



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT**

### **THEME :**

***DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU  
D'ASSAINISSEMENT DE LA FRACTION BEN SAADA YAHIA  
ABDELKADER (W.MEDIA)***

### **Présenté par :**

**TABATOUCH Rajaa**

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr. HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Président
Mme. HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
Mr. AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
Mme. DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examineur
Mr ZAIBAK Issam	M.A.A	Promoteur

**Session: octobre 2023**

# ***Dédicace :***

*Une mention spéciale va à mes chers parents, que je ne  
remercierai jamais assez car leur amour, leur gentillesse et  
leur présence à mes côtés sont ma source de force.*

*Je dédie ce travail à ma famille bien-aimée qui a fait de  
moi ce que je suis aujourd'hui*

*A ma chère sœur Safaa*

*À mes amis et à tous ceux qui m'aiment et m'aident*

*Je vous remercie de tout mon cœur et je vous souhaite tout  
le bonheur du monde.*

***Rajaa***

## **Remerciement :**

Tout d'abord, je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir donné cette ambition, cette force, cette volonté et ce courage pour accomplir cet humble travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.

Ensuite, Je tiens à remercier mes chers parents, qui ont travaillé dur pour ma réussite et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Et ma chère sœur aussi.

Toute ma gratitude à mon superviseur M. ZAIBAK pour les conseils, la confiance et la patience qui ont façonné une grande thèse et sans lesquels il n'aurait pas été possible de mettre en œuvre ce travail jusqu'au bon débouché. Peut-être trouvera-t-il dans ces mémoires un hommage vivant à sa haute personnalité.

Je remercie également les membres du jury qui m'honoreront en évaluant et évaluant mon travail.

Et aussi toute ma gratitude à tous les professeurs de l'ENSH qui m'ont éclairé, guidé et aidé tout au long de ma formation.

Sans oublier l'ingénieure, Mme AMARI.D, mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes qui ont contribué directement ou indirectement à l'élaboration de ce travail.

## **ملخص:**

هدف هذه المذكرة أساسا ,لتصميم شبكة الصرف الصحي بالنسبة لقرية بن سعدة ( ولاية مدية ) في إطار مواكبة التزايد السريع لعدد سكان المنطقة، الذي تسبب في تزايد كميات المياه المستعملة و بالتالي تدهور شبكة الصرف الصحي نظرا لقدمها.

بعد جمع كامل المعطيات اللازمة قمنا بتشخيص حالة شبكة الصرف الموجودة و تقدير حجم تدفقات المياه الواجب صرفها ثم حساب الأبعاد و وضع مخطط مناسب لشبكة الصرف و تنفيذه, و تصميم نظام لمعالجة المياه القذرة عن طريقة تقنية الحفرة الطبيعية . إضافة إلى تقييم المشروع من الناحية الاقتصادية وذلك بتقدير التكلفة الإجمالية .

## **Abstract:**

The main objective of our thesis is to study the sanitation network of the village of Ben Saada wilaya of Médéa in the context of rapid demographic growth in the region, which generates an increase in the quantity of water drained and thus the deterioration of old pipes in the sanitation network.

After collecting all the necessary data, we diagnosed the state of the current sanitation network, estimated the volume of water flows to be evacuated, then calculated the new dimensions and carried out a study to rehabilitate the existing network and eliminate discharges. chaotic. We also designed a simple wastewater treatment system using natural lagoon technology. In addition to evaluating the project from an economic point of view and estimating the total cost.

## **Résumé :**

L'objectif principal de notre thèse est d'étudier le réseau d'assainissement du village de Ben Saada wilaya de Médéa dans le contexte d'une croissance démographique rapide de la région, qui génère une augmentation de la quantité d'eau drainée et ainsi la détérioration des anciennes canalisations du réseau d'assainissement.

Après avoir collecté toutes les données nécessaires, nous avons diagnostiqué l'état du réseau d'assainissement actuel, estimé le volume des débits d'eau à évacuer, puis calculé les nouvelles dimensions et mené une étude pour réhabiliter le réseau existant et éliminer les rejets chaotiques. Nous avons également conçu un système simple de traitement des eaux usées utilisant la technologie des lagunes naturelles. En plus d'évaluer le projet d'un point de vue économique et d'estimer le coût total.

# Table des matières :

**LISTE DES TABLEAUX :**

**LISTE DES FIGURES**

**LISTE DES PLANCHES :**

**INTRODUCTION GENERALE :**

## **CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

<b>INTRODUCTION :</b> .....	<b>2</b>
<b>I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE :</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2 SITUATION TOPOGRAPHIQUE :</b> .....	<b>4</b>
<b>I.3 SITUATION GEOLOGIQUE :</b> .....	<b>4</b>
<b>I.4 SITUATION CLIMATIQUE :</b> .....	<b>4</b>
I.4.1 LES TEMPERATURES : .....	4
I.4.2 LES VENTS : .....	4
I.4.3 LA PLUVIOMETRIE : .....	5
<b>I.5 SITUATION HYDRAULIQUE :</b> .....	<b>5</b>
I.5.1 RESEAU D'ASSAINISSEMENT : .....	5
I.5.2 RESEAU D'AEP : .....	5
<b>I.6 MONOGRAPHIE ET SITUATION SOCIO-ECONOMIQUE :</b> .....	<b>6</b>
I.6.1 POPULATION ET HABITATIONS : .....	6
I.6.2 EQUIPEMENTS ET INFRASTRUCTURES.....	6
<b>CONCLUSION</b> .....	<b>6</b>

## **CHAPITRE II : CALCUL HYDROLOGIQUE**

<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>8</b>
<b>II.1 OBJECTIF DE L'ETUDE HYDROLOGIQUE :</b> .....	<b>8</b>
<b>II.2 LE BASSIN VERSANT :</b> .....	<b>8</b>
<b>II.3 L'AVERSE :</b> .....	<b>9</b>
<b>II.4 LE CHOIX DE LA PERIODE DE RETOUR :</b> .....	<b>9</b>
<b>II.5 DETERMINATION DE L'INTENSITE MOYENNE DE PRECIPITATION :</b> .....	<b>9</b>
II.5.1 ANALYSE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES ET CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT : .....	10
II.5.1.1 Analyse des données statistiques : .....	10
II.5.1.2 Choix de loi d'ajustement : .....	13
II.5.2 CALCUL DES PLUIES ET DES INTENSITES DE COURTE DUREE : .....	20
II.5.2.1 Pluies de courte durée : .....	20
II.5.2.2 Intensités de courte durée : .....	21
II.5.2.3 Intensité moyenne maximale : .....	23
<b>CONCLUSION :</b> .....	<b>23</b>

## **CHAPITRE III: CALCUL DE BASE**

<b>INTRODUCTION :</b> .....	<b>25</b>
<b>III.1 SITUATION DEMOGRAPHIQUE :</b> .....	<b>25</b>
<b>III.2 DECOUPAGE DE L'AIRE D'ETUDE EN SOUS BASSINS ELEMENTAIRES :</b> .....	<b>26</b>
<b>III.3 LES SYSTEMES D'EVACUATION DES EAUX USEES ET DES EAUX PLUVIALES :</b> .....	<b>27</b>
III.3.1 SYSTEME UNITAIRE : .....	27
III.3.2 LE SYSTEME SEPARATIF : .....	<b>ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.</b>
III.3.3 LE SYSTEME PSEUDO-SEPARATIF : .....	31
<b>III.4 LE CHOIX DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT :</b> .....	<b>31</b>
<b>III.5 SCHEMA D'EVACUATION DES EAUX :</b> .....	<b>32</b>

III.5.1	LES DIFFERENTS SCHEMAS D'ASSAINISSEMENT :	32
III.5.2	LE CHOIX DU SCHEMA D'EVACUATION :	35
<b>III.6</b>	<b>LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT :</b>	<b>35</b>
III.6.1	METHODES DE DETERMINATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT :	35
<b>III.7</b>	<b>CALCUL DE LA POPULATION DE CHAQUE SOUS BASSIN :</b>	<b>37</b>
III.7.1	CALCUL DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT PONDERE TOTAL :	38
III.7.2	CALCUL DE LA DENSITE PARTIELLE :	38
III.7.3	CALCUL DU NOMBRE D'HABITANT DE CHAQUE SURFACE ELEMENTAIRE :	39
<b>CONCLUSION :</b>		<b>40</b>

## **CHAPITRE IV : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER**

<b>INTRODUCTION:</b>		<b>42</b>
<b>IV.1</b>	<b>ORIGINE ET NATURE DES EAUX A EVACUER :</b>	<b>42</b>
IV.1.1	LES EAUX USEES :	42
IV.1.2	LES EAUX USEES DOMESTIQUES :	42
IV.1.3	LES EAUX USEES DES SERVICES PUBLIQUES :	43
IV.1.4	LES EAUX USEES INDUSTRIELLES :	43
IV.1.5	LES EAUX PARASITES :	44
IV.1.6	LES EAUX PLUVIALES :	44
<b>IV.2</b>	<b>ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES :</b>	<b>45</b>
IV.2.1	EVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES DOMESTIQUES :	45
IV.2.1.1	Évaluation du débit moyen journalier :	45
IV.2.1.2	Évaluation des débits de pointe :	46
IV.2.2	L'ESTIMATION DES EAUX USEES DES EQUIPEMENTS :	47
IV.2.3	L'ESTIMATION DU DEBIT DES EAUX PARASITES :	48
IV.2.4	DEBITS TOTAUX DES EAUX USEES A EVACUER :	49
<b>IV.3</b>	<b>ÉVALUATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES :</b>	<b>50</b>
IV.3.1	LA METHODE RATIONNELLE:	50
IV.3.1.2	Coefficient réducteur de l'intensité :	51
IV.3.1.2	Validité de la méthode rationnelle :	52
IV.3.1.4	Hypothèses de la méthode rationnelle :	52
IV.3.1.4	Temps de concentration :	52
IV.3.1.5	Critique de la méthode rationnelle :	54
IV.3.1.5	Calcul des débits pluviaux :	54
<b>IV.4</b>	<b>CALCUL DES DEBITS TOTAUX POUR CHAQUE SOUS BASSIN:</b>	<b>55</b>
<b>CONCLUSION :</b>		<b>55</b>

## **CHAPITRE V : DIAGNOSTIC ET REABILITATION DE RESEAU**

<b>INTRODUCTION:</b>		<b>58</b>
<b>V.1</b>	<b>DIAGNOSTIC DE RESEAU EXISTANT DE L'AGGLOMERATION DE BEN SAADA:</b>	<b>58</b>
V.1.1	L'OBJECTIF D'UNE ETUDE DE DIAGNOSTIC :	58
V.1.2	PHASE PRINCIPALE D'UNE ETUDE DE DIAGNOSTIC :	58
V.1.2.1	Recueil et exploitation des données :	59
V.1.2.2	Le pré-diagnostic :	59
V.1.3	ETAT GLOBAL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT :	61
V.1.4	RECOMMANDATION CONCERNANT LE RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA ZONE DE BENSAAADA:	62
<b>V.2</b>	<b>REHABILITATION DU RESEAU DE L'AGGLOMERATION BEN SAADA:</b>	<b>63</b>
V.2.1	CONDITIONS D'ECOULEMENT ET DE DIMENSIONNEMENT :	63
V.2.2	HYPOTHESES DE CALCUL :	63
V.2.3	MODE CALCUL :	64
V.2.4	RESULTATS DU DIMENSIONNEMENT :	66
<b>CONCLUSION :</b>		<b>70</b>

## CHAPITRE VI: DIMENSIONNEMENT DE LAGUNAGE

<b>INTRODUCTION :</b> .....	<b>73</b>
<b>VI.1 PROCÉDES D'ÉPURATIONS :</b> .....	<b>73</b>
VI.1.1 TRAITEMENT PRIMAIRE : .....	73
VI.1.1.1 Le prétraitement : .....	73
VI.1.2 LES TRAITEMENTS SECONDAIRES .....	76
VI.1.2.1 Les traitements physico-chimiques.....	76
VI.1.2.2 Traitement biologique : .....	76
<b>VI.2 LES PARAMÈTRES DE LA POLLUTION :</b> .....	<b>78</b>
VI.2.1 PARAMÈTRES PHYSIQUES : .....	78
VI.2.2 PARAMÈTRES CHIMIQUES : .....	79
<b>VI.3 DIMENSIONNEMENT DE STATION D'ÉPURATION TYPE DE LAGUNAGE:</b> .....	<b>80</b>
VI.3.1 DONNÉES DE BASE : .....	80
VI.3.2 ÉVALUATION DE LA CHARGE POLLUANTE (KG/J): .....	81
VI.3.3 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PRÉTRAITEMENT: .....	83
VI.3.4 DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION D'ÉPURATION(LAGUNAGE): .....	88
<b>CONCLUSION :</b> .....	<b>93</b>

## CHAPITRE VII : LES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

<b>INTRODUCTION :</b> .....	<b>95</b>
<b>VII.1 LES OUVRAGES PRINCIPAUX :</b> .....	<b>95</b>
VII.1.1 CANALISATIONS : .....	95
VII.1.1.1 Critères du choix de conduite : .....	95
VII.1.1.2 Les types de canalisations : .....	96
VII.1.1.3 Joints des conduites : .....	99
VII.1.1.4 Protection des conduites : .....	101
VII.1.1.5 Les essais des conduites préfabriquées : .....	102
VII.1.2 POSE DE CANALISATION : .....	103
VII.1.2.1 Les conditions de pose : .....	103
VII.1.2.1 Les modes de pose : .....	103
<b>VII.2 LES OUVRAGES ANNEXES :</b> .....	<b>104</b>
VII.2.1 LES OUVRAGES NORMAUX : .....	104
VII.2.1.1 Les branchements particuliers : .....	104
VII.2.1.2 Les bouches d'égout : .....	105
VII.2.1.3 Les regards : .....	106
VII.2.2 LES OUVRAGES SPÉCIAUX : .....	108
<b>CONCLUSION</b> .....	<b>108</b>

## CHAPITRE VIII : ORGANISATION DU CHANTIER

<b>INTRODUCTION:</b> .....	<b>111</b>
<b>VIII.2.2 LES ÉTAPES DE RÉALISATION DU PROJET :</b> .....	<b>111</b>
VIII.1.1 MANUTENTION ET STOCKAGE DES CONDUITES : .....	111
VIII.1.2 DÉCAPAGE DE LA TERRE VÉGÉTALE : .....	112
VIII.1.3 EXÉCUTION DES TRANCHEES ET DES FOUILLES DES REGARDS : .....	112
VIII.1.4 AMÉNAGEMENT DU LIT DE SABLE : .....	112
VIII.1.5 EMPLACEMENT DES PIQUETS : .....	113
VIII.1.6 POSE DES CANALISATIONS : .....	113
VIII.1.7 ASSEMBLAGE DES CANALISATIONS : .....	113
VIII.1.8 ESSAI D'ÉTANCHEITE : .....	113
VIII.1.9 RÉALISATION DES REGARDS : .....	113
VIII.1.10 RÉALISATION DES BRANCHEMENTS : .....	114
VIII.1.11 REMBLAYAGE ET COMPACTAGE : .....	114
VIII.1.12 CHOIX DES ENGINS : .....	114

<b>VIII.2</b>	<b>DES DIFFERENTS VOLUMES DES TRAVAUX :</b> .....	<b>116</b>
<b>VIII.3</b>	<b>DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :</b> .....	<b>118</b>
	<b>CONCLUSION:</b> .....	<b>119</b>
	<b>CONCLUSION GENERALE :</b>	
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	
	<b>ANNEXES</b>	

## *Liste des tableaux :*

### *Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE*

TABLEAU I.1: TEMPERATURES MENSUELLES MOYENNES SUR LA PERIODE 1994-2013 (STATION MEDEA) -----	4
TABLEAU I.2: MOYENNES MENSUELLES DE LA VITESSE DES VENTS SUR LA PERIODE 1994-2014 (STATION DE MEDEA).-----	5
TABLEAU I.3: EQUIPEMENTS EXISTANTS DANS LA ZONE D'ETUDE-----	6

### *Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE*

TABLEAU II.1 : IDENTIFICATION DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE DE GHRIB BGE-----	10
TABLEAU II.2 : PRECIPITATION MENSUELLES ET LES MAXIMAS JOURNALIERS POUR 29 ANNEES D'OBSERVATION (MM).-----	11
TABLEAU II.3 : CARACTERISTIQUES EMPIRIQUES DE LA SERIE D'OBSERVATION-----	13
TABLEAU II.4 : RESULTATS DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL (HYFRAN)-----	15
TABLEAU II.5 : RESULTATS DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG NORMALE (HYFRAN) -----	16
TABLEAU II.6 : RESULTATS DE L'AJUSTEMENT A LA LOI GEV (HYFRAN)-----	18
TABLEAU II.7 : TEST D'ADEQUATION DE LA LOI DE GALTON-----	20
TABLEAU II.8 : PLUIES DE COURTE DUREE DE DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR ET LEURS INTENSITES-----	21

### *Chapitre III : CALCUL DE BASE*

TABLEAU III.1: PERSPECTIVES D'EVOLUTION DE LA POPULATION FUTUR-----	26
TABLEAU III.2: LA SURFACE POUR CHAQUE SOUS BASSIN-----	26
TABLEAU III.3: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU SYSTEME UNITAIRE-----	28
TABLEAU III.4: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU SYSTEME SEPARATIF-----	30
TABLEAU III.5: VALEURS DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DU TYPE D'OCCUPATION DU SOL-----	36
TABLEAU III.6: VALEURS DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA CATEGORIE D'URBANISATION-----	36
TABLEAU III.7: VALEURS DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA DENSITE DE POPULATION-----	37
TABLEAU III.8: VALEURS DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA NATURE DES SURFACES-----	37
TABLEAU III.9: DETERMINATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT, LA DENSITE PARTIELLE ET LA POPULATION POUR CHAQUE SOUS BASSIN.-----	39

### *Chapitre IV : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER*

TABLEAU IV.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES DOMESTIQUES -----	47
TABLEAU IV.2: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES DES EQUIPEMENTS-----	47
TABLEAU IV.3: ESTIMATION DES DEBITS D'INFILTRATION -----	48
TABLEAU IV.4: DEBITS TOTAUX DES EAUX USEES POUR CHAQUE SOUS BASSIN -----	49
TABLEAU IV.5: VALEURS DE COEFFICIENT REDUCTEUR D'INTENSITE A-----	52
TABLEAU IV.6: DEBITS DES EAUX PLUVIAUX A EVACUER-----	54
TABLEAU IV.7: DEBIT TOTAL A EVACUER.-----	55

### *Chapitre V : DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DE RESEAU*

TABLEAU V.1: COEFFICIENT DE RUGOSITE DE STRICKLER POUR DIVERS TYPES DE MATERIAUX-----	64
TABLEAU V.2: CHOIX DE CONDUITES ET COEFFICIENT DE MANNING-STRICKLER(Ks)-----	65

<b>TABLEAU V.3: CALCULS DU RESEAU PROJETE DES DEUX COLLECTEURS PRINCIPAUX</b> .....	67
---	----

## ***CHAPITRE VI :DIMENSIONNEMENT DE LAGUNAGE***

<b>TABLEAU VI.1:LES CHARGES POLLUANTES EN KG/J</b> .....	81
--	----

<b>TABLEAU VI.2: LES RESULTANTS DE DIMENSIONNEMENT DE STATION ORE-TRAITEMENT</b> .....	85
--	----

## ***Chapitre VIII : MANAGEMENT DE CHANTIER***

<b>TABLEAU VIII.1: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF</b> .....	115
---	-----

## *Liste des figures*

### *Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE*

FIGURE I.1 : LOCALISATION DE LA COMMUNE DE HANNACHA -----	3
FIGURE I.2 : DELIMITATION DE LA ZONE D'ETUDE (GOOGLE EARTH)-----	3

### *Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE*

FIGURE II.1 : AJUSTEMENT GRAPHIQUE A LA LOI GUMBEL -----	15
FIGURE II.2 : AJUSTEMENT GRAPHIQUE A LA LOI LOG NORMAL-----	17
FIGURE II.3 : AJUSTEMENT GRAPHIQUE A LA LOI GEV -----	19

### *Chapitre III : CALCUL DE BASE*

FIGURE III.1: SCHEMA REPRESENTATIF DES BRANCHEMENTS DANS LE SYSTEME UNITAIRE-----	28
FIGURE III.2: : SCHEMA REPRESENTATIF DES BRANCHEMENTS DANS LE SYSTEME SEPARATIF -----	30
FIGURE III.3: SCHEMA REPRESENTATIF DES BRANCHEMENTS DANS LE SYSTEME PSEUDO-SEPARATIF-----	31
FIGURE III.4: SCHEMA PERPENDICULAIRE.....	33
FIGURE III.5:SCHEMA PAR DEPLACEMENT LATERAL -----	33
FIGURE III.6: SCHEMA RADIAL.....	34
FIGURE III.7: SCHEMA PAR ZONES ETAGEES.....	34
FIGURE III.8: SCHEMA A COLLECTEUR TRANSVERSAL OU OBLIQUE -----	35

### *Chapitre V : DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DE RESEAU*

FIGURE V.1: PRESENCE DE DEPOT AU NIVEAU DU REGARD-----	62
FIGURE V.2:LES REGARDS DANS UN ETAT CATASTROPHIQUES -----	62

### *CHAPITRE VI :DIMENSIONNEMENT DE LAGUNAGE*

FIGURE VI.1: LAGUNAGE NATUREL.....	75
------------------------------------	----

### *Chapitre VII : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU*

FIGURE VII.1:CANALISATIONS EN CAO.....	95
FIGURE VII.2:CANALISATIONS EN PEHD ANNELE.....	96
FIGURE VII.3:CANALISATIONS EN PVC.....	97
FIGURE VII.4: JOINTS SUR TUYAUX EN AMIANTE CIMENT-----	98
FIGURE VII.5: SCHEMA D'UN BRANCHEMENT SIMPLE-----	103

### *Chapitre VIII : MANAGEMENT DE CHANTIER*

FIGURE VIII.1: POSE DU LIT DE SABLE.....	110
--	-----

***Liste des planches :***

**Planche n°1/4 :** Plan de masse de l'agglomération de BEN SAADA.

**Planche n°2/4 :** Tracé du réseau projeté d'assainissement.

**Planche n°3/4 :** Profil en long des collecteurs principales 5 et 17.

**Planche n°4/4 :** les ouvrages annexes.

## *Introduction générale :*

L'assainissement, en tant qu'étape du cycle de l'eau, est considéré comme une spécialité de grande importance car il garantit la protection de la santé publique d'une part et la protection de l'environnement d'autre part car il inclut les eaux usées et les eaux de pluie, ainsi que leurs évacuation et transport.

En Algérie, le problème de l'assainissement est plus évident dans les zones rurales, au nord et au sud. Parmi les problèmes liés à l'environnement et visibles à l'œil nu figurent : le rejet direct des eaux usées dans le milieu naturel. Le problème est exacerbé par la détérioration ou l'absence du réseau d'égouts, ainsi que par son manque d'entretien et le manque d'équipements suffisants pour évacuer ces eaux usées.

