	0.0182	200	2.1166	40.10	1.2771	0.053	0.1100	1.02	0.6	1.3026	0.7662	0.022
R60													
R60	32.6	0.0117	200	2.1203	31.80	1.0127	0.067	0.1200	1.02	0.6	1.0330	0.6076	0.024
R62													
R57	59.1	0.0061	200	2.1136	23.00	0.7325	0.092	0.1750	1.02	0.6	0.7471	0.4395	0.035
R58													
R58	61.7	0.0062	200	2.1129	23.20	0.7389	0.091	0.1750	1.02	0.6	0.7536	0.4433	0.035
R56													
R66	32.9	0.0207	200	2.1202	41.80	1.3312	0.051	0.0900	1.02	0.6	1.3578	0.7987	0.018
R67													
R67	35.4	0.0212	200	2.1196	42.00	1.3376	0.050	0.0900	1.02	0.6	1.3643	0.8025	0.018
R68													

Tableau II.29. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin A(...suit)

R68	43.6	0.0424	200	2.1175	60.00	1.9108	0.035	0.0700	1.02	0.6	1.9490	1.1465	0.014
R69													
R69	44.2	0.0456	200	2.1173	64.00	2.0382	0.033	0.0700	1.02	0.6	2.0790	1.2229	0.014
R70													
R70	46.4	0.0428	200	2.1168	61.00	1.9427	0.035	0.0700	1.02	0.6	1.9815	1.1656	0.014
R71													
R73	52.5	0.0170	200	2.1152	38.00	1.2102	0.056	0.0110	1.02	0.6	1.2344	0.7261	0.002
R74													
R74	49.2	0.0057	200	2.1161	24.50	0.7803	0.086	0.1600	1.02	0.6	0.7959	0.4682	0.032
R72													
R79	41.9	0.0919	200	2.1179	90.00	2.8662	0.024	0.0400	1.02	0.6	2.9236	1.7197	0.008
R80													
R80	34.4	0.0700	200	2.1198	78.00	2.4841	0.027	0.0500	1.02	0.6	2.5338	1.4904	0.010
R82													
R82	31.3	0.0214	200	2.1206	42.50	1.3535	0.050	0.1100	1.02	0.6	1.3806	0.8121	0.022
R81													
R81	48.1	0.0023	200	2.1164	16.00	0.5096	0.132	0.2500	1.02	0.6	0.5197	0.3057	0.050
R83													
R83	10.9	0.0083	200	2.1258	27.50	0.8758	0.077	0.1400	1.02	0.6	0.8933	0.5255	0.028
Rejet(01)													

Tableau II.30. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin B

N° de tronçon	Long (m)	I (m/m)	Φ (mm)	Q _{mac} (tron) (l/s)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (l/s)	R _q	R _h	R _v (RH=0,5)	R _v (RH=0,2)	Conditions d'autocurage		
											1 ^{ère} condition V ≥ 0.7m/s	2 ^{ème} condition V ≥ 0.3m/s	3 ^{ème} condition H ≥ 0.2Φ
R84	56.2	0.0121	200	0.8329	33.00	1.0510	0.025	0.050	1.02	0.6	1.0720	0.6306	0.010
R85													
R85	52.5	0.0048	200	0.8338	64.00	2.0382	0.013	0.020	1.02	0.6	2.0790	1.2229	0.004
R86													
R86	63.5	0.0123	200	0.8310	34.00	1.0828	0.024	0.050	1.02	0.6	1.1045	0.6497	0.010
R87													
R87	69.2	0.0077	200	0.8296	82.00	2.6115	0.010	0.0200	1.02	0.6	2.6637	1.5669	0.004
R88													
R88	69.7	0.0059	200	0.8295	22.50	0.7166	0.037	0.0700	1.02	0.6	0.7309	0.4299	0.014
R89													
R89	69.6	0.0061	200	0.8295	26.00	0.8280	0.032	0.0600	1.02	0.6	0.8446	0.4968	0.012
R90													
R90	65.5	0.0150	200	0.8305	36.00	1.1465	0.023	0.0450	1.02	0.6	1.1694	0.6879	0.009
R91													
R91	33.6	0.0176	200	0.8385	40.00	1.2739	0.021	0.0400	1.02	0.6	1.2994	0.7643	0.008
R92													
R92	19.3	0.0078	200	0.8421	27.00	0.8599	0.031	0.0600	1.02	0.6	0.8771	0.5159	0.012
R93													
R93	23.7	0.0046	200	0.8410	21.00	0.6688	0.040	0.0800	1.02	0.6	0.6822	0.4013	0.016
R94													
R94	45.1	0.0038	200	0.8356	17.00	0.5414	0.049	0.1000	1.02	0.6	0.5522	0.3248	0.020
R95													