C'est la situation à laquelle est confrontée **la fraction BEN SAADA YAHIA ABDELKADER, commune de hannacha wilaya de Médéa**, où l'insuffisance ou l'absence d'un réseau public d'assainissement (le réseau actuel est un ensemble hétérogène de raccordements pour la majeure partie du secteur privé) conduit au drainage direct des eaux usées. déchets liquides. . Dans le milieu naturel. Ces rejets proviennent principalement de fuites, de réseaux d'égouts en mauvais état ou d'habitations non raccordées aux égouts et branchements privés. Cela est également dû à des problèmes avec des collecteurs anciens, endommagés ou de petite taille.

La présence de ces rejets dans le milieu naturel sans traitement préalable peut constituer une menace majeure pour les eaux souterraines, notamment pour la santé publique. Ce travail consiste à diagnostiquer le réseau d'assainissement existant afin de comprendre le fonctionnement de ce réseau (si on peut l'appeler ainsi), d'en déduire les défauts du réseau, afin de reconstruire un réseau

d'assainissement homogène et efficace, permettant l'évacuation des déchets et eaux de pluie. Être évacué de la ville.

Nous avons commencé nos travaux en présentant d'abord la zone d'étude du point de vue (topographie, hydrologie, etc.). Dans un deuxième temps, calculez les différents débits à évacuer et les dimensions du réseau de séparateurs. Enfin, les grandes lignes du plan d'évacué.

**CHAPITRE I:**  
***Présentation de la zone***  
***d'étude***

### ***Introduction :***

L'assainissement est une approche visant à améliorer l'état sanitaire global de l'environnement dans ces différentes composantes.

Avant d'entamer n'importe quel projet Assainissement. Une étude sommaire du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception du projet.

Chaque site présente des spécificités touchantes en particulier :

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

Donc la présentation de l'agglomération de HANNACHA, est une partie importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de diagnostic et réhabilitation du d'assainissement de L'agglomération BEN SAADA YAHIA ABDELKADER commune de HANNACHA.

### ***I.1 Situation géographique et administrative :***

L'agglomération BEN SAADA YAHIA ABDELKADER commune de HANNACHA est située au nord de chef-lieu de la commune.

La commune de HANNACHA est située dans le tell central algérien dans l'Atlastellien dans les monts de Dahra à l'est de barrage Ghrib entre les wilayas de Médéa et AinDefla a une équidistance de 29 km entre les grandes villes khemis Miliana à l'ouest berrouaghia à l'est environ 95 km au sud-ouest d'Alger et a 28 km au sud-ouest de Médéa.

Elle s'étend sur une superficie environ de 54 Km<sup>2</sup>et située à 992 mètres d'altitude les coordonnées géographiques sont 35°54'0''N et 2°48'0'' E.

Administrativement, elle est limitée :

- ✓ **Au Nord** : par la commune OUAMRI ;
- ✓ **A l'ouest** : par la commune DJENDEL ;
- ✓ **A l'est** : par la commune BOUAICHOUNE ;
- ✓ **Au Sud** : par la commune BOUAICHOUNE.

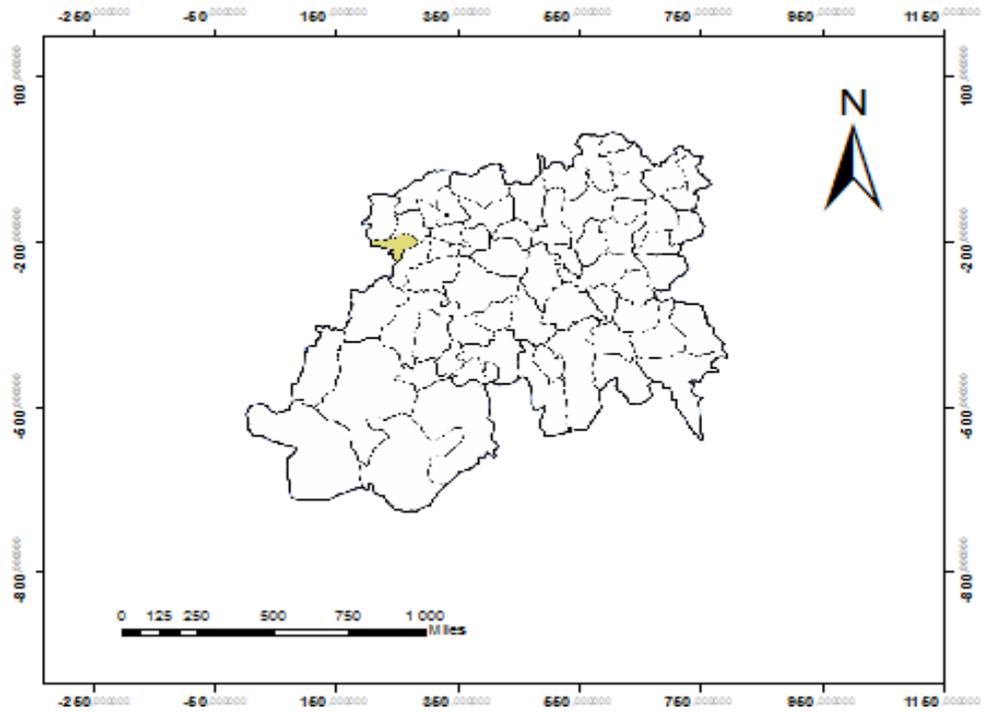


Figure I.1 : localisation de la commune de HANNACHA

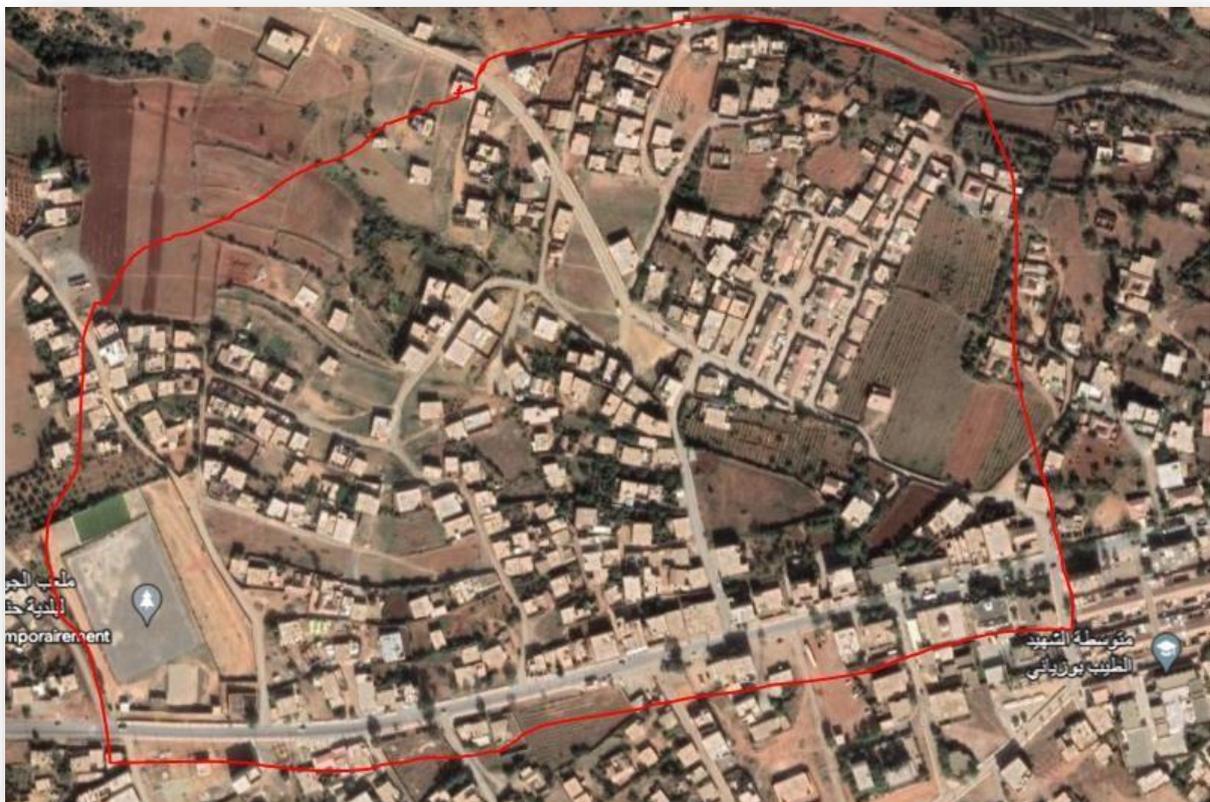


Figure I.2 : délimitation de la zone d'étude (Google Earth).

## ***1.2 Situation topographique :***

L'étude du terrain est essentielle et joue un rôle important dans la conception du réseau, vu que l'évacuation des eaux s'effectue gravitairement sauf si le relief exige un relèvement.

La commune de HANNACHA présente un relief uniforme, avec une grande pente qui varie de **5% à 25 %** répartie sur l'étendue de la surface de notre secteur d'étude, où les altitudes varient de **338 à 841 m** NGA et altitude moyenne **529 m**.

## ***1.3 Situation géologique :***

La géologie de site nous permet de prendre les dispositions nécessaires pour la réalisation des tranchées et entre en jeu pour le choix du matériel de construction des conduites et le choix des engins de terrassement.

HANNACHA est une région à prédominance de marnes ou d'argiles marneuses avec intercalation calcaires ou gris.

## ***1.4 Situation climatique :***

### ***1.4.1 Les températures :***

L'analyse des moyennes mensuelles des températures de la région permettent de conclure que la région de HANNACHA est soumise à une température de **24°C à 40°C** durant la période comprise entre juin et septembre, **2°C à 6°C** durant la période comprise entre Novembre et Mars (saison hivernale), la température moyenne mensuelle est de **12°C**.

**Tableau I.1: températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (station Médéa).**

Mois	Sep	Oct	nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aout	Année
T°C Moy	21.1	17.2	10.7	7.6	6.7	7.1	10.3	12.3	17.1	22.8	26.7	26.5	15.7

(Source : ANRH BLIDA).

### ***1.4.2 Les vents :***

Les vents dominants sont chargés d'humidité de direction Ouest Nord-Ouest .Sud-ouest qui soufflent d'Octobre à Avril apportant des pluies qui soufflent en assez grande vitesse à cause de l'absence des obstacles naturels sur le côté Ouest de la région de HANNACHA .

Tableau I.2: moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa).

Mois	sep	oct	nov	Dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	Année
Vitesse Vent (m/s)	1.50	1.50	1.90	1.80	1.80	1.80	1.80	1.90	1.60	1.60	1.40	1.40	1.67

(Source : ANRH BLIDA).

### 1.4.3 La pluviométrie :

Les précipitations les plus fortes étant enregistrées pendant les mois de Novembre à Mars, Décembre et Juillet – aout sont habituellement les mois les plus secs. La hauteur pluviométrique annuelle moyenne se situe entre **500mm à 600 mm**.

## 1.5 SITUATION HYDRAULIQUE :

### 1.5.1 Réseau d'AEP:

L'alimentation en eau potable de la ville de HANNACHA est assurée par un réservoir situé à l'ouest de la ville de capacité **C= 200m<sup>3</sup>**.

L'alimentation du réservoir est assurée par un piquage sur la conduite d'adduction qui alimente la ville de Médéa d'un diamètre **DN100AC** et d'un forage qui débite **4.01l/s** situé à l'ouest de la ville.

Le réseau de distribution de la ville est en système ramifié composé de conduite qui varient entre **DN40/90 AG** et **DN 150 AC**.

tête que:

AC est l'amiante Ciment.

AG est l'acier galvanisé.

### 1.5.2 Réseau d'assainissement :

D'après les informations recueillies auprès de la subdivision des ressources en eau de HANNACHA et les services techniques de l'APC, il nous a permis d'établir une description générale sur le réseau d'Assainissement actuel de la zone de BEN SAADA :

- Le terrain au niveau de la zone est pertinance avec présence de quelques contre pentes.
- Le réseau d'Assainissement actuel est un réseau de type unitaire.
- Le réseau est constitué des conduites de diamètres 300 à 500mm.
- Le matériau des conduites est majoritairement en béton comprimé à l'exception d'un tronçon en PVC.
- il a été constaté que de nombreux regards sont enterrés.

## ***I.6 Monographie et situation socio-économique :***

### ***I.6.1 Population et habitations :***

L'estimation de la population est calculée en tenant compte du taux d'accroissement de la ville de HANNACHA.

D'après les données de l'APC, la population de la ville est de **6530habitants** avec un taux d'accroissement **2.1 %** d'après le dernier recensement de l'année 2022.

### ***I.1 Equipements et infrastructures***

***Tableau I.3:Equipements existants dans la zone d'étude:***

<b>Nom du village</b>	<b>Equipement existant</b>
<b><i>HANNACHA</i></b>	1 mosquée
	1 cafeteria
	1 maison des jeunes
	1 APC
	1 PARC

## ***Conclusion***

Dans cette partie nous avons définis, les caractéristiques géographies topographie, climatologie et démographiques nécessaires, ainsi que la situation hydraulique à partir des informations disponibles sur la région.

Le but de cette description est de réaliser dans ce qui suit une étude de diagnostic du réseau d'assainissement.



**CHAPITRE II :**  
***Calcul hydrologique***

## ***Introduction***

De manière générale, l'hydrologie peut être définie comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, et plus précisément les échanges entre l'atmosphère et la surface et le sous-sol terrestre. Il s'intéresse également à l'estimation de ses différents flux.

Dans le domaine de l'assainissement, l'étude hydrologique est considérée comme une étape incontournable. L'objectif principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale sur la base de l'étude des fortes précipitations, qui revêt une grande importance en hydrologie et vise à estimer l'intensité des précipitations à partir de la possibilité de fuites d'eau de pluie dans la zone urbaine.

### ***II.1 Objectif de l'étude hydrologique :***

Le périmètre des études hydrologiques inclut le dimensionnement des réseaux d'égouts. Le bon fonctionnement est de la plus haute importance en matière de sécurité et de dimensionnement. Des apports particuliers et des paramètres hydrologiques sont intimement liés aux ouvrages. Les écoulements d'eaux pluviales traversent divers canaux de manière irrégulière. Parfois, des conditions de drainage moins qu'idéales se produisent, provoquant des inondations et une contamination de l'eau. Le mouvement de l'eau dans l'environnement peut transporter des polluants et des débris, affectant finalement les écosystèmes locaux. Pour atténuer ces problèmes, il est crucial de donner la priorité à une gestion efficace des eaux pluviales dans les zones urbaines et rurales. Une infrastructure adéquate et des pratiques d'utilisation des terres bénéfiques peuvent réduire les effets nocifs du ruissellement des eaux pluviales.

Les millimètres de précipitations lors d'un événement particulier peuvent déterminer son niveau d'unicité. La "Fréquence F" ou "Période de Retour" permet d'évaluer les effets d'une durée de t minutes. "F est égal à 1 sur T" est la formule concise exprimant la relation entre la fréquence et le temps.

### ***II.2 Le bassin versant :***

En principe, l'analyse du bassin versant est basée sur une unité géographique qui le représente. Considérez le bassin versant et son impact sur le cycle hydrologique. "Système" hydrologiquement fermé de surfaces élémentaires est défini comme Toutes les précipitations excédentaires doivent être empêchées de pénétrer dans la zone et s'assurer qu'aucun

ruissellement externe ne s'y infiltre. A la sortie, la vapeur peut soit s'évaporer, soit s'écouler dans une section spécifique.

### **II.3 L'averse :**

Ce sont des pluies soudaines et fortes, généralement de courte durée; dont cette dernière varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures.

Les éléments averses considérés dans les études de réseaux se caractérisent soit par :

- ❖ un volume important ;
- ❖ Une forte intensité par unité de temps;
- ❖ Un épicycle orageux, un déplacement du foyer et une diffusion Dans l'espace;
- ❖ Une érosion ou un apport de pollution liée au ruissellement.

### **II.4 Le choix de la période de retour :**

La période de retour du réseau d'évacuation est le résultat d'une étude technico-économique visant à assurer une estimation du débit de ruissellement superficiel nécessaire au fonctionnement optimal du réseau.

Pour l'assainissement en Algérie, le délai de retour est généralement de 10 ans.

Lors de l'étude des précipitations, il est pratique de déterminer l'intensité moyenne de plusieurs valeurs mises à l'échelle de l'intervalle de référence  $\Delta t$ .

### **II.5 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :**

Lors de l'étude des précipitations, il convient de déterminer l'intensité moyenne maximale déterminée en fonction de la hauteur de la chute d'eau pendant une durée  $\Delta t$ .

Pour calculer l'intensité il faut :

- ✓ Analysez les données pluviométriques et choisissez le type de loi par laquelle nous devons ajuster nos résultats.
- ✓ Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- ✓ Calculer la valeur de l'intensité moyenne des précipitations.

**II.5.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :**

**II.5.1.1 Analyse des données statistiques :**

En général, la première étape à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement est d'analyser les données disponibles. Cette analyse s'appuie sur les relevés pluviométriques réalisés en station sur la surface topographique considérée. La station GHRIB BGE est considérée comme une station de référence, et sa définition est donnée dans le tableau :

**Tableau II.1 :Identification de la station pluviométrique de GHRIB BGE**

Code de la station	Station	Période d'observation	Nombre d'années	Coordonnéesde la station
011405	GHRIB BGE	1979/2006	29	X (km) : 487.25
				Y (km) : 318.4
				Z (m):460

(Source : ANRH Blida).

Pour cette station, on dispose d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximas journaliers pour 29années d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau.

Le tableau suivant présente les précipitations mensuelles et les maximums quotidiens pour 29 années d'observation :

**CHAPITRE II: calcul hydrologique**

**Tableau II.2 : Précipitation mensuelles et les maximas journaliers pour 29 années d'observation (mm).**

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sept	Oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	
1978	0	28	24,4	9	13,6	23	57,9	13,2	10,6	2,6	0	0,8	57,9
1979	57	14,2	11,1	20,2	51,2	10,2	67	20,6	13	0	0	4,7	67
1980	3,9	8,5	21,8	44,1	3,6	10,8	10,6	13,6	12,1	2,5	1,1	14,4	44,1
1981	3,2	4,4	0,8	56,8	28,7	26,4	11	16,2	14,4	9,8	0	3,8	56,8
1982	8,3	24,6	40,4	19,8	0	14,7	9,8	10,4	2,5	0	9,2	0	40,4
1983	0	6,4	32	26,7	12,2	34,1	22,5	12,2	13,8	20,5	0	0	34,1
1984	7,5	84,8	12	33	8,5	28,4	29,8	20,7	15	0	0	0	84,8
1985	38,8	4,2	23	20,7	33,8	39,3	26,3	4,1	3,3	8,2	0,2	4,5	39,3
1986	8,7	13	28,2	42,3	33,9	44,7	7,9	0,4	7,5	4,4	1,4	1	44,7
1987	6,7	14,5	28,4	10,3	10,8	8,9	23,3	5,6	20	16,5	0	1,2	28,4
1988	2,8	11,2	9,6	38,2	9	17,4	36,6	24	5,5	10,5	7	16,5	38,2
1989	8,3	2,2	5,8	18,8	10	0	28,9	15,2	10,6	0,8	47,3	0	47,3
1990	8,9	7,7	5,3	12,8	27,8	13,3	14,5	12,7	8,2	6,5	0,2	6,7	27,8
1991	5,3	32,9	8,7	3,8	75,3	4,1	21	39,2	15,9	8	7,6	0	75,3
1992	2	26	24,1	3,9	7,8	29,2	9	9,8	26	0	4,4	1,5	29,2
1993	17,1	5,4	12,6	11	24,8	12,6	3	7,7	4,5	0	0	0	24,8
1994	45,8	24,8	10	17,6	38,8	27,5	22,3	3,8	1,5	5	0	3,2	45,8
1995	23	17,6	22,6	12,4	10,6	46,5	16	39,2	15,8	57,9	10,2	2,5	57,9
1996	14	20	2,4	15,9	12,6	7	2,9	18	18,5	0	0	26,2	26,2
1997	15,5	18,4	20	20,3	3,6	9,3	7,2	23,4	30,6	2	0	0	30,6
1998	31	15	12,3	14,3	30,5	28	21,6	5,6	2	0,7	0	4,5	31

1999	6,5	9	11,5	21,5	4,8	1,5	2,6	11,5	8,2	0	0	0	<b>21,5</b>
2000	16	21,3	43,5	11,4	60,5	11	1	20,3	3,6	0	0	0	<b>60,5</b>
2001	9	1,9	14,5	13,2	11,4	7,3	6	7,1	4	0	1,2	6	<b>14,5</b>
2002	7,8	10,2	25,5	27,5	19,3	33,1	3,6	18,1	5	3	2,5	0	<b>33,1</b>
2003	10	11,6	26,2	27	33	10,6	16,2	12,1	11,2	1,4	3,7	3	<b>33</b>
2004	12,2	13	52	16,7	22,7	22,5	4,8	11,2	3,9	0	0	0	<b>52</b>
2005	7	33,3	12,2	26,5	20,4	16,1	11,1	5,2	41,5	0,5	5,2	2,6	<b>41,5</b>
2006	9,7	3,5	7,5	15,6	4,8	13	76,4	32,8	2,9	2,5	16,4	7	<b>76,4</b>

*(Source : ANRH Blida).*

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les propriétés empiriques d'un échantillon à partir d'une série d'observations de précipitations maximales mensuelles et journalières , s'étalant sur une période de 29 ans.

Dans notre étude, nous avons utilisé le programme HYFRAN dans les procédés d'ajustement selon les étapes suivantes :

- Classement des séries de pluies par ordre croissant.
- Choisir la formule de probabilité empirique dans notre cas (Hazan).
- Calculer des caractéristiques de la série.
- Choix des lois d'ajustement.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.
- Ajuster graphiquement les lois choisies.

✚ **Les caractéristiques de cette série sont :**

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières durant 29 ans d'observations :

$$\overline{P_{j. \max}} = \frac{\sum P_{j. \max}}{n} = 43.2 \text{ mm} \quad (\text{ II. 1})$$

- L'écart type :

Pour n inférieure à 30 ans on a :

$$\sigma_{pjmax} = \sqrt{\frac{\sum^n (P_{jmax} - \bar{P}_{jmax})^2}{n - 1}} = 17.5mm \quad (II.2)$$

- Coefficient de variation :

$$Cv = \frac{P_{jmax}}{\bar{P}_{jmax}} = 0.406 \quad (II.3)$$

**Tableau II.3 : Caractéristiques empiriques de la série d'observation.**

Caractéristiques	valeu rs
Nombre d'années d'observation (ans)	29
Valeur maximum (mm)	84.0
Valeur moyenne (mm)	43.2
Valeur minimum (mm)	14.0
La moyenne des Pj.max (mm)	43.2
La médiane	40.0
L'écart type des Pj.max (mm)	17.5
Coefficient de variation	0.406
Coefficient d'asymétrie	0.685
Coefficient d'aplatissement	2.51

### **II.5.1.2 Choix de loi d'ajustement :**

On remarque que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, c'est pour ça il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques. Alors l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de taille de l'échantillon et de certaines

caractéristiques de l'échantillon. Le choix d'une méthode est donc un exercice difficile à effectuer.

Pour notre travail, l'ajustement sera fait par les trois lois :

- ✓ La loi de GUMBEL.
- ✓ La loi de GALTON.
- ✓ La loi GEV.

❖ *Ajustement à la loi de Gumbel :*

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II. 4})$$

- $F(x)$  : fréquence au non dépassement de la valeur de  $x$

Sachant que «  $y$  » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = a(x - x_0) \quad (\text{II. 5})$$

Avec

$a, x_0$  : coefficients d ajustement

$x$  : variable étudiée ( $P_{\max, j}$ ) ;  $x_0$  : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

$a$  : paramètre de l'échelle ( $a > 0$ ) appelé aussi « gradex ».

L'expression de quantile est alors :

$$X = \alpha y + x_0 \quad (\text{II.6})$$

- Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

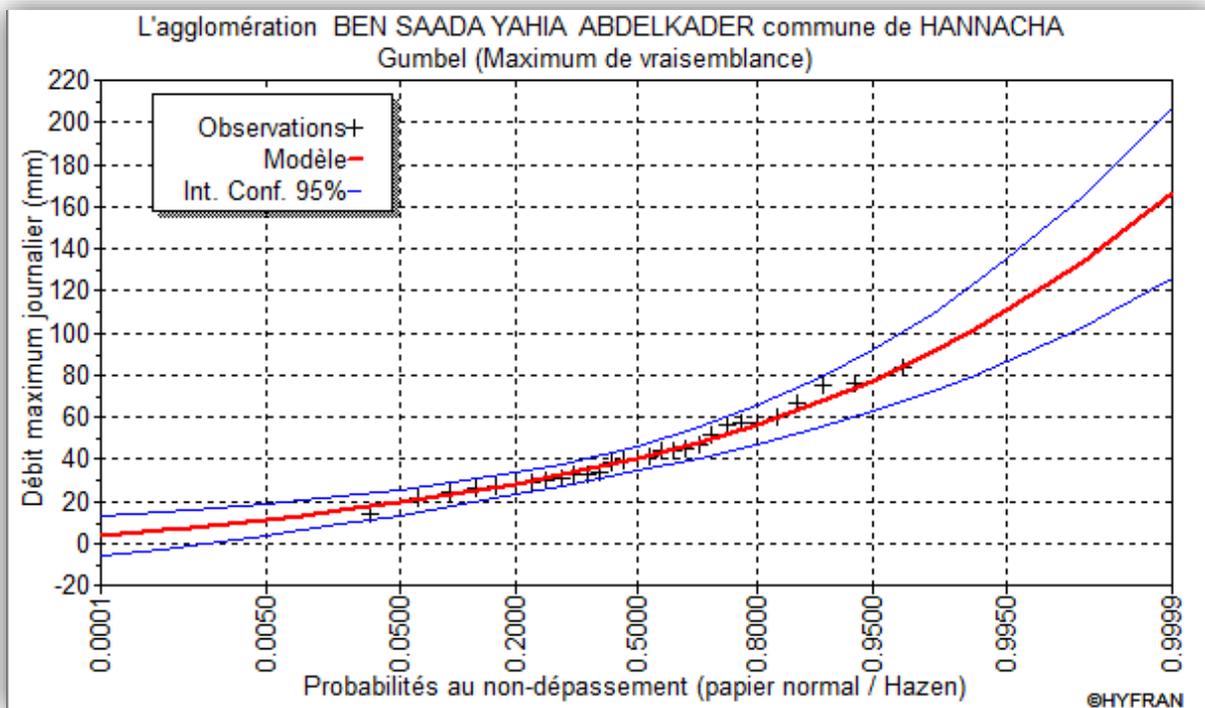
$$\alpha = 14.289861$$

$$x_0 = 34.962519 \text{ mm}$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

**Tableau II.4 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).**

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	101	10.9	79.2 - 122
50.0	0.9800	90.7	9.51	72.1 - 109
20.0	0.9500	77.4	7.62	62.5 - 92.3
10.0	0.9	67.1	6.21	54.9 - 79.3
5.0	0.8000	56.4	4.81	47.0 - 65.8



**Figure II.1 : Ajustement graphique à la loi Gumbel.**

❖ **Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :**

- La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II. 7})$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma \ln x} \quad (\text{II. 8})$$

Avec :

x: variable étudiée (Pmax,j).

Ln(x) : la moyenne des logarithmes de la variable x

$\sigma \ln(x)$  : l'écart-type des logarithmes de la variable x.

- L'expression de quantile est alors :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma \ln x \quad (\text{II. 9})$$

- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma \ln(x) = 0.417448$$

$$\ln(x) = 3.684110$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

**Tableau II.5 : Résultats de l'ajustement à la loi Log normale (Hyfran).**

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.99 00	105	15.9	74.0 - 136
50.0	0.98 00	93.8	13.0	68.4 - 119
20.0	0.95 00	79.1	9.50	60.5 - 97.7
10.0	0.9	68.0	7.17	53.9 - 82.0
5.0	0.80 00	56.6	5.13	46.5 - 66.6

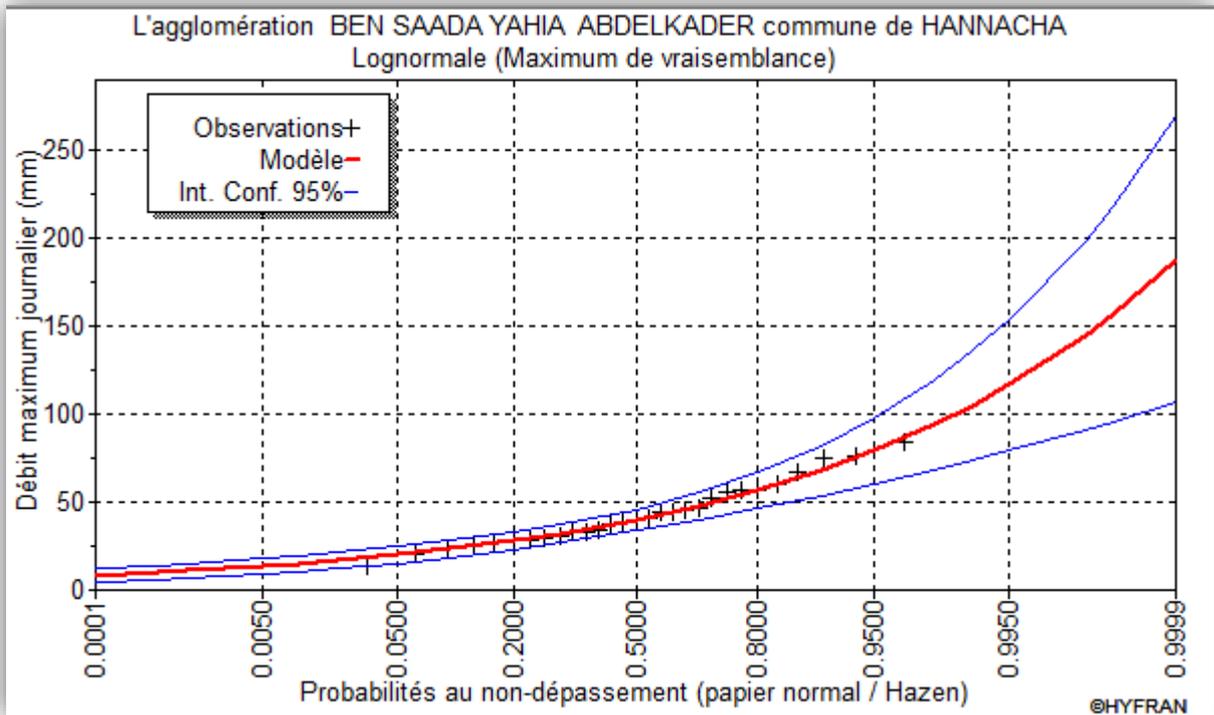


Figure II.2 : Ajustement graphique à la loi Log normal.

❖ Ajustement à la loi GEV :

- La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II. 10})$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln\left(1 - \frac{k}{a}(x - u)\right) \quad (\text{II. 11})$$

Avec :

x: variable étudiée (Pmax,j).

$u$ : paramètre de position

$\alpha$  : paramètre de dispersion ( $\alpha > 0$ ).

$k$  : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression du quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \quad (\text{II. 12})$$

- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u=35.366061\text{mm} \quad \alpha=14.035688 \quad k=0.029876$$

- Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

**Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).**

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	95.7	16.4	63.5 - 128
50.0	0.9800	87.1	12.4	62.7 - 111
20.0	0.9500	75.3	8.27	59.0 - 91.5
10.0	0.900	65.9	6.01	54.1 - 77.7
5.0	0.8000	56.0	4.49	47.1 - 64.8

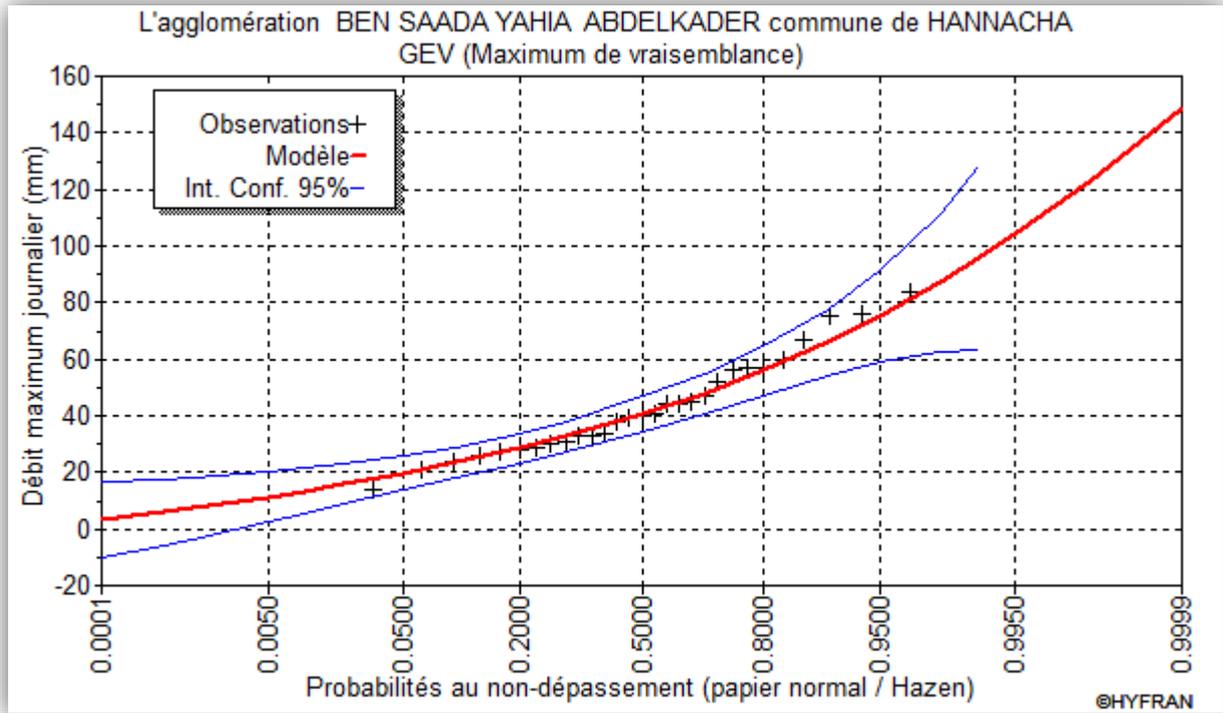


Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi GEV.

- ✚ Lorsqu'on modifie la loi de probabilité théorique, le problème que cela pose est de savoir si cette loi est adaptative ou non. Les captures d'écran du code sont combinées avec un ajustement graphiques et des tests de dispersion.

- **Test graphique :**

Ce test est basé sur l'observation visuelle des courbes d'ajustement ; Elle consiste à examiner l'apparence des points sur une feuille de probabilité, et à vérifier s'ils sont bien alignés sans mauvaises courbures.

D'après l'inspection visuelle des diagrammes d'ajustement des figures II-1, II-2 et II-3, nous notons que:

- La loi GEV et la loi de gumbel donnent un mauvais ajustement par rapport à loi de log normal, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs négatives et autres non définies la loi est inadéquate (à rejeter).

- L'ajustement graphique à la loi Galton est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

○ **Test d'adéquation de Khi-deux :**

Également appelé test du khi carré ou test de Pearson. Ce test consiste à établir une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant les valeurs calculées et théoriques de  $\chi^2$ . Le seuil d'importance (risque) est donné par  $\alpha = 5\%$  et dépend du nombre de degrés de liberté de la loi.

- Selon le programme « Hyfran », les résultats des tests sont les suivants :

**Tableau II.7 : Test d'adéquation de la loi de Galton.**

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres	Degré de liberté	$\chi^2$ calculé	$\chi^2$ théorique	Observation
Log-normale	2	4	1.66	14.07	<b><i>1.66 &lt; 14.07</i></b> <b><i>Condition</i></b>  <b><i>Vérifiée</i></b>

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour la loi de log normale. Donc, le test de Khi-deux montre que la loi est adéquate.

**II.5.2 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :**

Dans cette section, nous déterminerons les valeurs des précipitations à court terme et leur intensité. Basé sur les résultats de l'ajustement à une distribution log-normale.

**II.5.2.1 Pluies de courte durée :**

La détermination des précipitations à court terme (averses) est basée sur les précipitations maximales quotidiennes en utilisant la relation suivante :

$$P_{t, p\%} = P_{max, j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{II. 13}$$

Avec :

Pt,p% : pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

Pmax,j: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

t : durée de l'averse (h)

b : exposant climatique ; selon l'ANRH Blida l'exposant climatique est **0.37**

**II.5.2.2 Intensités de courte durée :**

Pour le calcul de l'intensité moyenne « it,p% » de précipitation « Pt,p%(mm) » de courte durée « t(h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous utilisons la formule de Montanari : (Touaibia.B, 2004)

$$it, p\% = \frac{Pt, p\% \text{ mm}}{t} \frac{1}{h} \quad (\text{II. 14})$$

- Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

**Tableau II.8 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités**

T	5.0		10.0		20.0		50.0		100.0	
XT	56.6		68.0		79.1		93.8		105	
t (h)	Pt (mm)	it (mm/h)								
0,1	7,44	74,49	8,95	89,50	10,41	104,11	12,34	123,45	13,82	138,20
0,2	9,62	48,13	11,56	57,83	13,45	67,27	15,95	79,77	17,86	89,30
0,25	10,45	41,82	12,56	50,24	14,61	58,45	17,32	69,31	19,39	77,59
0,5	13,51	27,02	16,23	32,46	18,88	37,77	22,39	44,78	25,06	50,13
0,75	15,70	20,93	18,86	25,15	21,94	29,25	26,01	34,69	29,12	38,83
1	17,46	17,46	20,98	20,98	24,40	24,40	28,94	28,94	32,39	32,39

**CHAPITRE II: calcul hydrologique**

---

2	22,56	11,28	27,11	13,55	31,54	15,77	37,40	18,70	41,86	20,93
3	26,22	8,740	31,50	10,50	36,64	12,21	43,45	14,48	48,64	16,21
4	29,16	7,29	35,04	8,760	40,76	10,19	48,33	12,08	54,10	13,52
5	31,67	6,33	38,05	7,61	44,270	8,85	52,49	10,49	58,76	11,75
6	33,88	5,64	40,71	6,78	47,36	7,89	56,16	9,360	62,86	10,47
7	35,87	5,12	43,10	6,15	50,14	7,16	59,45	8,49	66,55	9,50
8	37,69	4,71	45,2	5,66	52,67	6,58	62,46	7,80	69,92	8,74
9	39,37	4,37	47,30	5,25	55,02	6,11	65,25	7,25	73,04	8,11
10	40,93	4,09	49,18	4,91	57,21	5,72	67,84	6,78	75,94	7,59
11	42,40	3,85	50,95	4,631	59,26	5,3879	70,28	6,38	78,67	7,15
12	43,79	3,64	52,61	4,38	61,20	5,10	72,58	6,04	81,24	6,77
13	45,11	3,47	54,19	4,16	63,04	4,84	74,76	5,75	83,68	6,43
14	46,36	3,31	55,70	3,97	64,79	4,62	76,84	5,48	86,01	6,14
15	47,56	3,17	57,14	3,80	66,47	4,43	78,82	5,25	88,23	5,88
16	48,71	3,04	58,52	3,65	68,08	4,25	80,73	5,04	90,37	5,64
17	49,82	2,93	59,85	3,52	69,62	4,09	82,56	4,85	92,42	5,43
18	50,88	2,82	61,13	3,39	71,11	3,95	84,32	4,68	94,39	5,24
19	51,91	2,73	62,36	3,28	72,54	3,81	86,03	4,52	96,30	5,06
20	52,90	2,64	63,56	3,17	73,93	3,69	87,68	4,38	98,15	4,90
21	53,87	2,56	64,72	3,08	75,28	3,58	89,27	4,25	99,93	4,75
22	54,80	2,49	65,84	2,99	76,59	3,48	90,82	4,12	101,67	4,62
23	55,71	2,42	66,93	2,91	77,84	3,38	92,33	4,01	103,35	4,49
24	56,6	2,35	68	2,83	79,1	3,29	93,8	3,90	105	4,37

**II.5.2.3 Intensité moyenne maximale :**

Pour les projets d'assainissement, en ce qui concerne l'estimation des débits d'orage, on s'intéresse généralement à une intensité moyenne maximale correspondant à une courte durée  $t = 15$  minutes = 0,25 heure et une période de retour  $T = 10$  ans, pour des raisons techniques, économiques et de sécurité.

Sur la base des résultats précédents présentés dans le tableau II-8, On a :

$$15\text{min}, 10\% = 50.249\text{mm/h}$$

$$15\text{min}, 10\% = 50.249 \times \left(\frac{10000}{3600}\right) = \mathbf{139.5 \frac{l}{s}/ha}$$

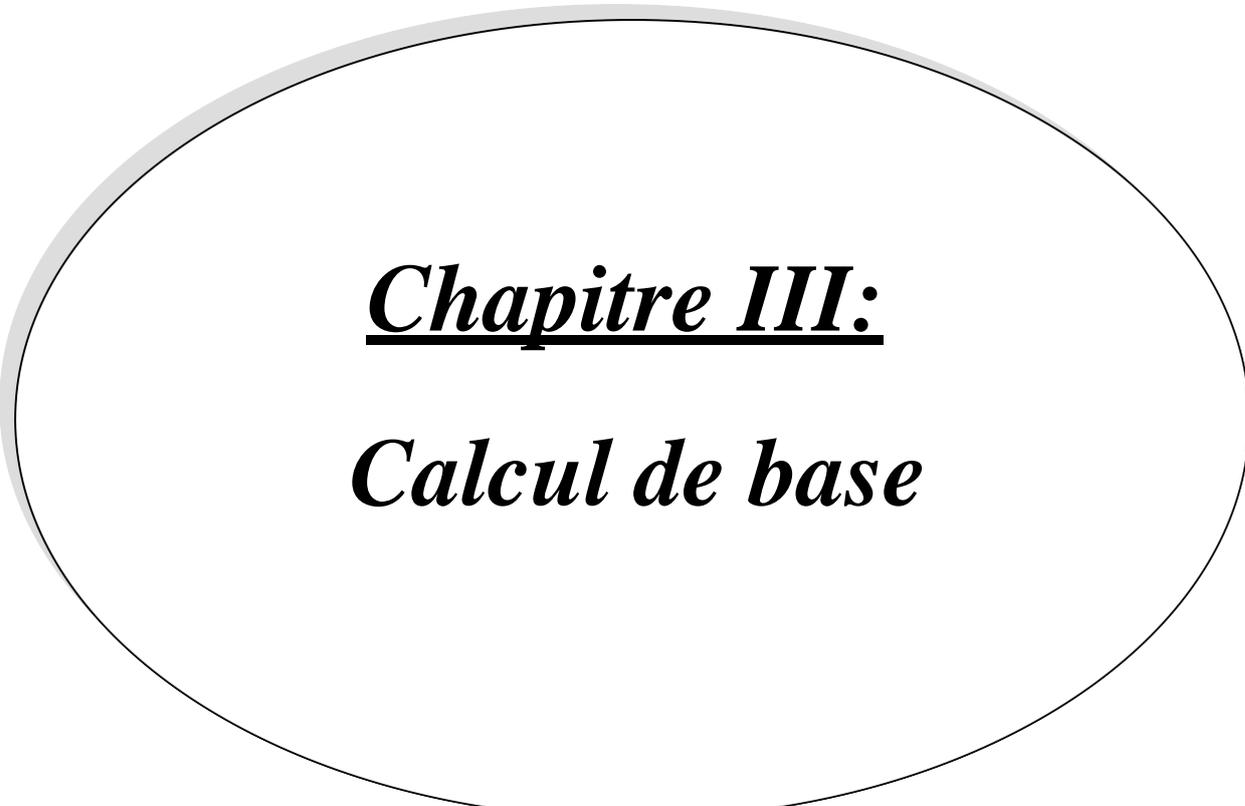
Avec :  $\frac{10000}{3600}$  est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

**Conclusion :**

L'étude hydrologique a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

Pour la dimensionnement de notre réseau d'égouts. on déterminera la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviale d'une durée de 15 minutes et période de retour  $T = 10$  ans de la manière suivante :

$$\mathbf{15\text{min}, 10\% = 139.5 \frac{l}{s}/ha}$$



***Chapitre III:***  
***Calcul de base***

**Introduction :**

Le but de l'assainissement est d'évacuer les eaux usées de diverses sources provenant des zones urbaines. Dans ce contexte, il est nécessaire de déterminer les dimensions du réseau d'égouts, d'où la nécessité de passer par certaines étapes préliminaires, parmi lesquelles on retrouve le calcul de base.

Cette phase inévitable consiste en :

- L'estimation du nombre d'habitants.
- Le découpage du site en surfaces élémentaires et la détermination du coefficient de ruissellement.
- Le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

**III.5.2.3 Situation démographique :**

La population de L'agglomération **BENSAADA YAHIA ABDELKADER** commune de **HANNACHA** se caractérise par une moyenne poussée démographique. elle est estimée à **6530** habitants avec un taux d'accroissement égal à **2.1%** D'après les données de l'APC de **HANNACHA**.

Selon les besoins des prévisions, il existe trois types d'estimations des populations :

- l'estimation à court terme: de 5 ans à 10 ans,
- l'estimation à moye terme: de 10 a 20ans,
- l'estimation à long terme: de 20 ans à 50 ans.

Pour cette étude, nous prévoyons une estimation à long terme jusqu'à l'horizon 2052(30ans). Pour ce faire, on se référera à la formule de croissance géométrique utilisant l'équation des intérêts composés :

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

Avec :

$P_n$  : Population à l'horizon de calcul.

$P_0$  : Population de référence (**6530 habitants en 2022**).

$T$  : Taux de croissance de la population considérée (**2.1%**).

$n$  : Ecart d'années entre les deux horizons.