Tableau II.30. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin B (...suite)

R95	16	0.0026	200	0.8429	15.80	0.5032	0.053	0.1100	1.02	0.6	0.5132	0.3019	0.022
R96													
R96	42.6	0.0113	200	0.8363	32.00	1.0191	0.026	0.0400	1.02	0.6	1.0395	0.6115	0.008
R97													
R97	20.1	0.0074	200	0.8419	25.00	0.7962	0.034	0.0700	1.02	0.6	0.8121	0.4777	0.014
R98													
R98	45.7	0.0693	200	0.8355	78.00	2.4841	0.011	0.0200	1.02	0.6	2.5338	1.4904	0.004
R99													
R99	31.9	0.0429	200	0.8389	60.00	1.9108	0.014	0.0200	1.02	0.6	1.9490	1.1465	0.004
R100													
R100	34	0.0400	200	0.8384	58.00	1.8471	0.014	0.0200	1.02	0.6	1.8841	1.1083	0.004
R101													
R101	27.8	0.0356	200	0.8400	55.00	1.7516	0.015	0.0300	1.02	0.6	1.7866	1.0510	0.006
R102													
R106	62	0.0044	200	0.8314	19.00	0.6051	0.044	0.0900	1.02	0.6	0.6172	0.3631	0.018
R107													
R107	69.9	0.0139	200	0.8294	34.00	1.0828	0.024	0.0380	1.02	0.6	1.1045	0.6497	0.008
R108													
R108	29.7	0.0081	200	0.8395	27.50	0.8758	0.031	0.0650	1.02	0.6	0.8933	0.5255	0.013
R109													
R109	50.1	0.0116	200	0.8344	32.00	1.0191	0.026	0.0350	1.02	0.6	1.0395	0.6115	0.007
R110													
R110	48.8	0.0139	200	0.8347	34.00	1.0828	0.025	0.0500	1.02	0.6	1.1045	0.6497	0.010
R111													

Tableau II.30. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin B (...suite)

R111	20.5	0.0107	200	0.8418	30.00	0.9554	0.028	0.0550	1.02	0.6	0.9745	0.5732	0.011
R112													
R112	69	0.0039	200	0.8297	18.50	0.5892	0.045	0.0900	1.02	0.6	0.6010	0.3535	0.018
R113													
R113	42.8	0.0035	200	0.8362	17.00	0.5414	0.049	0.1000	1.02	0.6	0.5522	0.3248	0.020
R114													
R114	22.9	0.0043	200	0.8412	18.00	0.5732	0.047	0.0950	1.02	0.6	0.5847	0.3439	0.019
R115													
R115	57.5	0.0061	200	0.8325	23.00	0.7325	0.036	0.0600	1.02	0.6	0.7471	0.4395	0.012
R97													
R105	56.2	0.0114	200	0.8329	32.00	1.0191	0.026	0.0500	1.02	0.6	1.0395	0.6115	0.010
R116													
R116	36.1	0.0036	200	0.8379	17.00	0.5414	0.049	0.1000	1.02	0.6	0.5522	0.3248	0.020
R117													
R117	40.1	0.0107	200	0.8369	30.00	0.9554	0.028	0.0550	1.02	0.6	0.9745	0.5732	0.011
R118													
R118	52.5	0.0109	200	0.8338	31.00	0.9873	0.027	0.0550	1.02	0.6	1.0070	0.5924	0.011
R119													
R119	32.3	0.0133	200	0.8388	34.00	1.0828	0.025	0.0500	1.02	0.6	1.1045	0.6497	0.010
R120													
R120	56	0.0063	200	0.8329	23.50	0.7484	0.035	0.0600	1.02	0.6	0.7634	0.4490	0.012
R110													
R121	31.4	0.0105	200	0.8391	30.00	0.9554	0.028	0.0550	1.02	0.6	0.9745	0.5732	0.011
R122													

Tableau II.30. Vérification des trois conditions l'autocurage pour le sous bassin B (uite et fin)