**Tableau III.1: Perspectives d'évolution de la population futur.**

<i>Localité</i>	<i>Pop (2022) Actuel</i>	<i>Pop (2032) Court</i>	<i>Pop (2042) Moyen</i>	<i>Pop (2052) Long</i>
<b>HANNACH A</b>	6530	8039	9896	<b>12182</b>

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

En général, En général, un bassin versant est une zone géographique délimitée par des lignes de crête ou des bassins versants. Dans un bassin, toute l'eau qui coule à la surface est collectée par une seule conduite d'écoulement

Le site sera divisé en sous-bassins primaires selon les éléments suivants :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...).

Dans notre cas ; le découpage se fait selon la densité des habitants, Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes. (planche N°2)

**Tableau III.2: la surface pour chaque sous bassin**

<b>N°S B</b>	<b>Ai</b>
<b>SB1</b>	1,19
<b>SB2</b>	2,08
<b>SB3</b>	1,40
<b>SB4</b>	1,42
<b>SB5</b>	5,77
<b>SB6</b>	2,49
<b>SB7</b>	2,25

SB8	3,59
SB9	0,65
SB10	0,75
SB11	2,36
SB12	2,53
SB13	0,55
SB14	2,41
SB15	1,74
SB16	0,48
SB17	1,37

### III.3 Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

On appelle « système d'évacuation des eaux » l'ensemble des dispositifs et des produits utilisés et raccordés entre eux, et ce, afin d'évacuer les eaux de pluie ainsi que les eaux usées d'une agglomération. On a divers systèmes d'évacuation pour les eaux usées et les eaux pluviales.

D'un point de vue sanitaire, les réseaux d'assainissement doivent assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitat.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

L'évacuation des eaux usées (domestiques, industrielles) et des eaux pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes principaux sont :

- ✚ Système unitaire ;
- ✚ Système séparatif ;
- ✚ Système pseudo séparatif.

#### III.3.1 Système unitaire :

Toutes les eaux usées et pluviales sont évacuées via un seul réseau. Cette dernière est généralement équipée d'un déversoir de rejet qui permet, en cas de tempête, un rejet direct d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

Ce système est intéressant par sa simplicité car il ne nécessite qu'un seul tuyau dans chaque voie publique et un seul raccordement par bâtiment.

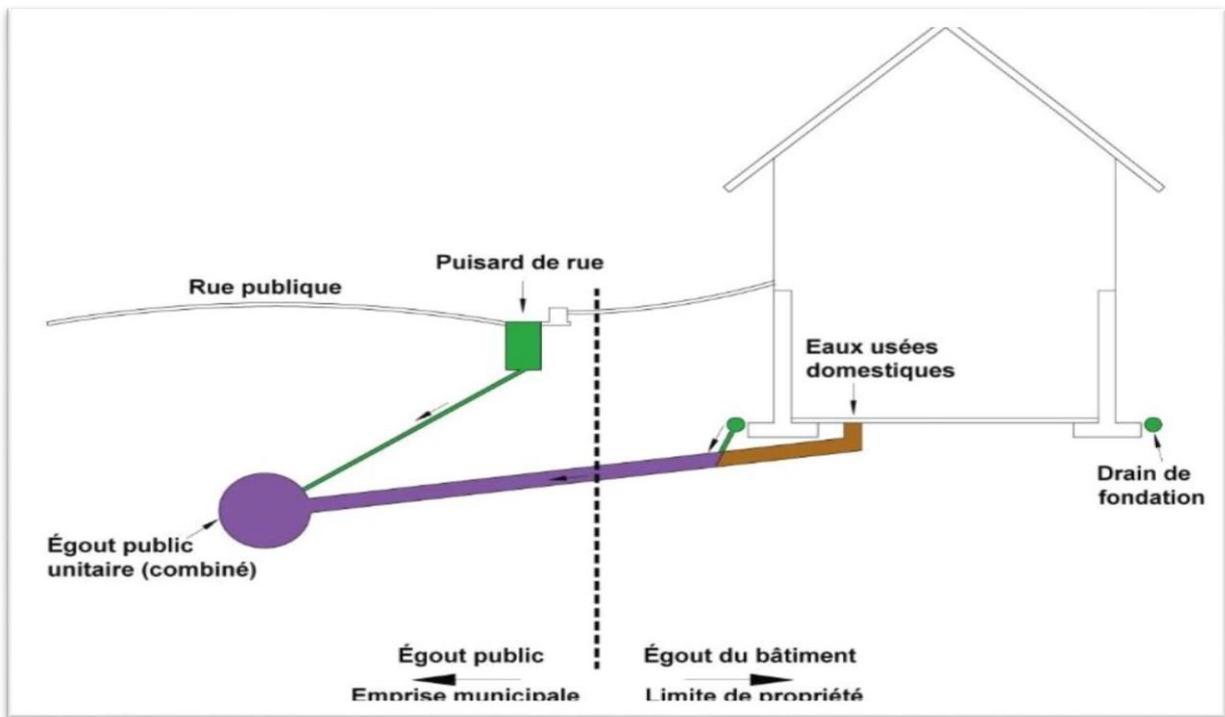


Figure III.1: schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

(www.gatineau.ca, 2019)

Tableau III.3: Avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> <li>o Milieu récepteur éloigné des points de collecte.</li> <li>o Topographie à faible relief.</li> <li>o Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune.</li> <li>o Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important</li> </ul>
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> <li>o Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.</li> <li>o Encombrement réduit du sous-sol.</li> <li>o A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).</li> <li>o Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.</li> <li>o Pas de risque d'inversion de branchement.</li> </ul>

Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"><li>o Débit à la station d'épuration très variable.</li><li>o Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales.</li><li>o Apport de sable important à la station d'épuration.</li><li>o Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.</li><li>o Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - Eauxpluviales " au droit des déversoirs d'orage.</li></ul>
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"><li>o Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage.</li><li>o Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.</li></ul>

(O'Eau, 2000)

### III.3.2 Le système séparatif :

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

- ✚ **Réseau des eaux pluviales** : Ils sont conçus pour évacuer les eaux de pluie, c'est à dire les ondes de tempête. La ligne de pente la plus grande est suivie pour drainer l'eau vers le ruisseau le plus proche et augmenter la vitesse d'écoulement. Son trajet dépend de la localisation des zones produisant du ruissellement de surface.
- ✚ **Réseau d'eaux usées** : Il est destiné à l'évacuation des eaux usées d'origine domestique, publique et industrielle vers la station d'épuration avec une pente d'écoulement adaptée. Le tracé du réseau d'assainissement dépend de la localisation des différentes destinations à drainer.

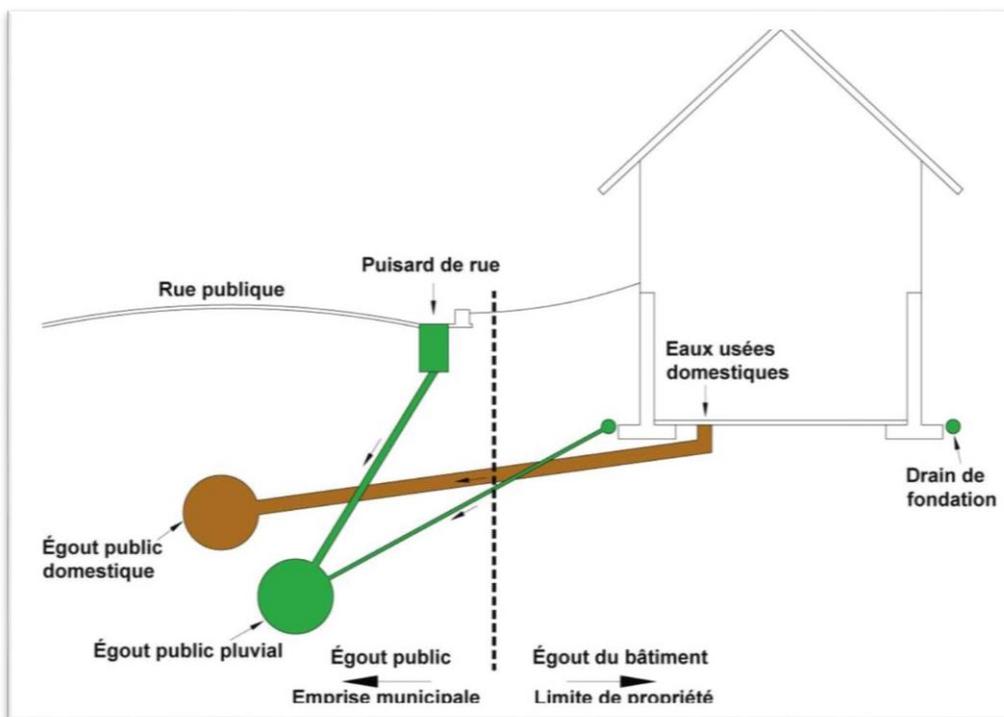


Figure III.2: : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.

(www.gatineau.ca, 2019)

Tableau III.4:Avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> <li>o Petites et moyennes agglomérations.</li> <li>o Extension des villes.</li> <li>o Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.</li> </ul>
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> <li>o Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées.</li> <li>o Exploitation plus facile de la station d'épuration.</li> <li>o Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants.</li> <li>o Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents)</li> </ul>
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> <li>o Encombrement important du sous-sol.</li> <li>o Coût d'investissement élevé.</li> <li>o Risque important d'erreur de branchement.</li> </ul>
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> <li>o Surveillance accrue des branchements.</li> <li>o Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales).</li> <li>o Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs).</li> <li>o Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables.</li> <li>o Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites ...).</li> </ul>

(OIEau, 2000)

### III.3.3 Le système pseudo-séparatif :

Ce système repose sur la collecte des eaux usées avec une partie des eaux de pluie provenant généralement des toits et des lieux privés, dans un réseau commun. L'autre partie de l'eau de pluie est acheminée via des gouttières et des ouvrages d'eau pluviale, vers un autre réseau.

C'est assez similaire au système séparatiste, avec au moins un inconvénient ; Il s'agit du risque de perturbation de la station d'épuration due à l'arrivée des eaux pluviales.

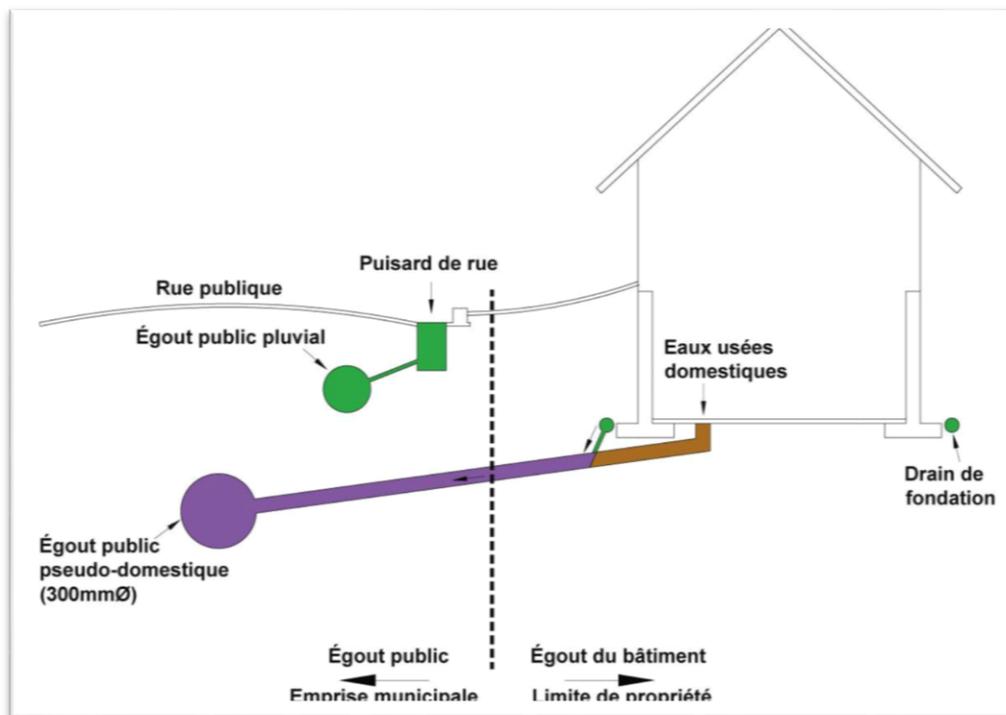


Figure III.3: schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

(www.gatineau.ca, 2019)

### III.4 Le choix du système d'assainissement :

En général, le choix entre une installation septique entraîne :

- Topographie locale, régime des précipitations atmosphériques, nature du terrain, durée du temps sec précédant le ruissellement superficiel, tracé du réseau routier urbain, importance des bases isolantes, répartition des habitats et préservation des lieux habités contre les inondations.
- Urbanisme (répartition des zones résidentielles, commerciales, industrielles, etc.).
- Politiques (accepter ou refuser la conversion du système d'égouts vers un autre système, par exemple : un système unitaire ou séparatiste).

- Environnemental, qui interdira parfois l'utilisation d'équipements unitaires si le milieu récepteur ne permet pas le drainage des ondes de tempête, les conditions de drainage doivent donc être prises en compte.
  - L'exploitation est due par exemple : à des difficultés d'entretien dues à la faible pente du terrain, et ces raisons peuvent conduire à l'utilisation d'un système d'égouts relativement coûteux, voire de dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement (pompage).
  - Réduire les débits de pointe des eaux pluviales.
  - Sensibilité au niveau de la nappe phréatique, qui exclut les eaux usées indépendantes. Ce qui limite économiquement la profondeur des tranchées.
  - Proximité des réseaux voisins et de leurs localisations en profondeur (conduites d'eau potable, conduites de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).
  - S'il s'agit d'une extension du réseau, le système existant doit être pris en compte.
  - Topographie naturelle.
- ❖ pour notre projet, on va adopter le **système unitaire**.

### **III.5 Schéma d'évacuation des eaux :**

#### **III.5.1 Les différents schémas d'assainissement :**

Les égouts fonctionnent généralement, sauf cas particuliers, par écoulement gravitaire ; Nous distinguons cinq (05) schémas différents :

##### **❖ Schéma perpendiculaire :**

Dans ce schéma l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Il représente aussi le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration

On le trouve dans des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

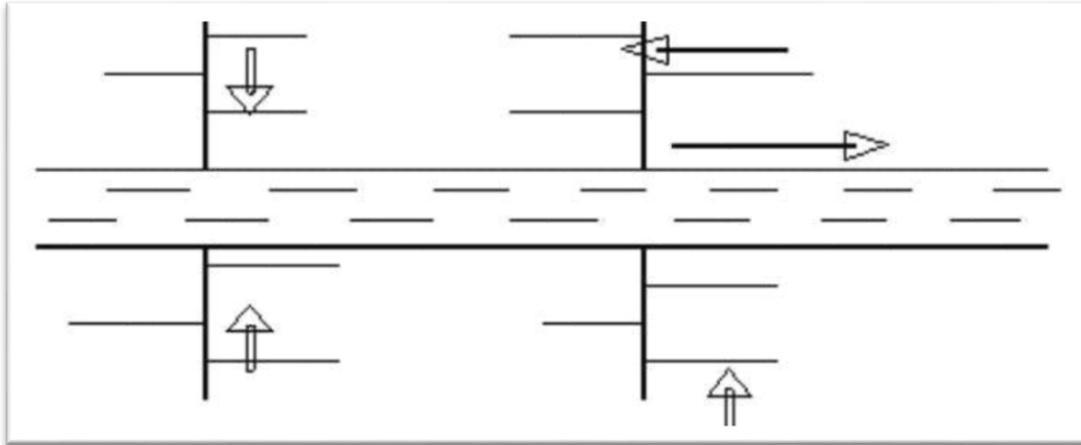


Figure III.4: Schéma perpendiculaire.(DAHMANI ASMA, 2021)

❖ *schéma par déplacement latéral :*

Ce schéma est utilisé dans le cas où un traitement est nécessaire donc les eaux sont transporté vers une station unique.

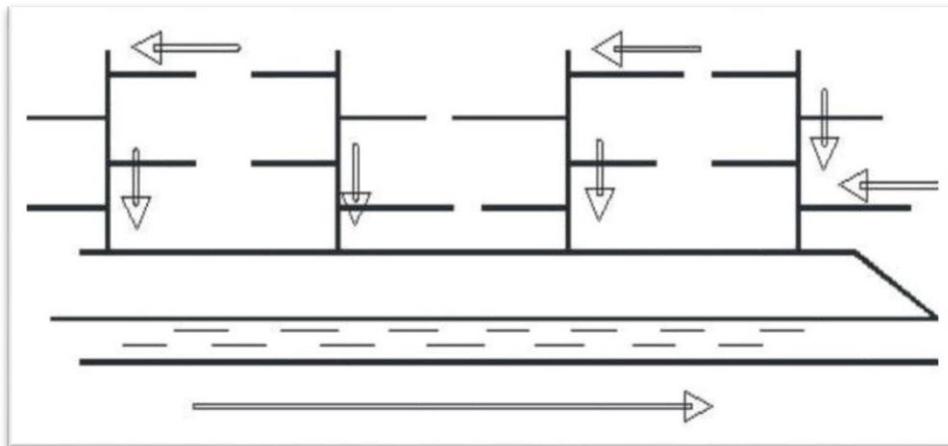


Figure III.5:Schéma par déplacement latéral.(DAHMANI ASMA, 2021)

❖ *schéma radial :*

Généralement ce schéma est utilisé pour les terrains plats tel que les effluents sont collecté vers un seul point par la suite un relevage s'impose.

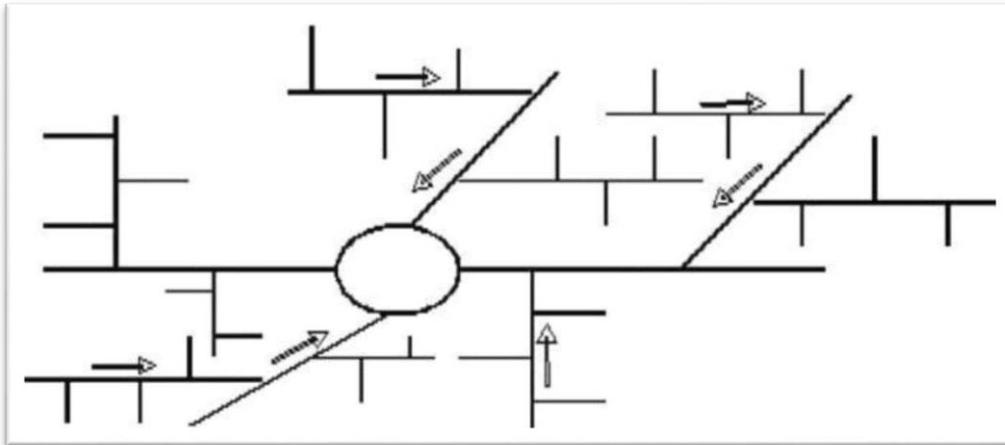


Figure III.6: Schéma radial.(DAHMANI ASMA, 2021)

❖ schéma par zone étagé :

Ce schéma est conçu pour les agglomérations étendues et des pentes assez faibles ou il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

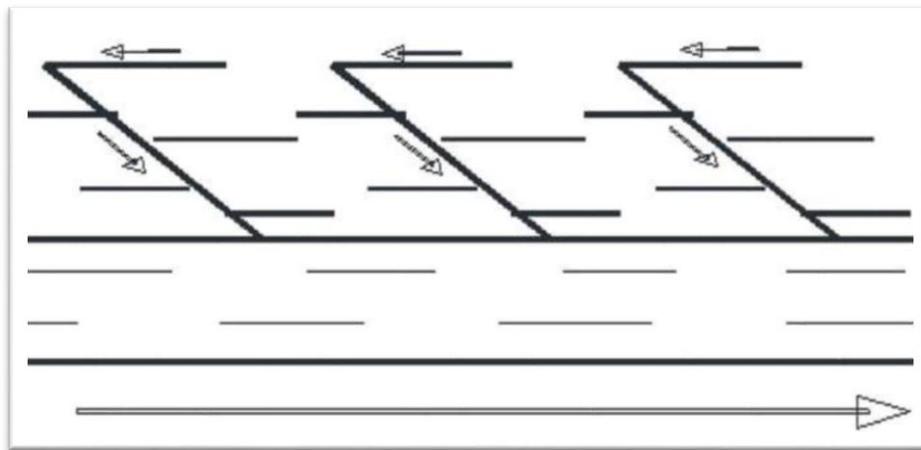


Figure III.7: Schéma par zones étagées.(DAHMANI ASMA, 2021)

❖ Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma comprend des bifurcations collectrices qui permettent d'amener les déchets liquides vers le fond de l'agglomération. Ce type de plan est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

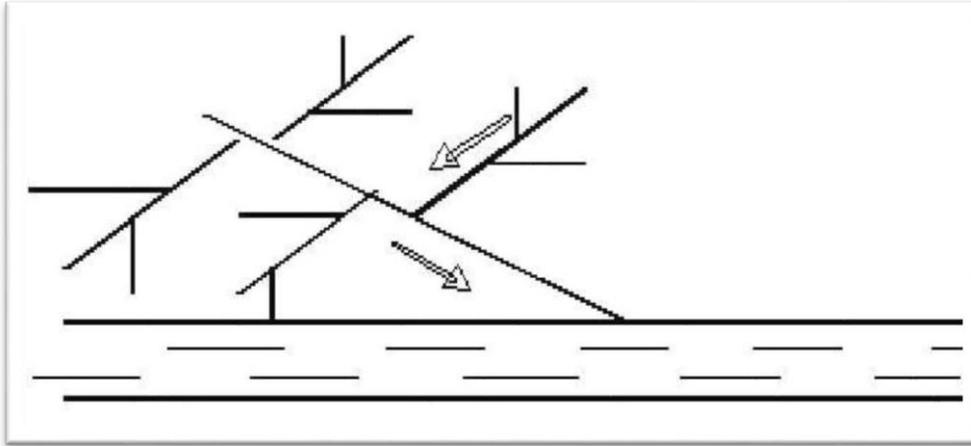


Figure III.8: Schéma à collecteur transversal ou oblique.(DAHMANI ASMA, 2021)

### III.5.2 Le choix du schéma d'évacuation :

Le choix du schéma de réseau d'évacuation à adopter dépend de différents critères :

- Les Conditions techniques et locales du site : le système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique de la population à desservir.
- Les Conditions économiques : Coût et dépenses d'investissement et de maintenance;
- les Conditions environnementales : nature du rejet et milieu récepteur;
- Installation de canalisations sur le domaine public.

❖ Pour notre projet, on va adopter un schéma *par déplacement latérale*

### III.6 Le coefficient de ruissellement :

#### III.6.1 Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » pour une superficie donnée est défini comme le rapport entre le volume des eaux de ruissellement et le volume tombant sur le bassin considéré. Il joue un rôle de premier plan dans l'évaluation des débits de pointe des tempêtes, qui servent à concevoir le réseau..

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- La nature du sol.
- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).

- La durée et l'intensité de la pluie.
- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.
- L'humidité de l'air.

Le coefficient d'écoulement est estimé expérimentalement, de manière approchée, en tenant compte de l'hétérogénéité des surfaces, en fonction de différents facteurs :

✚ *En fonction du type d'occupation du sol :*

**Tableau III.5: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol**

Type d'occupation du sol		C <sub>r</sub>
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

*(Satin M. et al., 2017)*

✚ *En fonction de la catégorie d'urbanisation :*

**Tableau III.6: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation**

Catégorie d'urbanisation	C <sub>r</sub>
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

*(Water Environment Federation, 1970)*

**✚ En fonction de la densité de population :**

**Tableau III.7: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population**

Densité de la population (habitant/ha)	$C_r$
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
> 400	0.80 – 0.90

*(Water Environment Federation, 1970)*

**✚ En fonction de la nature de la surface :**

**Tableau III.8: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces**

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

*(Gomella C., Guerree H., 1986)*

Pour un bassin de différents modes d'occupation, le coefficient de ruissèlement est défini comme la moyenne pondérée des coefficients de ruissellement et les surfaces relatives à chaque mode.

### **III.7 Calcul de la population de chaque sous bassin :**

Ne connaissant pas la population exacte de chaque sous-bassin, nous suivons ces étapes pour pouvoir estimer le nombre final. nous :Estime le coefficient de ruissellement.

- ✓ Calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- ✓ Calcul la densité partielle de chaque sous bassin.

✓ Déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

❖ Les résultats sont présentés dans le tableau III.9:

### III.7.1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

Dans le cas où la surface du bassin est composée de plusieurs zones initiales « Ai » auxquelles est attribué le coefficient de débit « Cri », le coefficient de débit pondéré est calculé. par :

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

Avec :

A : surface totale en [ha].

Cri : Coefficient de ruissellement des bassins élémentaires (sous bassins).

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré.

✓ Donc d'après la formule (III.2), le coefficient de ruissellement pondéré pour

**HANNACHA:**


$$C_{rp}=0.59$$

❖ Les résultats sont présentés dans le tableau III.9

### III.7.2 Calcul de la densité partielle :

La densité partielle de chaque sous-bassin est exprimée par :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P}{C_{rp} \times A} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

Di : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha).

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré total.

Cri : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

❖ Les résultats sont présentés dans le tableau III.9

**III.1 Calcul du nombre d`habitant de chaque surface élémentaire :**

Le nombre d`habitant de chaque sous bassin est donné par l`expression :

$$P_i = D_i \times A_i \quad \text{(III. 4)}$$

Avec :

P<sub>i</sub> : Population partielle du sous bassin considéré.

A<sub>i</sub> : Surface partielle du sous bassin considéré (ha).

❖ Les résultats sont présentés dans le tableau III.9

**Tableau III.9: Détermination du coefficient de ruissellement, la densité partielle et la population pour chaque sous bassin.**

N°SB	A <sub>i</sub>	C <sub>ri</sub>	D <sub>i</sub>	P <sub>i</sub>
SB1	1,19	0,61	381,81	453
SB2	2,08	0,65	406,85	844
SB3	1,40	0,55	344,25	481
SB4	1,42	0,52	325,48	461
SB5	5,77	0,7	438,14	2527
SB6	2,49	0,68	425,62	1058
SB7	2,25	0,66	413,10	931
SB8	3,59	0,5	312,96	1123
SB9	0,65	0,53	331,74	217
SB10	0,75	0,48	300,44	225
SB11	2,36	0,52	325,48	769
SB12	2,53	0,56	350,51	889
SB13	0,54	0,47	294,18	160
SB14	2,41	0,62	388,07	936
SB15	1,74	0,45	281,66	490
SB16	0,48	0,51	319,22	154
SB17	1,37	0,54	337,99	464

***Conclusion :***

Ce Cette séparation nous a permis de déterminer les paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation, réduisant ainsi les erreurs de calcul hydraulique.

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- L'horizon de calcul sera 2052 avec une population future de 12182habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone d'étude est le système unitaire.
- Le schéma par collecteurs déplacement latéral
- On déduit 17sous bassins à la suite du découpage.

**Chapitre IV :**  
***Estimation des débits  
à évacuer***

**Introduction:**

Le réseau d'assainissement nécessite d'assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées provenant de diverses sources. Il est donc nécessaire de passer par l'étape d'évaluation des débits d'eaux usées et d'eaux pluviales, avant de commencer à concevoir le réseau.

L'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales est donc essentielle et consiste principalement à estimer la quantité et la qualité des rejets. Ces dernières varient d'une agglomération à l'autre selon la profession exercée, et doivent être évacuées le plus rapidement possible et par les moyens les plus sûrs pour éviter toute contamination humaine ou environnementale ; D'où l'intérêt d'évaluer les quantités à traiter.

**IV.1 Origine et nature des eaux à évacuer :**

**IV.1.1 Les eaux usées :**

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique
- Les eaux usées des services publics
- Les eaux usées d'origine industrielle
- Les eaux parasites.

**IV.1.2 Les eaux usées domestiques :**

Il s'agit d'eau domestique provenant des habitations des centres-villes. Il se compose principalement de :

- ✓ **Eaux ménagères** : les Eaux provenant de la cuisine, de la vaisselle, de la lessive, du bain et de la douche ; Ils sont évacués par les lavabos et les baignoires.
- ✓ **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité d'eau à évacuer dépend de la consommation d'eau potable, qui elle-même dépend principalement des facteurs suivants:

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.

- Conditions climatiques.

Ces eaux sont constituées des matières :

- Matières en suspension (décantable et non décantable) ;
- Matières Colloïdales ;
- Matières minérales ;
- Matières organiques.

#### **IV.1.3 Les eaux usées des services publiques :**

Les eaux usées des services publics proviennent principalement du lavage des lieux publics (places, rues, etc.) et des institutions ou équipements publics (services administratifs, éducatifs, touristiques, de santé et autres services d'utilité publique).

Les eaux usées générées par les services publics seront prises en compte avec les besoins locaux.

Elle est collectée par des ouvrages de récupération des eaux pluviales, sauf cas de système unitaire.

#### **IV.1.4 Les eaux usées industrielles :**

Cette eau provient de diverses activités industrielles. Il contient des produits chimiques (acides, bases) et des substances toxiques.

La quantité d'eau rejetée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation).
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes :

- ❖ **Industrie de production** : on s'intéresse aux produits ; Cela signifie estimer le nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire pour le produit final.
- ❖ **Industrie de transformation** : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés dans l'industrie et à une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

Quelle que soit la quantité qui sera libérée, il y a toujours certains critères à prendre en considération:

- La Une température élevée peut endommager les propriétés mécaniques des tuyaux ; La température de l'eau chaude doit être inférieure à 35°C.
- Impact du prétraitement sur l'unité industrielle, pour éliminer les substances nocives provenant de produits chimiques corrosifs (acides ou bases), toxiques (traitement difficile pour nettoyer l'installation) et parfois même de métaux lourds (frottement contre les grilles des canalisations).

#### **IV.1.5 Les eaux parasites :**

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Les joints de mauvaise qualité (mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation.
- Fissures dans les conduites.
- Mauvaise mise en œuvre des regards.
- Absence des bouches d'égout sélectives près des stations d'épuration.
- Les racines des arbres cherchant l'humidité qui peuvent fissurer les collecteurs.

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux.

En pratique et en absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

#### **IV.1.6 Les eaux pluviales :**

Il s'agit d'eau de ruissellement. Il s'agit principalement de ceux qui proviennent des précipitations atmosphériques. Cette eau doit être collectée et dirigée vers la canalisation d'évacuation pour éviter essentiellement les risques d'inondation.

L'eau destinée à l'irrigation, au lavage (des marchés, des rues, etc.), des lieux publics, des jardins et des cours des immeubles est considérée comme de l'eau de pluie. Elle est collectée par des ouvrages de récupération des eaux pluviales, sauf cas de système unitaire.

Dans les premières minutes de pluie, la teneur en matière organique est plus élevée, surtout dans les villes à prédominance industrielle ; En raison du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et les eaux de lavage.

Cette eau charrie également du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre baisse de vitesse d'écoulement.

## **IV.2 Estimation des débits des eaux usées :**

La quantité journalière d'eaux usées à évacuer est estimée en fonction de la consommation d'eau potable.

L'évacuation quantitative des déchets dépend du type de collecte ainsi que du mode d'occupation des sols.

Plus la zone urbaine est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est importante.

### **IV.2.1 Evaluation des débits des eaux usées domestiques :**

Afin de calculer le débit d'eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 100 l/j hab.

L'eau utilisé par notre agglomération n'est pas rejeté à 100% dans notre réseau on a un rejet de 70 à 85% de la consommation totale tout dépend aussi du type d'agglomération .ce pourcentage est appelé le coefficient de rejet. Pour notre étude on le prend à 80%.

#### **IV.2.1.1 Évaluation du débit moyen journalier :**

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{K_r \times D \times N}{84600} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$  : Le débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

$K_r$  : Le coefficient de rejet pris égal à **80%**.

$D$  : La dotation journalière prise égale à **100 l/j.hab.**

$N$  : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude (**12182hab**).

**IV.2.1.2 Évaluation des débits de pointe :**

Comme pour la consommation, le rejet des eaux usées évolue également au cours de la journée, C'est pourquoi il faut définir le débit de pointe. Ce dernier est donné par la formule suivante:

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moy.j} \quad (IV.2)$$

Avec :

$Q_{pte}$  : Le débit de pointe en (l/s).

$K_p$  : Coefficient de pointe.

$Q_{moy.j}$  : Le débit moyen journalier (l/s).

Le coefficient de pointe est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen au cours de cette même journée, il peut être estimé de plusieurs manières :

✓ *Estimé de façon moyenne :*

$K_p = 24/14$  ;

$K_p = 24/10$  ;

✓ *Relié à la position de la conduite dans le réseau :*

$K_p = 3$  en tête du réseau ;

$K_p = 2$  à proximité de l'exutoire ;

✓ *Calculé à partir du débit moyen journalier :*

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \text{ si } Q_{moy.j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (IV.3)$$

$K_p = 3$  si  $Q_{moy.j} < 2.8 \text{ l/s}$

Pour notre étude le coefficient de pointe  $K_p$  est estimé à partir du débit moyen, selon la relation (IV-3).

**Tableau IV.1: Estimation des débits des eaux usées domestiques.**

N°SB	<i>Pi</i>	<i>Cr</i>	<i>dotation (l/j/hab)</i>	<i>Qmay j dom (l/s)</i>	<i>Cp</i>	<i>Qpt dom (l/s)</i>
SB1	453	0,8	100	0,43	3	1,29
SB2	844	0,8	100	0,80	3	2,39
SB3	481	0,8	100	0,45	3	1,36
SB4	461	0,8	100	0,44	3	1,31
SB5	2527	0,8	100	2,39	3	7,17
SB6	1058	0,8	100	1,00	3	3,00
SB7	931	0,8	100	0,88	3	2,64
SB8	1123	0,8	100	1,06	3	3,19
SB9	217	0,8	100	0,21	3	0,62
SB10	225	0,8	100	0,21	3	0,64
SB11	769	0,8	100	0,73	3	2,18
SB12	889	0,8	100	0,84	3	2,52
SB13	160	0,8	100	0,15	3	0,45
SB14	936	0,8	100	0,89	3	2,66
SB15	490	0,8	100	0,46	3	1,39
SB16	154	0,8	100	0,15	3	0,44
SB17	464	0,8	100	0,44	3	1,32

*source: APC*

**IV.2.2 L'estimation des eaux usées des équipements :**

Ces débits sont évalués de la même manière que l'eau domestique, en fonction de la consommation d'eau potable de chaque type d'usager.

**Tableau IV.2: Estimation des débits des eaux usées des équipements.**

N°SB	<i>les équipements</i>	<i>Unités</i>	<i>Nombre d'éléments</i>	<i>Dotation ( l/j/hab)</i>	<i>Qmay (l/s)</i>	<i>Qmay (l/s)</i>
SB1						
SB2	parc	employées	15	10	0,002	
	APC	employées	20	22	0,004	0,1
	mosquée	fideles	200	25	0,05	

	maison des junes	personnes	150	32	0,05	
SB3						
SB4						
SB5						
SB6						
SB7	cafétéria farouk	employées	10	16	0,002	0,002
SB8						
SB9						
SB10						
SB11						
SB12						
SB13						
SB14						
SB15						
SB16						
SB17						

*source: APC*

**IV.2.3 L'estimation du débit des eaux parasites :**

Ce débit est compris entre : 0.05 - 0.15 (l/s/ha).

$$Q_{par} \left( \frac{l}{s} \right) = A_i \cdot k \tag{IV. 4}$$

Avec :

$$K = 0. 15 \text{ l/s/ha}$$

**Tableau IV.3: Estimation des débits d'infiltration.**

N°SB	$A_i$	$Cri$	$Di$	$Pi$	$K(l/s/ha)$	$Q_{par} (l/s)$
SB1	1,19	0,61	381,81	453	0,15	0,18
SB2	2,08	0,65	406,85	844	0,15	0,31
SB3	1,40	0,55	344,25	481	0,15	0,21
SB4	1,42	0,52	325,48	461	0,15	0,21
SB5	5,77	0,7	438,14	2527	0,15	0,86
SB6	2,49	0,68	425,62	1058	0,15	0,37

SB7	2,25	0,66	413,10	931	0,15	0,34
SB8	3,59	0,5	312,96	1123	0,15	0,54
SB9	0,65	0,53	331,74	217	0,15	0,10
SB10	0,75	0,48	300,44	225	0,15	0,11
SB11	2,36	0,52	325,48	769	0,15	0,35
SB12	2,54	0,56	350,51	889	0,15	0,38
SB13	0,55	0,47	294,18	160	0,15	0,08
SB14	2,41	0,62	388,07	936	0,15	0,36
SB15	1,74	0,45	281,66	490	0,15	0,26
SB16	0,48	0,51	319,22	154	0,15	0,07
SB17	1,37	0,54	337,99	464	0,15	0,21

**IV.2.4 Débits totaux des eaux usées à évacuer :**

Afin de calculer le débit total d'eaux usées à évacuer, en l'absence d'informations précises sur la répartition dans le temps, il convient de prendre en compte l'hypothèse de superposition des débits de pointe pour tous les types d'eaux usées.

**Tableau IV.4: Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.**

N°SB	Ai	Qpt dom (l/s)	Qmay (l/s)	Qpar (l/s)	Qeu tot
SB1	1,19	1,29		0,18	1,46
SB2	2,08	2,40	0,13	0,31	2,84
SB3	1,40	1,36		0,21	1,57
SB4	1,42	1,31		0,21	1,52
SB5	5,77	7,17		0,86	8,03
SB6	2,49	3,00		0,37	3,37
SB7	2,25	2,64	0,002	0,34	2,98
SB8	3,59	3,19		0,54	3,72
SB9	0,65	0,62		0,10	0,71
SB10	0,75	0,64		0,11	0,75
SB11	2,36	2,18		0,35	2,54
SB12	2,54	2,52		0,38	2,9
SB13	0,55	0,45		0,08	0,54
SB14	2,41	2,66		0,36	3,02
SB15	1,74	1,39		0,26	1,65
SB16	0,48	0,44		0,07	0,51
SB17	1,37	1,32		0,21	1,52

### IV.3 Évaluation des débits des eaux pluviales :

Le calcul de base pour déterminer la taille d'un réseau d'eaux pluviales est la forte pluviométrie susceptible de se produire sur une période de 10 ans (débit décennal) ; Cette eau doit être collectée dans des canalisations d'évacuation pour éviter les inondations (inondations). Il existe deux méthodes de base pour estimer les débits d'orage:

- ✚ La méthode rationnelle.
- ✚ La méthode superficielle.

Mais pour notre cas nous allons présenter uniquement la méthode que nous avons employée pour notre étude.

#### IV.3.1 La méthode rationnelle:

La méthode rationnelle consiste à estimer les flux de précipitations après un événement de forte pluie d'intensité « I » supposée constante sur des surfaces d'influence « A », caractérisées par un coefficient de ruissellement « Cr ». Il a été découvert en 1889 mais ne s'est répandu qu'en 1906. Dans cette méthode, un diagramme d'humidité de pluie sur un bassin est converti en hydrogramme de débit, en tenant compte de l'effet du stockage et de l'infiltration Cette méthode a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

Cependant, on tient compte du fait que l'intensité n'est pas uniforme (cela signifie que la douche a une position centrale et est répartie dans l'espace). Pour ce faire, il convient d'appliquer le facteur de répartition des pluies «  $\alpha$  ».

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante:

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A \quad (IV. 5)$$

Avec:

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

A : surface d'apport (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).

$\alpha$ : Coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

#### **IV.3.1.2 Coefficient réducteur de l'intensité :**

En effet, la répartition des précipitations à travers le bassin est irrégulière, notamment dans le cas de précipitations de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, il faut ajouter un paramètre de correction à chaque méta surface ; C'est un facteur de réduction de densité:  $\alpha \leq 1$  .

On peut déterminer  $\alpha$  en utilisant l'une des deux méthodes suivantes:

##### **+ En fonction de la forme du bassin (des relations empiriques) :**

Pour tenir compte de l'abatement spatial de i,  $\alpha$  est donné par les relations empiriques. La distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient réducteur d'intensité  $\alpha$  déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

- Pour des bassins longs (rectangles étroits...) ; ce coefficient sera égal à :

$$a = 1.006 \times \sqrt{\frac{\bar{d}}{2}} \quad \text{(IV.6)}$$

- Pour des bassins ramassés (carrés. cercles. ...) :

$$a = 1.005 \times \sqrt{d/2} \quad \text{(IV.7)}$$

Avec :

d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

##### **+ En fonction de la nature des pluies**

En effet, la répartition des précipitations au niveau du bassin est irrégulière, surtout pour les pluies courtes et de forte intensité, et cela dépend de la nature des nuages, des vents, etc. Pour en tenir compte, nous fixons l'intensité du facteur de réduction  $\alpha < 1$  à déterminer expérimentalement:

Supposons qu'un bassin versant qui ressemble à un rectangle de longueur moyenne  $x$  et de largeur  $y$  soit drainé par le collecteur 1-2-3

Le point  $p$  du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul  $p-2$  distance du point 2 situé l'amont du tronçon d'égout étudié au point  $p$  du bassin considéré.

**Tableau IV.5: Valeurs de coefficient réducteur d'intensité  $\alpha$ .**

<b>p-2 (m)</b>	<b>200</b>	<b>400</b>	<b>600</b>	<b>800</b>	<b>1000</b>	<b>1200</b>	<b>1400</b>
<b>Y &lt; x/2</b>	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
<b>Y &gt; x/2</b>	0,9	0,86	0,83	0,8	0,78	0,76	0,75
<b>p-2 (m)</b>	<b>1600</b>	<b>1800</b>	<b>2000</b>	<b>2200</b>	<b>2400</b>	<b>2600</b>	<b>2800</b>
<b>Y &lt; x/2</b>	0,76	0,75	0,73	0,72	0,7	0,69	0,68
<b>Y &gt; x/2</b>	0,72	0,7	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

*(DAHMANI ASMA, 2021)*

#### **IV.3.1.2 Validité de la méthode rationnelle :**

Cette méthode est efficace pour des surfaces relativement limitées (généralement inférieures à 10 hectares). Le résultat est meilleur même pour des superficies plus petites, grâce à la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Il est donc applicable aux surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes min.

En revanche, il est peu probable qu'il soit utilisé pour de grandes surfaces, car les calculs deviendraient fastidieux.

#### **IV.3.1.4 Hypothèses de la méthode rationnelle :**

- L'intensité des précipitations en mm/heure est uniforme dans le temps et dans l'espace sur l'ensemble du bassin versant;
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe « $Q_p$  » est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme  $i$  ;
- En fin, le coefficient de ruissellement est constant d'une averse à l'autre.

#### **IV.3.1.4 Temps de concentration :**

C'est une caractéristique du bassin ; définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

❖ Le temps de concentration « tc » se compose de :

➤ **t1** (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t1 = \frac{L}{60v} \quad (IV.8)$$

Avec :

L : longueur de canalisation (m).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Le terme 1/60 pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

- **t2** : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de **2 à 20 min**.
- **t3** (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t3 = \frac{Ls}{11 \times \sqrt{I}} \quad (IV.9)$$

Avec :

Ls : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).

I : pente moyenne du parcours (%).

❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : **tc = t3**.
- Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : **tc = t1 + t3**.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : **tc = t1 + t2**.

❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « tc (min) » est donné par la relation suivante :

$$tc = 3.98 \times \left( \frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77} \quad (IV.10)$$

Avec :

L : cheminement hydraulique le plus long (km).

I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

**IV.3.1.5 Critique de la méthode rationnelle :**

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement,  $C_r$ , est constant sur l'ensemble du sous-bassin et pendant toute la durée des précipitations. Cette méthode ne prend pas en compte le stockage de l'eau courante dans l'évier, négligeant le rôle des surfaces non peintes (trous, fissures...).

**IV.3.1.5 Calcul des débits pluviaux :**

Les surfaces des sous-bassins étant petites, les valeurs du paramètre  $\alpha$  se rapprochent de l'unité, il est donc pris égal à 1.

Les résultats du calcul des flux de tempête pour chaque surface primaire sont donnés dans les tableaux suivants:

**Tableau IV.6: Débits des eaux pluviaux à évacuer.**

N°SB	Ai	Cri	a	i (l/s/ha)	Qp (l/s)
SB1	1,19	0,61	1	139,5	100,90
SB2	2,08	0,65	1	139,5	188,19
SB3	1,40	0,55	1	139,5	107,14
SB4	1,42	0,52	1	139,5	102,75
SB5	5,77	0,7	1	139,5	563,09
SB6	2,49	0,68	1	139,5	235,75
SB7	2,25	0,66	1	139,5	207,42
SB8	3,59	0,5	1	139,5	250,32
SB9	0,65	0,53	1	139,5	48,34
SB10	0,75	0,48	1	139,5	50,05
SB11	2,36	0,52	1	139,5	171,51
SB12	2,54	0,56	1	139,5	198,16
SB13	0,55	0,47	1	139,5	35,88
SB14	2,41	0,62	1	139,5	208,54
SB15	1,74	0,45	1	139,5	109,30
SB16	0,48	0,51	1	139,5	34,29
SB17	1,37	0,54	1	139,5	103,42

**IV.1 Calcul des débits totaux pour chaque sous bassin:**

*Tableau IV.7: Débit total à évacuer.*

N°SB	$A_i$	$Q_{eu\ tot}$	$Q_p\ (l/s)$	$Q_t\ (l/s)$
SB1	1,19	1,46	100,90	102,36
SB2	2,08	2,84	188,19	191,02
SB3	1,40	1,57	107,14	108,71
SB4	1,42	1,52	102,75	104,27
SB5	5,77	8,03	563,09	571,12
SB6	2,49	3,37	235,75	239,12
SB7	2,25	2,98	207,42	210,41
SB8	3,59	3,72	250,32	254,045
SB9	0,65	0,71	48,34	49,055
SB10	0,75	0,75	50,05	50,805
SB11	2,36	2,54	171,51	174,045
SB12	2,54	2,90	198,16	201,06
SB13	0,55	0,54	35,88	36,41
SB14	2,41	3,02	208,54	211,55
SB15	1,74	1,66	109,30	110,96
SB16	0,48	0,51	34,29	34,80
SB17	1,37	1,52	103,42	104,94

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons estimé les débits de rejet de notre agglomération à savoir les débits des eaux usées de différentes natures domestiques et d'équipements, les débits d'infiltration et débits des eaux pluviales à la suite d'un partage en 17 surfaces élémentaires de notre agglomération avec également l'estimation des éléments pour la détermination de leurs débits y correspondants.