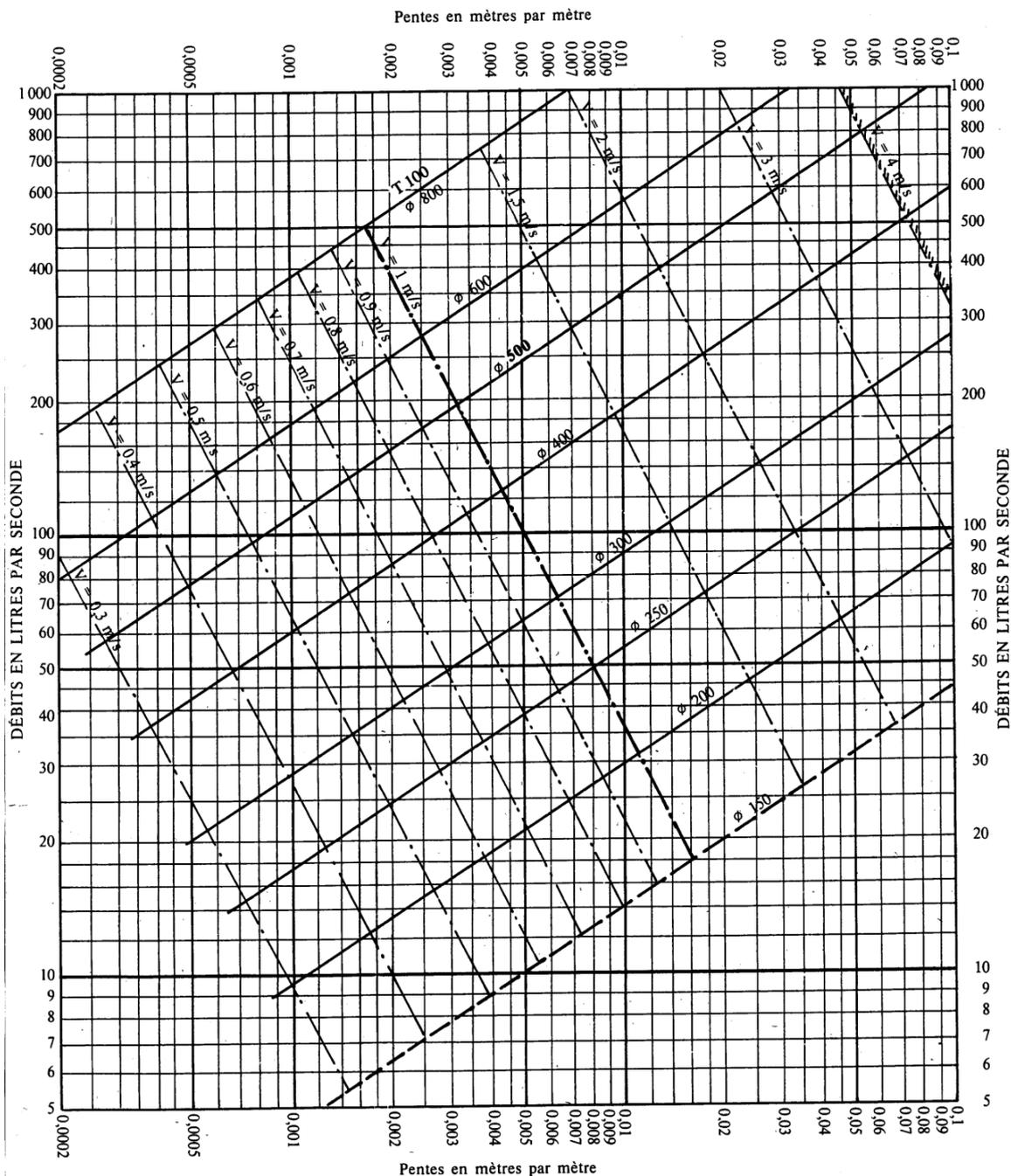
R122	62	0.0139	200	0.8314	35.00	1.1146	0.024	0.0500	1.02	0.6	1.1369	0.6688	0.010
R123													
R123	20.3	0.0152	200	0.8418	36.00	1.1465	0.023	0.0400	1.02	0.6	1.1694	0.6879	0.008
R120													
R124	31.5	0.0067	200	0.8390	24.00	0.7643	0.035	0.0600	1.02	0.6	0.7796	0.4586	0.012
R117													
R125	18.3	0.0115	200	0.8423	32.00	1.0191	0.026	0.0500	1.02	0.6	1.0395	0.6115	0.010
R122													
R102	41.1	0.0562	200	0.8366	70.00	2.2293	0.012	0.2000	1.02	0.6	2.2739	1.3376	0.040
R103													
R103	49.2	0.0872	200	0.8346	88.00	2.8025	0.009	0.0100	1.02	0.6	2.8586	1.6815	0.002
R104													
R104	9.6	0.0754	200	0.8445	80.00	2.5478	0.011	0.0200	1.02	0.6	2.5987	1.5287	0.004
REJET N02													

Annexe(6) : Abaque de Bazin.