D'après les valeurs de débit obtenues, on constate que les débits d'eaux usées (locales et publiques) ne représentent qu'une faible partie des débits pluviaux. Il est à noter que la zone d'étude ne contient aucune unité industrielle.



**Chapitre V :**  
***diagnostic et***  
***réhabilitation***  
***du réseau***

### ***Introduction:***

Les diagnostics d'assainissement sont des études préliminaires réalisées sur site sur différents tronçons et ouvrages d'évacuation. Il permet de mesurer les dégradations et de surveiller les anomalies et pertes de performances. Il vise à dresser un état des lieux des performances des réseaux d'assainissement collectifs, à éliminer autant que possible les eaux parasites et à mettre en œuvre les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des réseaux d'assainissement. Déterminer le programme de travail qui sera mis en œuvre.

Après avoir diagnostiqué le réseau d'assainissement et déterminé les débits d'eau à évacuer au niveau du sous-bassin, on passe au calcul hydraulique du réseau d'assainissement qui consiste à déterminer la taille des collecteurs et des éléments de pompage installés. Ces eaux doivent être transportées et évacuées dans les meilleures conditions possibles, tout en respectant les conditions d'auto-nettoyage.

## ***V.1 diagnostic de réseau existant de l'agglomération de BEN SAADA:***

### ***V.1.1 l'objectif d'une étude de diagnostic :***

L'objectif de l'étude diagnostique est d'acquérir une bonne connaissance de la situation actuelle et du fonctionnement des réseaux et des équipements dans le but de les réhabiliter et de les restructurer et de planifier les agrandissements liés au développement urbain pour mettre en œuvre les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des systèmes d'assainissement.

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

### ***V.1.2 phase principale d'une étude de diagnostic :***

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

**V.1.2.1 Recueil et exploitation des données :**

La collecte de données nécessite d'abord un scénario d'interventions sur le terrain pour recueillir des connaissances et des visites sur place.

Deux types de données peuvent être distingués:

- **Données de base :** Ils constituent l'ensemble des données nécessaires au bon diagnostic. Les données de base sont définies comme :
  - Données de collecte de la population de chaque sous-bassin primaire et de leur consommation d'eau potable ; La surface totale de drainage de chaque sous-bassin et ses caractéristiques (degré d'étanchéité, intensité des précipitations, pente).
  - Données liées au réseau et à ses ouvrages annexes (collecteur, station de relevage, égouts pluviaux, dispositif de dessalement, déshuileur, bassin de rétention, bassin pluvial, etc.).
  - Données liées au traitement : rapport de traitement.
  
- **Données d'orientation :** Ils portent sur les conséquences que peuvent avoir diverses pannes : impact sur les bâtiments et les réseaux voisins, perturbation des usages de surface, contamination de la nappe phréatique, etc...On les appelle données de routage car elles permettent de préciser les localisations et les types de pré-diagnostic à effectuer.

**V.1.2.2 Le pré-diagnostic :**

Après la collecte des données, le réseau et les structures doivent être examinés, avec des schémas et une cartographie du patrimoine mis à jour. Ce pré-diagnostic vise à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à comprendre la sensibilité des milieux récepteurs.

- **Reconnaissance approfondie :** Cette étape consiste en une étude approfondie et détaillée des réseaux et des structures primaires, ce qui permet:
  - Mesurer les fuites et la source de pollution dans le milieu récepteur et les fuites vers le niveau de l'eau, en tenant compte de l'effet des rejets.
  - Détecter les apports d'eau parasites pour éviter la surcharge des stations d'épuration, les déversements dans les égouts pluviaux et la pollution du milieu naturel.

- Recherche de la source d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielle, graisses et métaux lourds.
- Vérifier la présence de gaz H<sub>2</sub>S aux sorties des canalisations d'évacuation car le dégagement de ce gaz provoque l'oxydation et la fermentation du H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, ce qui provoque à son tour une attaque des matériaux qui composent la station d'épuration.
- Inspection régulière de l'état des complexes et des ouvrages bâtis afin de planifier les travaux ergonomiques nécessaires et ainsi éviter tout risque d'effondrement pouvant entraîner des accidents et des perturbations d'exploitation.

Cette phase d'étude représente une étape très importante, car elle nous fournit les informations nécessaires sur tout ce qui touche au fonctionnement des réseaux et de leurs structures associées.

- **Nature des désordres :** Les investigations sur l'état réel des ouvrages permettent de diagnostiquer l'une des perturbations suivantes sur le réseau d'évacuation:
  - Cavités, effondrement au droit des joints.
  - Manque d'étanchéité au droit des joints.
  - Fissures sur les canalisations, joints décalés, déboîtes.
  - Désalignement, contre pentes, pentes insuffisantes.
  - Poinçonnement des regards sur les canalisations, cisaillement.
  - Branchement défectueux.
  - Dégradations dues à la présence de fluides corrosifs, d'émanations gazeuses par transformation des matières organiques entraînant des corrosions chimiques.
  - Introduction des racines d'arbres, obstruction.
  - Décantation, stratifications.
- **Techniques d'enquêtes, diagnostic :** Pour connaître l'état réel des ouvrages, l'opérateur doit s'appuyer sur différentes techniques:
  - Mesurer les débits de déchets liquides à l'aide de débitmètres instantanés ou d'enregistreurs.
  - est hydrauliques ou de pression d'air pouvant être liés à une liaison audio.
  - Tests d'injection de fumée ou de colorant.

- La recherche acoustique des branchements obstrués, inutilisés ou abandonnés.
- L'inspection télévisée par caméra autotractées.
- La visite pédestre des collecteurs visitables avec enregistrement codifié des anomalies.

### **V.1.3 Etat global du réseau d'assainissement existant :**

Sur la base des disponibilités et des différentes missions de reconnaissances effectuées sur site par le BET, la subdivision de et l'APC de la ville de HANNACHA il nous a permis d'établir une description générale sur le réseau d'Assainissement actuel de la zone de BEN SAADA.

Le terrain au niveau de la zone est pertinence avec présence de quelques contre pentes.

- Le réseau d'Assainissement actuel est un réseau de type unitaire.
- Le réseau est constitué des conduites de diamètres 315 à 630mm.
- Le matériau des conduites est majoritairement en béton comprimé à l'exception d'un tronçon en PVC.
- Le réseau est majoritairement en béton comprimé ce qui est déconseillé car le béton présente les inconvénients suivants :
  - Résiste mal aux acides, l'H<sub>2</sub>S (gaz nocif produit par les eaux usées) peut le détériorer.
  - son poids, il nécessite un engin de manutention.
  - n'existe pas en petit diamètre.
  - présente une importante rugosité qui augmente les pertes de charges

Le réseau d'assainissement de la zone de BEN SAADA connaît une forte agression par les habitations ce qui nous a empêché de connaître le tracé du réseau actuel

#### **✚Etat des regards :**

- il a été constaté que de nombreux regards sont enterrés, soit sous la chaussée soit sous le bitume ou caché par les nouvelles constructions illicites. Ces problèmes empêchent une bonne expertise du système d'évacuation.



*Figure V.1: présence de dépôt au niveau du regard. (APC HANNACHA)*



*Figure V.2: Les regards dans un état catastrophiques. (APC HANNACHA)*

#### ***V.1.4 Recommandation concernant le réseau d'assainissement de la zone de BENZAADA:***

Le diagnostic physique in situ montre bien que le réseau n'a pas été entretenu selon les normes requises et présente des anomalies à la construction certains collecteur traversent les habitations.

Les collecteurs secondaires des réseaux sont majoritairement en béton comprimé et PVC, nous proposons de leur projeter des nouveaux collecteurs, le choix de leur tracé projeté se fera de telle sorte à ne pas atteindre les habitations illicites .les regards trop étroits devront être remplacés par d'autres correspondants aux normes

## **V.2 réhabilitation du réseau de l'agglomération BEN SAADA:**

### **V.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ; il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable, dans les collecteurs est de l'ordre de :

- Une vitesse de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 du débit à pleine section
- Une vitesse de l'ordre de 0.3m/s pour 1/100 du débit à pleine section
- La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

Pour les travaux d'importance moyenne, les départements les plus adaptés sont:

- De type circulaire.
- De type ovoïde.

### **V.2.2 Hypothèses de calcul :**

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'égouts gravitaires, nous considérons les hypothèses suivantes:

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- Les conduites d'égout dimensionnées pour un débit de section complète ( $Q_{ps}$ ) ne débitent en réalité, la plupart du temps, que moins d'eau que ce pour quoi elles ont été calculées.

Cependant, les paramètres hydrauliques suivants doivent être spécifiés :

- ✓ Périmètre mouillé (P) : C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau en m.
- ✓ Section mouillée (S) : C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau en  $m^2$ .
- ✓ Rayon hydraulique (Rh) : C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé en m.

- ✓ Vitesse moyenne (V) : C'est le rapport entre le débit volumique en m<sup>3</sup>/s et la section mouillée en m<sup>2</sup>.

### V.2.3 Mode calcul :

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

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

Avec :

Q : Débit (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s) : cette vitesse se calcule par différentes expressions.

S : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning-Strickler) :

$$V = Ks \times R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad (V.2)$$

Avec :

*I* (m/m) : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

*R* (m) : Rayon hydraulique.

*Ks* : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

- ❖ Les coefficients *Ks* sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1: Coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux**

Type de matériaux	Coefficient de rugosité <i>Ks</i>
Conduite métallique rivée ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduite et fontes ou en béton (très vieilles)	70
Conduites en fontes en service ou en béton avec joints serrées	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibrociment, en tôle sans soudures	90 à 100
Acier galvanisé	100 à 110
Font revêtue intérieurement neuve	110 à 125



$$V_{ps} = K_s \times \frac{D_{nor}^{2/3}}{4} \sqrt{I} \quad (V.6)$$

Avec:

$V_{ps}$ (m/s);

DN (m);

I (m/m)

❖ Après cela, nous calculons les vitesses et les hauteurs dans les tuyaux sont calculées à partir des relations suivantes:

- ✓ Rapport des débits:  $RQ = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$
- ✓ Rapport des vitesses:  $Rv = \frac{V}{v_{ps}}$
- ✓ Rapport des hauteurs:  $Rh = \frac{h}{h_{ps}}$

#### Conditions d'auto curage :

Le réseau d'assainissement doit être autonettoyant, c'est-à-dire permettre d'évacuer le sable aux débits normalement atteints, pour éviter sa décantation et éviter sa sédimentation, sans provoquer de corrosion de la paroi de la canalisation.

- Pour  $\frac{1}{10}Q_{ps}v \geq 0.6m/s$
- pour  $\frac{1}{100}Q_{ps}v \geq 0.3m/s$

#### V.1 Résultats du dimensionnement :

Les tailles de tous les accumulateurs et la détermination de leurs paramètres hydrauliques sont résumées dans les tableaux ci-dessous:

N°SB	traçons	L(m)	Cote i	Cote f	cram	crav	I(%)	Q(m3/s)	Ks	Dcal(mm)	Dnor(mm)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Qps /10	RQmin	Rvmin	Rhmin	vmin	Auto-curage
SB1	R1-R2	58,37	1018,20	1016,01	1017,00	1014,81	0,04	0,10	120,00	200,08	315,00	0,30	0,88	0,37	117,36	3,77	0,33	4,30	0,03	0,08	0,60	0,19	2,58	VRAI
	R2-R3	35,63	1016,01	1015,00	1014,81	1013,80	0,03	0,29	120,00	313,78	400,00	0,52	1,01	0,51	204,87	4,47	0,55	4,40	0,06	0,05	0,53	0,15	2,31	VRAI
	R3-R4	31,46	1015,00	1014,21	1013,80	1013,01	0,03	0,29	120,00	320,27	400,00	0,55	1,03	0,53	211,25	4,29	0,52	4,17	0,05	0,05	0,53	0,15	2,23	VRAI
SB2	R4-R5	47,86	1014,21	1014,36	1013,01	1013,16	0,02	0,29	120,00	355,06	400,00	0,73	1,09	0,63	252,69	3,44	0,40	3,17	0,04	0,07	0,58	0,17	1,83	VRAI
	R5-R6	38,91	1014,36	1013,23	1013,16	1012,03	0,02	0,29	120,00	336,42	400,00	0,63	1,06	0,57	228,65	3,87	0,46	3,66	0,05	0,06	0,56	0,16	2,03	VRAI
	R6-R7	39,10	1013,23	1013,16	1012,03	1011,96	0,02	0,29	120,00	343,13	400,00	0,67	1,07	0,59	236,79	3,70	0,44	3,47	0,04	0,06	0,56	0,17	1,95	VRAI
	R7-R8	46,99	1013,16	1012,55	1011,96	1011,35	0,01	0,29	120,00	364,72	400,00	0,78	1,11	0,67	266,55	3,26	0,37	2,95	0,04	0,07	0,59	0,18	1,73	VRAI
	R8-R9	32,19	1012,55	1012,00	1011,35	1010,80	0,02	0,40	120,00	391,28	400,00	0,94	1,14	0,77	306,04	3,84	0,42	3,37	0,04	0,04	0,48	0,13	1,61	VRAI
SB3	R9-R10	42,27	1012,00	1012,02	1010,80	1010,82	0,02	0,40	120,00	379,53	400,00	0,87	1,13	0,72	288,11	4,15	0,46	3,66	0,05	0,03	0,46	0,12	1,69	VRAI
	R10-R11	33,26	1012,02	1011,34	1010,82	1010,14	0,02	0,40	120,00	383,20	400,00	0,89	1,14	0,73	293,45	4,06	0,45	3,56	0,04	0,03	0,47	0,13	1,66	VRAI
	R11-R12	48,25	1011,34	1010,03	1010,14	1008,83	0,03	0,40	120,00	358,77	400,00	0,75	1,09	0,64	257,94	4,64	0,53	4,25	0,05	0,03	0,44	0,12	1,86	VRAI
	R12-R13	55,15	1010,03	1009,00	1008,83	1007,80	0,02	0,51	120,00	419,75	500,00	0,63	1,06	0,57	284,92	4,37	0,81	4,14	0,08	0,02	0,37	0,10	1,52	VRAI
SB4	R13-R14	37,98	1009,00	1008,01	1007,80	1006,81	0,02	0,51	120,00	401,76	500,00	0,56	1,03	0,53	265,50	4,80	0,91	4,65	0,09	0,02	0,35	0,09	1,63	VRAI
	R14-R15	46,57	1008,01	1006,00	1006,81	1004,80	0,02	0,51	120,00	438,78	500,00	0,71	1,08	0,62	308,90	3,96	0,72	3,67	0,07	0,02	0,38	0,10	1,41	VRAI
	R15-R16	43,20	1006,00	1005,15	1004,80	1003,95	0,02	0,51	120,00	415,74	500,00	0,61	1,05	0,56	280,34	4,47	0,83	4,24	0,08	0,02	0,36	0,09	1,54	VRAI
	R16-R17	74,80	1005,15	1005,31	1003,95	1004,11	0,01	1,08	120,00	627,27	630,00	0,99	1,14	0,80	504,01	4,00	1,09	3,50	0,11	0,07	0,59	0,18	2,05	VRAI
	R17-R18	45,14	1005,31	1005,19	1004,11	1003,99	0,01	1,08	120,00	606,19	630,00	0,90	1,14	0,74	466,11	4,37	1,19	3,83	0,12	0,07	0,57	0,17	2,20	VRAI
	R18-R19	36,92	1005,19	1004,15	1003,99	1002,95	0,02	1,08	120,00	581,35	630,00	0,81	1,12	0,68	429,92	4,78	1,34	4,29	0,13	0,06	0,56	0,16	2,38	VRAI
	R19-R20	22,30	1004,15	1003,26	1002,95	1002,06	0,01	1,08	120,00	606,19	630,00	0,90	1,14	0,74	466,11	4,37	1,19	3,83	0,12	0,07	0,57	0,17	2,20	VRAI
SB5	R20-R21	77,09	1003,26	999,01	1002,06	997,81	0,01	1,08	120,00	588,92	630,00	0,84	1,13	0,70	440,95	4,66	1,29	4,14	0,13	0,06	0,56	0,16	2,33	VRAI
	R21-R22	10,67	999,01	998,00	997,81	996,80	0,02	1,08	120,00	574,36	630,00	0,78	1,11	0,67	419,71	4,89	1,38	4,43	0,14	0,06	0,55	0,16	2,44	VRAI
	R22-R23	14,38	998,00	998,05	996,80	996,85	0,02	1,08	120,00	574,36	630,00	0,78	1,11	0,67	419,71	4,89	1,38	4,43	0,14	0,06	0,55	0,16	2,44	VRAI
	R23-R24	35,53	998,05	997,82	996,85	996,62	0,01	1,08	120,00	597,16	630,00	0,87	1,13	0,72	452,89	4,53	1,24	3,99	0,12	0,06	0,57	0,17	2,26	VRAI
	R24-R25	47,12	997,82	996,28	996,62	995,08	0,02	1,08	120,00	581,35	630,00	0,81	1,12	0,68	429,92	4,78	1,34	4,29	0,13	0,06	0,56	0,16	2,38	VRAI
	R25-R26	43,74	996,28	996,01	995,08	994,81	0,01	1,08	120,00	616,16	630,00	0,94	1,14	0,76	481,84	4,18	1,14	3,67	0,11	0,07	0,58	0,18	2,13	VRAI
	R27-R28	40,52	1011,06	1010,00	1009,86	1008,80	0,03	0,24	120,00	298,33	315,00	0,87	1,13	0,72	226,08	4,03	0,28	3,55	0,03	0,12	0,66	0,23	2,35	VRAI

	R28-R29	32,36	1010,00	1008,02	1008,80	1006,82	0,04	0,24	120,00	275,18	315,00	0,70	1,08	0,61	192,92	4,74	0,34	4,41	0,03	0,10	0,63	0,21	2,77	VRAI
SB6	R29-R30	37,00	1008,02	1005,07	1006,82	1003,87	0,04	0,24	120,00	282,16	315,00	0,75	1,09	0,64	202,59	4,50	0,32	4,12	0,03	0,10	0,64	0,22	2,63	VRAI
	R30-R31	32,42	1005,07	1003,00	1003,87	1001,80	0,03	0,24	120,00	300,53	315,00	0,88	1,14	0,73	229,28	3,96	0,27	3,49	0,03	0,12	0,66	0,24	2,31	VRAI
	R31-R32	13,39	1003,00	1001,03	1001,80	999,83	0,04	0,24	120,00	277,84	315,00	0,72	1,08	0,62	196,53	4,65	0,33	4,30	0,03	0,10	0,63	0,21	2,71	VRAI
	R32-R33	30,89	1001,03	998,10	999,83	996,90	0,03	0,24	120,00	292,28	315,00	0,82	1,12	0,69	217,30	4,21	0,29	3,75	0,03	0,11	0,65	0,23	2,45	VRAI
	R33-R26	26,14	998,10	996,01	996,90	994,81	0,03	0,24	120,00	288,65	315,00	0,79	1,11	0,67	212,00	4,31	0,30	3,88	0,03	0,11	0,65	0,22	2,51	VRAI
	R34-R35	50,31	1011,07	1008,00	1009,87	1006,80	0,03	0,21	120,00	276,24	315,00	0,71	1,08	0,62	194,36	4,12	0,30	3,82	0,03	0,10	0,63	0,21	2,41	VRAI
SB7	R35-R36	56,49	1008,00	1003,05	1006,80	1001,85	0,03	0,21	120,00	283,76	315,00	0,76	1,10	0,65	204,89	3,90	0,28	3,55	0,03	0,10	0,64	0,22	2,28	VRAI
	R36-R37	59,53	1003,05	1001,84	1001,85	1000,64	0,02	0,21	120,00	295,35	315,00	0,84	1,13	0,70	221,77	3,60	0,25	3,19	0,02	0,12	0,66	0,23	2,10	VRAI
	R37-R38	47,61	1001,84	1001,02	1000,64	999,82	0,03	0,21	120,00	285,85	315,00	0,77	1,10	0,66	207,92	3,84	0,27	3,49	0,03	0,11	0,64	0,22	2,24	VRAI
	R39-R40	35,04	1016,02	1014,18	1014,82	1012,98	0,04	0,25	120,00	279,42	315,00	0,73	1,08	0,63	198,73	4,78	0,34	4,41	0,03	0,11	0,64	0,22	2,83	VRAI
	R40-R41	32,45	1014,18	1013,02	1012,98	1011,82	0,04	0,25	120,00	285,00	315,00	0,77	1,10	0,66	206,68	4,60	0,33	4,18	0,03	0,11	0,65	0,23	2,72	VRAI
	R41-R42	24,36	1013,02	1012,00	1011,82	1010,80	0,04	0,25	120,00	279,42	315,00	0,73	1,08	0,63	198,73	4,78	0,34	4,41	0,03	0,11	0,64	0,22	2,83	VRAI
SB8	R42-R43	66,87	1012,00	1008,01	1010,80	1006,81	0,03	0,25	120,00	302,93	315,00	0,90	1,14	0,74	232,81	4,05	0,28	3,55	0,03	0,13	0,68	0,25	2,41	VRAI
	R43-R44	18,21	1008,01	1007,07	1006,81	1005,87	0,02	0,25	120,00	312,57	315,00	0,98	1,14	0,79	249,55	3,73	0,25	3,27	0,03	0,14	0,70	0,26	2,27	VRAI
	R44-R45	16,29	1007,07	1006,13	1005,87	1004,93	0,04	0,25	120,00	282,12	315,00	0,75	1,09	0,64	202,55	4,69	0,33	4,30	0,03	0,11	0,65	0,22	2,78	VRAI
	R45-R46	31,16	1006,13	1005,11	1004,93	1003,91	0,03	0,25	120,00	289,69	315,00	0,80	1,11	0,68	213,51	4,46	0,31	4,01	0,03	0,12	0,66	0,23	2,63	VRAI
SB9	R38-R48	65,27	1001,02	997,15	999,82	995,95	0,02	0,74	120,00	478,01	500,00	0,89	1,14	0,73	365,37	4,83	0,83	4,24	0,08	0,01	0,28	0,07	1,17	VRAI
	R46-R49	31,93	1005,11	1004,02	1003,91	1002,82	0,03	0,48	120,00	389,74	400,00	0,93	1,14	0,76	303,47	4,66	0,51	4,09	0,05	0,01	0,33	0,09	1,36	VRAI
SB10	R49-R50	30,15	1004,02	1002,07	1002,82	1000,87	0,02	0,48	120,00	395,88	400,00	0,97	1,14	0,79	314,67	4,47	0,49	3,92	0,05	0,01	0,34	0,09	1,33	VRAI
	R50-R38	24,40	1002,07	1001,02	1000,87	999,82	0,03	0,48	120,00	386,88	400,00	0,92	1,14	0,75	298,96	4,75	0,52	4,17	0,05	0,01	0,33	0,08	1,38	VRAI
	R51-R52	62,50	1010,24	1006,15	1009,04	1004,95	0,04	0,17	120,00	241,80	315,00	0,49	1,00	0,50	156,27	4,40	0,34	4,41	0,03	0,07	0,59	0,18	2,59	VRAI
SB11	R52-R53	35,11	1006,15	1005,24	1004,95	1004,04	0,03	0,17	120,00	262,14	315,00	0,61	1,05	0,56	176,87	3,74	0,28	3,55	0,03	0,09	0,62	0,20	2,20	VRAI
	R53-R54	44,26	1005,24	1005,15	1004,04	1003,95	0,01	0,17	120,00	298,52	315,00	0,87	1,13	0,72	226,36	2,85	0,20	2,51	0,02	0,13	0,67	0,24	1,69	VRAI
	R54-R46	49,60	1005,15	1005,11	1003,95	1003,91	0,02	0,17	120,00	280,85	315,00	0,74	1,09	0,64	200,74	3,22	0,23	2,96	0,02	0,11	0,64	0,22	1,91	VRAI
	R26-R47	18,84	996,01	994,03	994,81	992,83	0,02	1,49	90,00	692,27	800,00	0,68	1,07	0,60	481,26	4,66	2,19	4,35	0,22	0,01	0,32	0,08	1,40	VRAI
	R47-R55	17,53	994,03	994,00	992,83	992,80	0,01	1,49	90,00	788,35	800,00	0,96	1,14	0,78	622,54	3,51	1,55	3,08	0,15	0,02	0,37	0,10	1,13	VRAI

	R55-R56	41,11	994,00	993,00	992,80	991,80	0,02	1,49	90,00	685,97	800,00	0,66	1,07	0,59	473,22	4,76	2,24	4,46	0,22	0,01	0,32	0,08	1,42	VRAI
SB12	R56-R57	33,72	993,00	992,03	991,80	990,83	0,02	1,49	90,00	730,64	800,00	0,79	1,11	0,67	534,84	4,17	1,89	3,77	0,19	0,01	0,34	0,09	1,28	VRAI
	R57-R58	33,04	992,03	991,16	990,83	989,96	0,01	1,49	90,00	788,35	800,00	0,96	1,14	0,78	622,54	3,51	1,55	3,08	0,15	0,02	0,37	0,10	1,13	VRAI
	R58-R59	25,68	991,16	991,03	989,96	989,83	0,01	1,49	90,00	761,85	800,00	0,88	1,14	0,73	580,26	3,83	1,69	3,37	0,17	0,02	0,35	0,09	1,19	VRAI
	R59-R60	12,43	991,03	992,02	989,83	990,82	0,02	1,49	90,00	685,97	800,00	0,66	1,07	0,59	473,22	4,76	2,24	4,46	0,22	0,01	0,32	0,08	1,42	VRAI
	R60-R61	36,97	992,02	993,14	990,82	991,94	0,02	1,49	90,00	713,69	800,00	0,74	1,09	0,64	510,41	4,37	2,02	4,01	0,20	0,01	0,33	0,08	1,33	VRAI
	R61-R62	50,16	993,14	993,04	991,94	991,84	0,01	1,49	90,00	740,15	800,00	0,81	1,12	0,69	548,74	4,07	1,83	3,64	0,18	0,02	0,34	0,09	1,25	VRAI
SB13	R48-R63	43,71	997,15	996,03	995,95	994,83	0,01	0,99	120,00	586,73	630,00	0,83	1,12	0,69	437,76	4,31	1,19	3,83	0,12	0,00	0,23	0,05	0,89	VRAI
	R63-R62	64,33	996,03	993,04	994,83	991,84	0,01	0,99	120,00	619,25	630,00	0,96	1,14	0,77	487,29	3,78	1,03	3,32	0,10	0,01	0,24	0,05	0,80	VRAI
	R64-R65	51,77	999,01	997,03	997,81	995,83	0,04	0,21	120,00	264,27	315,00	0,63	1,06	0,57	179,30	4,54	0,33	4,30	0,03	0,09	0,61	0,20	2,64	VRAI
	R65-R66	29,51	997,03	997,04	995,83	995,84	0,02	0,21	120,00	298,06	315,00	0,86	1,13	0,72	225,70	3,53	0,24	3,12	0,02	0,12	0,66	0,24	2,07	VRAI
SB14	R66-R67	16,91	997,04	997,00	995,84	995,80	0,02	0,21	120,00	310,80	315,00	0,97	1,14	0,78	245,88	3,18	0,22	2,79	0,02	0,13	0,68	0,25	1,91	VRAI
	R67-R68	18,81	997,00	997,12	995,80	995,92	0,02	0,21	120,00	314,58	315,00	1,00	1,14	0,81	254,36	3,09	0,21	2,70	0,02	0,14	0,69	0,25	1,86	VRAI
	R68-R69	22,24	997,12	997,10	995,92	995,90	0,03	0,21	120,00	285,85	315,00	0,77	1,10	0,66	207,92	3,84	0,27	3,49	0,03	0,11	0,65	0,22	2,25	VRAI
	R69-R48	67,75	997,10	997,15	995,90	995,95	0,02	0,21	120,00	304,01	315,00	0,91	1,14	0,74	234,43	3,37	0,23	2,96	0,02	0,13	0,67	0,24	1,99	VRAI
	R70-R71	63,94	1000,16	999,00	998,96	997,80	0,02	0,11	120,00	238,55	315,00	0,48	0,99	0,49	153,20	2,92	0,23	2,96	0,02	0,07	0,58	0,18	1,72	VRAI
	R71-R72	56,98	999,00	998,31	997,80	997,11	0,01	0,11	120,00	257,39	315,00	0,58	1,04	0,55	171,69	2,52	0,19	2,42	0,02	0,09	0,61	0,20	1,48	VRAI
SB15	R72-R73	47,29	998,31	998,15	997,11	996,95	0,01	0,11	120,00	271,66	315,00	0,68	1,07	0,60	188,31	2,24	0,16	2,09	0,02	0,10	0,63	0,21	1,32	VRAI
	R73-R74	36,53	998,15	998,02	996,95	996,82	0,01	0,11	120,00	293,12	315,00	0,83	1,12	0,69	218,52	1,92	0,13	1,71	0,01	0,12	0,66	0,24	1,13	VRAI
	R74-R75	15,73	998,02	998,06	996,82	996,86	0,03	0,11	120,00	224,30	315,00	0,41	0,94	0,44	139,81	3,28	0,27	3,49	0,03	0,06	0,56	0,16	1,95	VRAI
	R75-R76	52,78	998,06	994,00	996,86	992,80	0,04	0,15	120,00	235,31	315,00	0,46	0,98	0,48	150,16	4,08	0,33	4,18	0,03	0,02	0,34	0,09	1,42	VRAI
SB16	R76-R77	48,55	994,00	991,00	992,80	989,80	0,03	0,15	120,00	237,85	315,00	0,47	0,98	0,48	152,54	4,00	0,32	4,07	0,03	0,02	0,34	0,09	1,40	VRAI
	R77-R78	49,86	991,00	989,01	989,80	987,81	0,04	0,15	120,00	230,71	315,00	0,44	0,96	0,46	145,84	4,23	0,34	4,41	0,03	0,01	0,33	0,09	1,47	VRAI
SB17	R62-R79	40,11	993,04	991,20	991,84	990,00	0,02	2,58	90,00	897,66	1000,00	0,75	1,09	0,65	645,92	4,78	3,43	4,37	0,34	0,10	0,63	0,21	2,77	VRAI
	R79-R78	46,18	991,20	989,01	990,00	987,81	0,01	2,58	90,00	987,89	1000,00	0,97	1,14	0,78	783,00	3,86	2,66	3,39	0,27	0,01	0,25	0,05	0,84	VRAI

### ***Conclusion :***

Dans ce chapitre, nous avons diagnostiqué le réseau d'égouts en clarifiant son état, ses conditions de fonctionnement, son fonctionnement et les technologies actuelles. Nous avons conclu que le réseau d'égouts dans la région de Bin Saada est en mauvais état et nécessite une réhabilitation. Le renouveler et l'élargir. Ensuite nous avons calculé les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs, calculé les diamètres, vérifié la vitesse d'auto-curage et la vitesse d'écoulement en respectant les normes et exigences de dimensionnement des réseaux d'assainissement, et choisi les canalisations du système mixte (PVC + CAO),

D'après le tableau de calcul du réseau attendu, nous avons plusieurs observations, citons-les:

- Les diamètres des collecteurs sont compris entre 315 mm et 1000 mm.

Après avoir comparé les valeurs des nouveaux diamètres obtenus avec les diamètres du réseau existant, on constate que les principaux complexes sont de plus petite taille et ne répondront pas aux besoins futurs de l'agglomération (car nous avons pris en compte les eaux de pluie (réseau unitaire)).



**Chapitre VI :**  
***dimensionnement de***  
***lagunage***

**Introduction :**

L'épuration des eaux usées est très importante pour le bon fonctionnement du système d'assainissement, c'est pourquoi nous suggérons le système de station d'épuration de type lagunage pour épurer les eaux usées de ville HANNACHA.

Ce chapitre sera consacré au calcul des dimensions de station d'épuration de type de lagunage et les différents travaux du système qui doivent assurer une qualité d'eau purifiée bien définie, on donnera également des travaux complémentaires qui doivent assurer le bon fonctionnement du système.

**VI.1 Procédés d'épurations :**

Généralement trois étapes de traitement doivent être respectées pour épurer une eau usée :

- ❖ Traitement primaire.
- ❖ Traitement secondaire.
- ❖ Traitement tertiaire.

**VI.1.1 Traitement primaire :**

Les procédés du traitement primaire sont physiques, Ils sont réalisés souvent en deux parties : le prétraitement et une décantation primaire.

Dans notre projet, nous dépendrons uniquement du prétraitement.

**VI.1.1.1 Le prétraitement :**

Les prétraitements sont pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et endommager les équipements, Il comporte :

- ❖ Le dégrillage
- ❖ le dessablage- déshuilage

 **Dégrillage**

Le dégrillage permet :

- De protéger la station contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation.

- Facilité de séparation et d'évacuation des matières volumineuses charriées par les eaux brutes, pouvant nuire à l'efficacité des traitements ultérieurs ou compliquer la mise en œuvre.

En fonction de l'écartement des barreaux on peut distinguer :

- Le dégrillage fin : écartement de 3 à 10 mm.
- Le dégrillage moyen : écartement de 10 à 25 mm.
- Le dégrillage grossier : écartement de 50 à 100 mm.

Il existe plusieurs types de grilles :

➤ **Grilles manuelles :**

Composées de barreaux inclinés de 60° à 80° sur l'horizontale. Les refus sont éliminés à l'aide de râtaux. On utilise ces grilles généralement pour les stations moyennes.

La surface de ces grilles doit être calculée largement pour en éviter la nécessité d'intervention trop fréquente pour le nettoyage

➤ **Grilles mécaniques :**

Elles sont destinées aux stations importantes, ou pour les eaux brutes très chargées en matières grossières.

La manœuvre automatique de la grille permet éviter le colmatage rapide des canalisations.

On distingue :

✓ Grilles courbés :

Ce type de grille a l'avantage de présenter une grande surface utile, le nettoyage est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras et tournant autour d'un axe horizontal.

✓ Grilles droites :

Le champ de grilles réalisé en barreaux de section rectangulaire ou trapézoïdale (réduisant le risque de coincement des matières solides), généralement incliné de 60° à 80°.

✚ **Dessablage - Deshuilage :**

❖ **Dessablage**

Les dessaleurs doivent permettre de retenir les graviers, le sable et les matières

minérales de dimensions  $> 0.2$  mm, en laissant passer les matières organiques en suspension. Le choix d'un type de dessableur dépendra de la concentration en sable des eaux et de l'importance de la station ainsi que son coût.

Il existe plusieurs dessableurs :

○ **Dessableur à couloirs :**

Ce sont des canaux à section élargie et rectangulaire, dans lesquels la vitesse de passage est inférieure à  $0.3$  (m/s) de façon à éviter le réentraînement des particules par le courant de l'eau.

○ **Dessableur aérés :**

On insuffle dans ce dessableur de l'air qui provoque un mouvement de rotation et entraînement qui assure:

- Une décantation des grains de sable.
- Un rafraîchissement des eaux par l'oxygène. Le débit d'air injecté varie de 1 à  $1.5(m^3d'air / m^3 d'eau)$

○ **Dessableurs carrés :**

Ce sont des dessableurs carrés à fonds plat où l'eau est admise sur toute la largeur du bassin, les sables sont recueillis par raclage.

❖ ***Deshuilage et Degraissage***

C'est une opération destinée à réduire les graisses et huiles, ils sont émulsionnés par simple sédimentation physique en surface.

Dans le traitement biologique, les huiles et graisses présentent de multiples inconvénients tels que : une mauvaise diffusion de l'oxygène dans le floc bactérien, le bouchage des pompes et canalisation et une acidification du milieu dans le digesteur anaérobie.

• **Dégraisseur et dessableur séparés:**

Cette disposition est recommandée lorsque les eaux brutes sont chargées en graisses et huiles de façon inhabituelle.

• **Dessableur et dégraisseur combiné:**

Le débit d'air nécessaire est différent pour chaque fonction, ce qui conduit à une efficacité moyenne globale

Le dégraisseur et l'évaluation des graisses s'effectuent dans une zone tranquillisée, les boues décantables glissent sur les parois inclinées de l'ouvrage et ils sont ramenés dans la zone d'aération.

### **VI.1.2 Les traitements secondaires**

L'épuration est une technique qui consiste à éliminer les matières indésirables quel l'eau véhicule naturellement ou artificiellement en vue de son déversement dans le milieu naturel de sa réutilisation dans des fonctions diverses.

Il existe deux techniques d'épuration des eaux usées :

- Epuration biologique (boues activées, lits bactériens, lagunage etc....).
- Epuration physico-chimique.

#### **VI.1.2.1 Les traitements physico-chimiques**

Les traitements physico-chimiques permettent d'agglomérer ces particules par adjonction d'agents coagulants et floculants (sels de fer ou d'alumine, chaux...). Les amas de particules ainsi forés, ou floccs, peuvent être séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

#### **VI.1.2.2 Traitement biologique :**

Les traitements biologiques reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'autoépurations existants dans la nature. L'autoépuration regroupe l'ensemble des processus par les quelles un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

L'épuration biologique des eaux usées biodégradables s'effectue par voie aérobie ou anaérobie. Du fait du caractère exothermique ou métabolisme aérobie, le processus est plus rapide et complet. En contrepartie, la production d'une masse cellulaire plus importante.

Dans notre projet, nous dépendrons le traitement biologique extensive de type lagunage

#### **✚ Procédés extensives de type lagunage :**

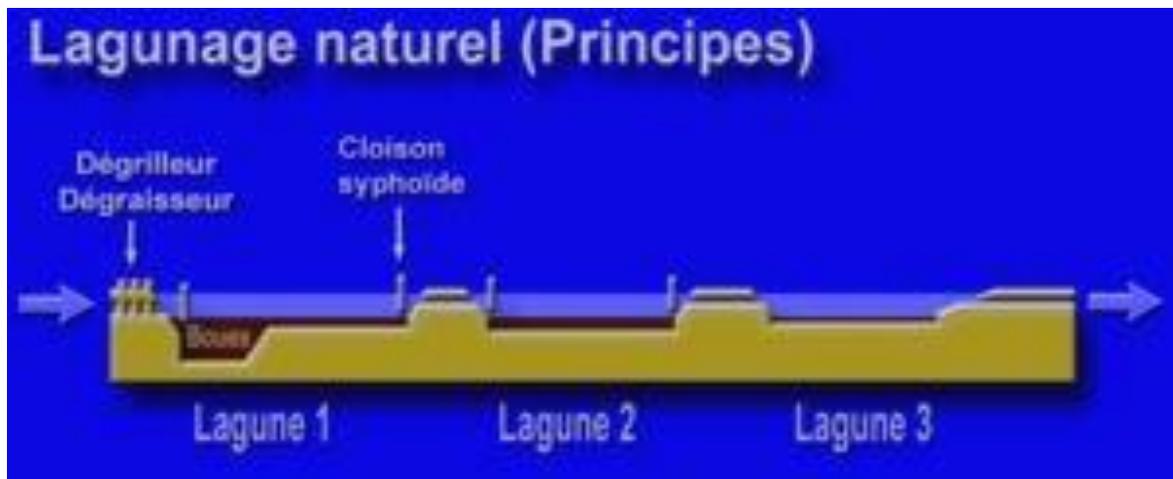
Ce sont des procédés utilisant de grandes surfaces (lagunes) s'appuyant sur les propriétés épuratrices d'un plan d'eau peu profond. On a deux types de lagunage :

- **Le lagunage naturel :**

Ce mode a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées.

L'épuration des effluents est réalisée essentiellement par des bactéries aérobies dont l'oxygénation est assurée par l'action chlorophyllienne de végétaux qui participent aussi à la synthèse directe de la matière organique :

- Les microphytes ou algues microscopiques. Ce sont essentiellement des algues bleues ou vertes difficilement séparables ;
- Les macrophytes ou végétaux macroscopiques qui comprennent des formes libres (Exemple : lentilles d'eau) ou fixées (exemple : roseaux).



*Figure VI.1: lagunage naturel*

❖ **Avantages :**

- Généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
- Bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- Faibles coûts d'exploitation ;
- Bonne intégration dans l'environnement ;
- Bonne élimination des pathogènes ;
- Boues peu fermentescibles ;
- Raccordement électrique inutile ;
- Bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

❖ **Inconvénients :**

- Emprise au sol importante ;

- Contraintes de nature de sol et d'étanchéité ;
- Variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
- Nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;
- Élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- Difficultés d'extraction des boues ;
- Pas de réglage possible en exploitation ;
- Sensibilité aux effluents septiques et concentrés

➤ **Le lagunage aéré :**

L'apport d'oxygène est essentiellement assuré de façon artificielle : aérateurs mécanique flottants ou fixes, insufflation d'air

➤ **Le lagunage anaérobie :**

Dans ces algues, le rendement d'épuration dépend essentiellement du développement d'une fermentation méthanique. Il n'est, de ce fait, applicable que sur des effluents à forte concentration, et le plus souvent, à titre de prétraitement avant un deuxième stade d'épuration de type aérobie.

## **VI.2 Les paramètres de la pollution :**

### **VI.2.1 Paramètres physiques :**

✚ **La température :**

Il est indispensable de connaître la température exacte de l'eau, car c'est un facteur important dans la vie d'une cour d'eau. Un changement de température affecte les diverses propriétés de l'eau. La température joue un rôle dans la solubilité sels et des gaz en particulier la conductivité électrique et dans les variations du PH.

La température optimale pour l'activité des micro-organismes, épurateurs est comprise entre 20°- 30°c, au-delà, la vitesse de réaction décroît rapidement et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène.

✚ **L'odeur :**

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.

 **La couleur :**

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre ; une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

 **Les matières en suspension (M.E.S) :**

Théoriquement, ce sont des substances qui ne sont ni solubles ni à l'état colloïdal. Les matières en suspension comprennent les matières organiques et les matières minérales. Toutes les MES ne sont décantables, en particulier les colloïdes retenus par filtration. En général les M.E.S se subdivisent en matières volatiles (MVS) et en matières minérales (MM). Les charges en matières solides apportées par les eaux brutes par habitant et par jour peuvent être estimées, en première approximation à :

- 60 à 80 g dont environ 70% de matières volatiles (réseau séparatif).
- 70 à 90 g dont environ 65% de matières volatiles sèches (réseau unitaire).

**VI.2.2 Paramètres chimiques :**

 **Le PH :**

La valeur du PH est très importante dans les procédés biologiques, le PH d'une eau représente son acidité ou son alcalinité dont le facteur le plus important est habituellement la concentration en anhydrique de carbone lié à la minéralisation totale.

Le PH des eaux usées urbaines seules est généralement près de la neutralité, entre 7 à 7,5 environ. Un PH différent est l'indice d'une pollution industrielle.

L'épuration biologique est possible pour un PH compris entre 6,5 et 8 ; au-delà de ces valeurs, l'activité biologique décroît rapidement.

 **l'oxygène dissous :**

L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'en est pas un élément constitutif. Sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques d'où son importance dans le phénomène de corrosion. La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l.

Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles contiennent des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes n'en contiennent le plus souvent que quelques milligrammes par litre.

**✚ La demande biochimique en oxygène (DBO5) :**

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l et consommée dans les conditions de l'essai d'incubation à 20°C et à l'obscurité, pendant 5 jours pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète, l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète l'oxydation biologique demande un temps de 21 à 28 jours. On obtient alors la DBO ultime.

Par convention, la DBO ultime, trop longue à aboutir, est remplacée par la DBO5, c'est-à-dire par la quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation. La DBO5 ne représente normalement que la pollution carbonée biodégradable.

**✚ La demande chimique en oxygène (DCO) :**

La DCO représente la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation chimiquement de toute matière contenue dans les eaux qu'elle soit biodégradable ou non. L'oxydation est rendue maximale en utilisant un oxydant qui est très fort, c'est le  $K_2Cr_2O_7$  et en présence d'un catalyseur ( $AgSO_4$ ). Ce test est particulièrement important pour apprécier le fonctionnement d'une station d'épuration. Il permet l'oxydation de 95% environ des matières organiques.

### **VI.3 dimensionnement de station d'épuration type de lagunage:**

#### **VI.3.1 données de base :**

Grâce aux calculs précédents, nous pouvons déterminer la capacité hydraulique de la station d'épuration des eaux usées:

- ❖ Le nombre d'habitant **12182habitants**
- ❖ Le débit total rejet  **$Q_r=0.102m^3/s$**

tell que:

➤ Grâce aux calculs précédents:

- Débit de pointe en temps de sec:

$$Q_p = 0.034 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ donc :

- Débit de pointe en temps de pluie :

$$Q_r = Q_p \times C_p$$

on prend  $C_p = 3$

$$Q_r = 0.102 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Le réseau d'assainissement est de type unitaire
- ❖ les analyses effectuées par l'ANRH
  - DBO5 = 232 mg/l
  - MES = 348 mg/l
  - MVS = 70% MES.
  - MMS = 30% MES.
  - DCO = 598 mg/l

### **VI.3.2 Evaluation de la charge polluante (kg/j):**

Pour la détermination de la composition de l'effluent qui arrive à la station d'épuration, il est utile d'avoir des renseignements exacts, et en première approximation des données spécifiques permettant une première approche du problème d'épuration.

La charge polluante est fonction de plusieurs paramètres:

- Le type de réseau d'assainissement.
- Le niveau de vie.
- La dotation journalière en eau potable.