ABAUQUE Ab. 3

Ab. 3

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



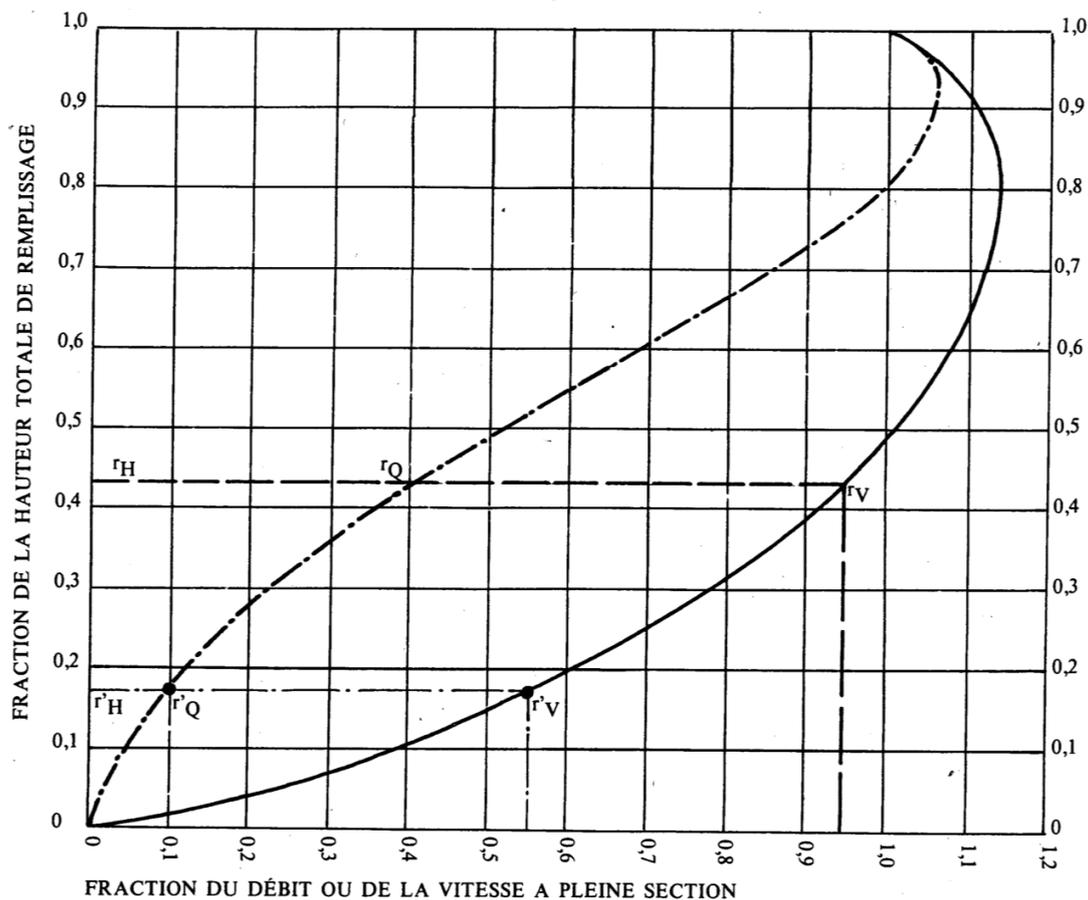
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

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

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

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

ملخص

الهدف من دراستنا لهذا المشروع هو قياس و تصميم شبكة توزيع المياه الشروب و شبكة صرف المياه القذرة(منطقة علي مصباح بلدية الحروش ولاية سكيكدة) هذا العمل ينقسم الى جزئين.

الجزء الأول يتمحور حول قياس و تصميم شبكة توزيع المياه الشروب ومختلف الانشآت الخاصة بها.

الجزء الثاني يتمحور حول قياس و تصميم شبكة صرف المياه القذرة.

الكلمات المفتاحية: توزيع; توصيل; مضخة; جاذبية; جريان; مياه قذرة

Résumé

L'objectif de notre étude qui est « conception et le dimensionnement du réseau d'AEP Et d'un réseau d'assainissement d'eaux usées, de la région Ali MESBAH commune El Harrouch (wilaya de SKIKDA), et divisée en deux parties.

La première partie sera consacrée à la conception et dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable. Ainsi que les différents ouvrages qui leurs sont associés.

La deuxième partie sera consacrée à la conception et dimensionnement du réseau d'assainissement séparatif d'eau usée.

Mots clés : Distribution ; Adduction ; Pompes ; Gravitaire ; Ecoulement ; Eau usée.

Abstract

The aim of our study is "design and sizing of the water supply network. And a sewerage wastewater, region of ALIMESBAH the district of El Harrouch (wilaya of SKIKDA) ".and divided into two parts.

The first part will be devoted to the design and sizing of the water supply network potable.Else to the various works associated with them.

The second part will be devoted to the design and sizing of wastewater sanitary sewer system.

Keywords:Distribution; Adduction; Pumps; Gravity; Flow; Waste water.