➤ **la charge moyenne journalière en DBO5:**

$$DBO5 = CDBO5 \times Q_{moy.j} \quad (VI.1)$$

Avec :

DBO5: la charge moyenne journalière en(Kg/j)

DBO5(Kg/j)CDBO5:la concentration enDBO5moyenne(Kg/m3)

Q<sub>moy.j</sub>: Débit moyen journalier en(m3/j)

➤ **La charge moyenne journalière en DCO:**

$$DCO = CDCO \times Q_{moy.j} \quad (VI.2)$$

Avec:

DCO: la charge moyenne journalière en DCO(Kg/j)

CDCO: la concentration en DCO moyenne (Kg/m3)

Q<sub>moy.j</sub>: Débit moyen journalier en(m3/j)

➤ **La charge moyenne journalière en MES:**

$$MES = CMES \times Q_{moy} \quad (VI.3)$$

Avec:

MES: la charge moyenne journalière en MES (Kg/j)

CMES: la concentration en MES moyenne (Kg/m3)

Q<sub>moy.j</sub>: Débit moyen journalier en (m3/j).

**Tableau VI.1: les charges polluantes en kg/j**

<b>Débit moyen journalier <math>Q_{moy,j}</math></b>	$m^3/j$	984.92
<b>Concentrations moyennes des eaux brutes</b>	DBO5 mg/l	232
	DCO mg/l	598
	MES mg/l	348
<b>Charge journalières en DBO5</b>	Kg/j	228.50
<b>Charge journalières en DCO</b>	Kg/j	588.98
<b>Charge journalières en MES</b>	Kg/j	342.75

### VI.3.3 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement:

❖ **Le dégrilleur:**

Le dimensionnement de dégrilleur se fait par la méthode de KIRSCHMER:

✓ **La largeur de la grille(L):** elle est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{s \sin \alpha}{h_{max} (1-Q)\delta} \quad (m) \quad (VI.4)$$

Avec :

S: section mouillée de la grille:  $s = \frac{Q_r}{v} m^2$

$Q_r$ : débit de pointe ( $m^3/s$ )

V: vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux, elle peut aller de 0.5 à 1.5 m/s.

$h_{max}$ : hauteur maximale d'eau admissible sur la grille, comprise généralement entre 0.15 et 1.5 m

$\beta$  : Fraction de surface occupée par les barreaux  $\beta = \frac{d}{e+d}$

e : espacement des barreaux

$\delta$ : coefficient de colmatage de grilles

$\delta = 0.5$  pour les grilles mécaniques.

$\delta = 0.2$  pour les grilles manuelles.

$\alpha$ : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale compris généralement entre 60° et 80°

- Nous considérons dans notre cas, une grille grossière mécanique. avec les paramètres suivants:

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$h_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

$$\delta = 0.5$$

$$e = 2 \text{ cm}, d = 3 \text{ cm}$$

à partir des données précédentes, on trouve:

- ✓ *la surface mouillée de grille:*

$$s = \frac{Qr}{V} = \mathbf{0.102 \text{ m}^2}$$

- ✓ *La fraction d'occupation de surface:*

$$\beta = \frac{d}{e+d} = \frac{3}{2+3} = \mathbf{0.6}$$

- ✓ *La largeur de grille est :*

$$L = \frac{s \sin \alpha}{h_{\max} (1-\beta)\delta} = \mathbf{0.44 \text{ m}}$$

- ✓ *Les pertes de charge ( $\Delta h$ ):*

Elles peuvent être calculées par la formule suivante:

$$\Delta h = \frac{Q \times (d)^{4/3}}{e^{4/3}} \times \frac{v}{2g} \times \sin \alpha \quad (\text{VI.5})$$

Avec:

B': Coefficient de forme des barreaux:

B'=2.42 pour des barreaux rectangulaires.

B'=1.75 pour des barreaux ronds.

- Nous prenons :

$$B' = 2.42$$

$$\Delta h = \frac{\beta \times (d)^{4/3}}{e^{4/3}} \times \frac{v}{2g} \times \sin \alpha = \mathbf{0.18m}$$

❖ **Le dessableur-déshuileur:**

Pour qu'il y ait une sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée:

$$\frac{L}{H} = \frac{V_e}{V_s} \quad (\text{VI. 6})$$

- Nous prenons :

$V_e$  : La vitesse du passage des particules est de 0.3 (m/s) pour éviter le

ré-entraînement des particules par le courant

$V_s$  : La vitesse de chute est de 0.02 (m/s), cette vitesse correspond aux diamètres des plus petites particules de sable

- Nous avons:

✓ **la surface horizontale du dessableur déshuileur:**

$$Sh = l \times L \quad (\text{VI. 7})$$

Avec:

Sh : la surface horizontale du dessableur déshuileur en m<sup>2</sup>

L : la longueur du dessableur déshuileur en m.

l : la largeur du dessableur déshuileur en m.

et:

$$Sh = \frac{Qr}{V_s} = \frac{0.102}{0.02} = \mathbf{5.1m^2}$$

✓ **La surface verticale :**

$$Sv = \frac{Qr}{V_e} = \frac{0.102}{0.3} = \mathbf{0.34m^2}$$

✓ *Le volume du déssableur est égal à :*

$$V = Qt \times ts \text{ (VI.8)}$$

Avec

ts est le temps de séjour dans le déssableur déshuileur il est de 3 à 10 min.

- Nous prenons  $ts = 4 \text{ min.}$

$$V = 0.102 \times 4 \times 60 = 24.48 \text{ m}^3$$

✓ *La hauteur du déssableur H est égale à:*

$$H = \frac{V}{Sh} = \frac{24.48}{5.1} = 4.8 \text{ m} \quad \text{(VI.9)}$$

✓ *La longueur et La largeur de bassin:*

- Nous avons :

$$\frac{L}{H} = 3 \quad \text{(VI.10)}$$

$$H=4.8\text{m alors: } L=14.4\text{m}$$

et:

$$l = \frac{Sh}{L} = 0.35 \text{ m}$$

donc:

$$l=0.35\text{m et } L=14.4 \text{ m}$$

✓ *Calcul du débit d'air à injecter*

$$q_{\text{air}} = V_{\text{air}} \times Q_r \quad \text{(VI.11)}$$

Avec :

$V_{\text{air}}$ : volume d'air à injecter ( $\text{m}^3$  d'air/ $\text{m}^3$  d'eau à traiter) il varie de 1 à 1.5  $\text{m}^3$  par  $\text{m}^3$  d'eau à traiter on prend  $V_{\text{air}}=1.4 \text{ m}^3 \text{ air/m}^3 \text{ eau}$

Alors:

$$q_{\text{air}}=0.1428 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ *Calcul des charges polluantes à la sortie du déssableur:*

nous avons:

$$\text{MES}=342.75\text{Kg/j}$$

✓ *La quantité des MVS :*

$$\text{MVS}= 0.70 \times \text{MES} = 0.70 \times 342.75=239.925 \text{ (kg/j)}$$

✓ *La quantité des MMS :*

$$\text{MMS}= 0.30 \times \text{MES} = 0.30 \times 342.75=102.825\text{(kg/j)}$$

✓ *La quantité des MM éliminée par le dessableur déshuileur :*

$$\text{MMS e}= 0.70 \times \text{MMS} = 0.70 \times 102.825=71.98\text{(kg/j)}$$

✓ *La quantité des MM restante :*

$$\text{MMSs} = \text{MMS}- \text{MMSe}= 102.825-71.98=30.845\text{(kg/j)}$$

✓ *La quantité des MES sortant du dessableur déshuileur :*

$$\text{MES s} = \text{MMSs} + \text{MVS} = 30.845+ 239.925 = 270.77 \text{ (kg/j)}$$

*Tableau VI.2: les résultants de dimensionnement de station ore-traitement*

<i>Désignation</i>	<i>unité</i>	<i>value</i>
<i>Dégrilleur</i>		
<i>Largeur de la grille</i>	m	0.44
<i>Perte de charge ΔH</i>	m	0.18
<i>Dessableur-Déshuileur</i>		

<i>Débit de pointe (Q<sub>pts</sub>)</i>	m <sup>3</sup> /s	0.102
<i>Volume du bassin(V)</i>	m <sup>3</sup>	24.48
<i>Surface horizontale (Sh)</i>	m <sup>2</sup>	5.1
<i>Hauteur(H)</i>	m	4.8
<i>longueur(L)</i>	m	14.4
<i>largeur(l)</i>	m	0.35
<i>Temps de séjour (ts)</i>	min	4
<i>Quantité d'air(q<sub>air</sub>)</i>	m <sup>3</sup> /s	0.1428
<i>MES à l'entrée de dessableur</i>	Kg/j	342.75
<i>MVS</i>	Kg/j	239.925
<i>MMS entré</i>	Kg/j	102.825
<i>MMS éliminé</i>	Kg/j	71.98
<i>MMS sortie</i>	Kg/j	30.8499
<i>MES sortants du dessableur</i>	Kg/j	270.77

**VI.3.4 Dimensionnement d'une station d'épuration(lagunage):**

➤ *Dimensionnement de lagune anaérobie :*

✓ *Données de base :*

- Débit d'eau usée a traiter Q=0.102m<sup>3</sup>/s
- DBOs a l'entrée : Le=232mg/l
- DBOs a la sortie :  
Sachant que la lagune éliminé environ 50% de DBO5, donc Ls =116mg/l
- Profondeur fixé h=2.5m

- Coefficient de biodégradation  $K_{20} = 1j^{-1}$

✓ *Détermination du temps de séjour dans la lagune :*

- Le temps de séjour dans la lagune est donné par la relation :

$$Ts = \frac{Le - Ls}{K \times Ls} \quad (IV. 12)$$

Avec :

K : Coefficient de biodégradation pour la température de l'eau dans la lagune, Il est déterminé par la formule:

$$K = K_{20} \times \theta^{t-20} \quad (VI. 13)$$

La température moyenne est fixé a 8°C

$$\theta = 1,1074$$

On trouve K: 0,3 j<sup>-1</sup>

Donc :

le temps de séjour de l'eau dans la Lagune sera :

$$Ts = 3.33j$$

On prend **Ts = 4jour**

✓ *Détermination des dimensions de lagune :*

- *Volume de la lagune est donné par :*

$$V = Qp \times Ts \quad (VI. 14)$$

alors :  $V = 35251.2 m^3$

- *Surface de la lagune :*

La surface est calculée par :

$$S = \frac{v}{h} = 14100.48m^2$$

- *Les dimensions de lagune :*

On prend une largeur de 100m ( $l = 100m$ ), donc la longueur sera :

$$L = \frac{S}{l} = 141m$$

- **Rendement sur DBO5 :**

$$r = \frac{Le-Ls}{Le} \quad (IV. 15)$$

$$r = 50\%$$

- **Dimensionnement de lagune facultative :**

- ✓ **Données de base:**

- Débit d'eau à traiter  $Q_p = 0.102m^3/s$

- DBOs à l'entrée  $Le = 116mg/l$

Sachant que la lagune élimine environ 25% de DBO5, donc  $Ls = 58mg/l$

- Profondeur fixe :  $h = 1.5m$
- Coefficient de biodégradation anaérobie  $K_1 = 0,05j^{-1}$
- Coefficient de biodégradation aérobie  $K_2 = 0.5j^{-1}$

- ✓ **Détermination du temps de séjour :**

Le temps de séjour est donné par la relation :

$$Ts = \frac{Le - Ls}{K \times Ls}$$

avec:

$K$  étant le coefficient de biodégradation correspond à  $t = 11,26^\circ C$  est calculé par :

$$K = K_{20} \times \theta^{11,26-20} \quad (VI. 16)$$

$K_{20}$  est évalué par:

$$K_{20} = \frac{K_1 \times h_1 + K_2 \times h_2}{h} \quad (IV. 17)$$

Avec :

$h_1$ : 0,7m et  $h_2$ : 0,8m sont respectivement profondeur anaérobie et aérobie.

$K_1$ : 0.05j<sup>-1</sup> : coefficient de biodégradation anaérobie.

$K_2$ : 0.5j<sup>-1</sup> : coefficient de biodégradation aérobie.

On trouve  $K_{20} = 0,29 j^{-1}$

D'où  $K = 0,12$

Ans:  $T_s = 8.33j$

$T_s = 9j$

✓ *Détermination des dimensions de la lagune :*

- *Volume du bassin lagunage :*

$$V = Qp \times Ts$$

Alors:  $V=79315.2m^3$

- *Surface du bassin lagunage :*

$$S = \frac{v}{h} = 52876.8m^2$$

Donc: pour cette lagune on a:

une longueur de  $L=264.384m$  et une largeur de  $l=200m$

✓ *Rendement sur DBO5 :*

$$r = \frac{Le - Ls}{Le}$$

$$r = 50\%$$

➤ *Dimensionnement de lagune aérobie :*

✓ *Données de base:*

- Débit d'eau a traiter  $Q_i = 0.102m^3/s$
- DBO5 a l'entrée  $Le = 58mg/l$
- DBO5 a la sortie  $Ls = 14.5mg/l$

Sachant que la lagune aérobie éliminé environ 25% de la DBO5 entrant donc on a :

$$Ls = 14.5mg/l < 30 mg/l$$

- Profondeur fixe : h: 1,2m
- Coefficient de biodégradation K: :0,2j-1

✓ *Détermination du temps de séjour de la lagune :*

$$Ts = \frac{Le - Ls}{K \times Ls}$$

Avec :

K : Coefficient de biodégradation pour la température de l'eau dans la lagune, Il est déterminé par la formule :

$$K = K_{20} \times \theta^{t-20}$$

la température moyenne est fixée à 11°C

$$\theta = 1.1074$$

On trouve  $K=0.2j^{-1}$

Donc: le temps de séjour de l'eau dans la lagune sera :  $T_s=15j$

✓ *Détermination du temps de séjour de la lagune :*

▪ **Volume du bassin lagunaire :**

$$V = Q_p \times T_s$$

alors :

$$V=132192m^3$$

▪ *Surface du bassin lagunage*

$$S = \frac{V}{h}=110160m^2$$

Donc on a:

Une longueur  $L=367.2m$  et une largeur  $l= 300m$

✓ *Rendement sur DBO5 :*

$$r = \frac{L_e - L_s}{L_e}$$

$$r = 75\%$$

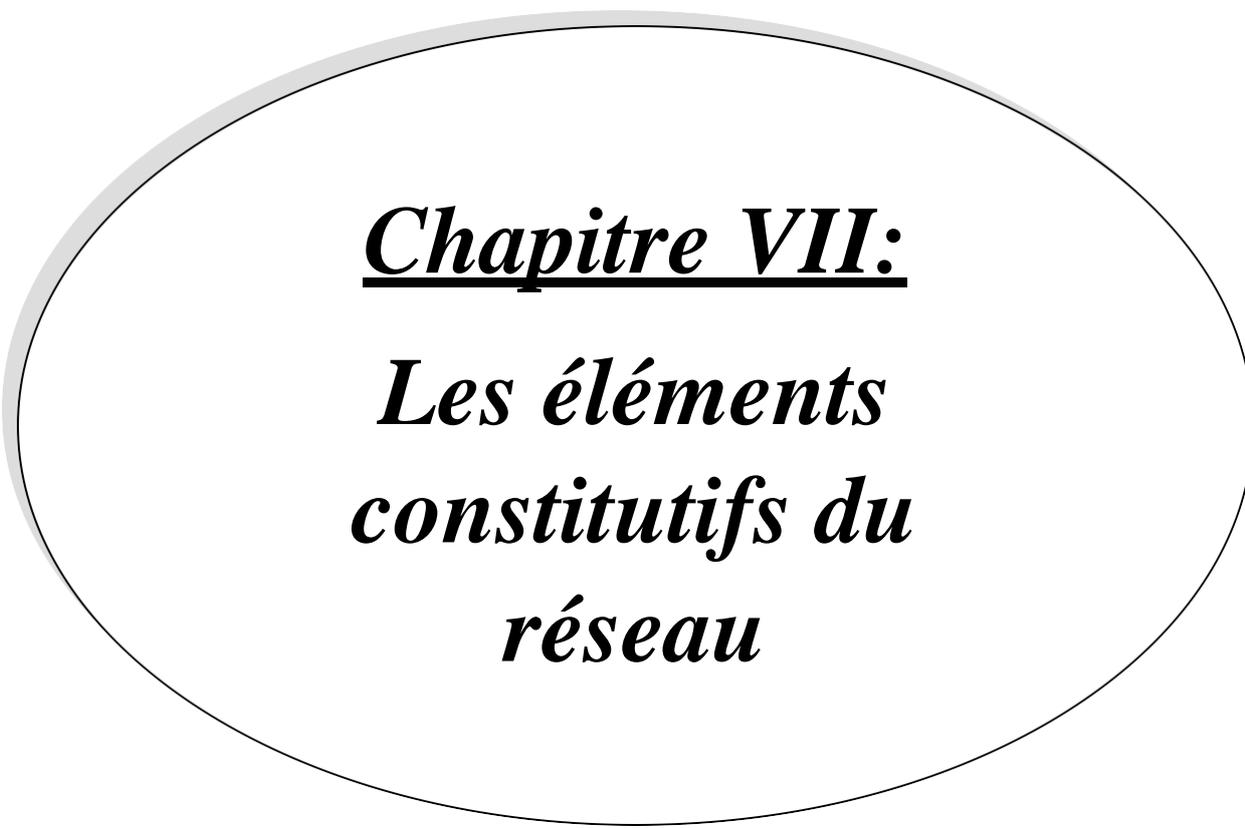
✓ *Rendement total du système :*

$$r = \frac{L_e - L_s}{L_e}$$

$$r = 87.5\%$$

***Conclusion :***

A partir des calculs effectués dans ce chapitre, on peut juger que la superficie foncière allouée à la station d'épuration (20 hectares) est largement suffisante pour l'ensemble des travaux et ses annexes y compris la zone d'agrandissement à l'horizon 2052.



**Chapitre VII:**  
***Les éléments  
constitutifs du  
réseau***

**Introduction :**

Le réseau d'assainissement a pour vocation de collecter les déchets et les eaux de pluie, préservant ainsi le milieu naturel.

Afin d'atteindre au mieux ses objectifs, le réseau de la santé se compose de plusieurs structures, dont:

- Les ouvrages principaux : Il constitue l'ensemble du réseau depuis l'entrée des eaux usées jusqu'à la sortie de la station d'épuration
- Les ouvrages annexes : Ce qui comprend tous les aménagements qui conduisent au fonctionnement rationnel du réseau tels que : regards, regards, crues tempêtes, etc.

**VII.1 Les ouvrages principaux :**

Les grandes structures représentent tous les éléments nécessaires au rejet des eaux usées vers un égout ou une station d'épuration, y compris les canalisations et les raccordements.

**VII.1.1 Canalisations :**

Les tuyaux constituent l'élément de base d'un système d'égouts et sont disponibles sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine:

- **Conduite circulaire** : Spécifié par son diamètre nominal (interne) en millimètres. Il est destiné aux sections faibles. Comparée à d'autres formes sectionnaire, la forme circulaire est très facile à fabriquer.
- **Conduite ovoïde** : Elle est déterminée par sa hauteur minimale en centimètres. Remplace le tube circulaire si le diamètre de section est supérieur à 800 mm pour éviter les problèmes d'auto-courage.
- **Conduite cadre** : désignée par leur largeur et hauteur en centimètre.

Dans notre étude nous avons choisi des tubes de forme circulaire.

**VII.1.1.1 Critères du choix de conduite :**

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

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- Nature du terrain traversé (stabilité, agressivité, etc.).
- La nature chimique des eaux usées transportées.
- Des effets extérieurs dus sur remblai.

**VII.1.1.2 Les types de canalisations :**

Il existe plusieurs types de canalisations qui diffèrent selon leurs matériaux et leurs destinations.

❖ **Conduite en béton non armé :**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement selon un procédé garantissant une compression élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation, etc.). La longueur ne doit pas dépasser 2,50 m.

Ils ont une rupture brutale, mais sauf si la hauteur de récupération est insuffisante, elle survient aux âges les plus avancés du tube. Les tuyaux non renforcés ne sont pas recommandés pour les canalisations insécables, sous les routes, etc....

❖ **Conduite en béton armé CAO:**

➤ **Nature du matériau :**

L'armature qui forme le tuyau en béton armé est constituée de:

- Disposer les générateurs en parallèle le long du pipeline.
- Disposer les circuits pour qu'ils forment des réseaux avec des générateurs.

➤ **Fabrication :**

On dispose de trois procédés de fabrication :

- **La vibration :** Les tubes vibrants sont fabriqués à l'aide de trois appareils :

- Vibrateurs fixe ou mobiles.
  - Table vibrante.
  - Noyau vibrant.
- 
- **Le compactage** : En général, les canalisations sous pression, d'un diamètre de 100 à 1200 mm, ne sont pas renforcées.
  - **La centrifugation** : Il permet de couler le béton en présence d'armatures, dans un moule entraîné à vitesse de rotation variable.



**Figure VII.1: canalisations en CAO.**  
(DAHMANI ASMA, 2021)

❖ **Conduite en PEHD annelés :**

Il s'agit d'un tuyau en polyéthylène haute densité à double paroi, relié par des manchons articulés. Il est extrêmement léger et possède une résistance exceptionnelle aux chocs, à l'abrasion et à l'abrasion. Ce tuyau est également jusqu'à 25 fois plus léger que le béton, ce qui permet un transport plus économique en carburant et peut être installé sans avoir recours à un équipement de levage ; Il est constitué de deux couches parfaitement soudées:

- La paroi extérieure : Ondulé pour assurer la rigidité et de couleur noire, pour une meilleure résistance aux rayons UV, lui conférant une grande stabilité aux rayons du soleil pendant le stockage.
- La paroi intérieure : Il transporte facilement les déchets liquides et est généralement de couleur blanche pour faciliter l'inspection à l'aide de caméras..



*Figure VII.2:Canalisations en PEHD annelé.*

*(DAHMANI ASMA, 2021)*

❖ *Conduite en PVC :*

Le PVC circulaire avec des diamètres allant de 315 à 630 mm regroupe un ensemble de propriétés exceptionnelles parmi lesquelles on peut distinguer:

- Légèreté, facilité de mise en œuvre.
- Repère d'emboîtement sur bout mâle.
- Capacité hydraulique maximale.
- la solidité : une meilleure résistance mécanique aux chocs.
- Fiabilité et étanchéité des réseaux.
- Durabilité.
- Longévité du réseau.
- Totalement recyclable.
- Résistance à la corrosion.
- Etanchéité des parois et des joints.
- Résistance à l'abrasion et à la corrosion.

- Recyclage possible de la matière.
  - Module d'élasticité élevé.
  - Prix avantageux.
  - Disponibilité sur le marché national.
- ✚ Dans notre étude, toutes les eaux rejetées seront évacuées par des canalisations circulaires en PVC et CAO, car ces dernières présentent d'excellentes propriétés de résistance chimique et mécanique, sont moins coûteuses et sont disponibles pour de grands diamètres (jusqu'à 1000 mm).



*Figure VII.3:Canalisations en PVC.*

*(DAHMANI ASMA, 2021)*

#### **VII.1.1.3 Joints des conduites :**

Les joints ont pour rôle l'assemblage des canalisations de n'importe quel type on distingue :

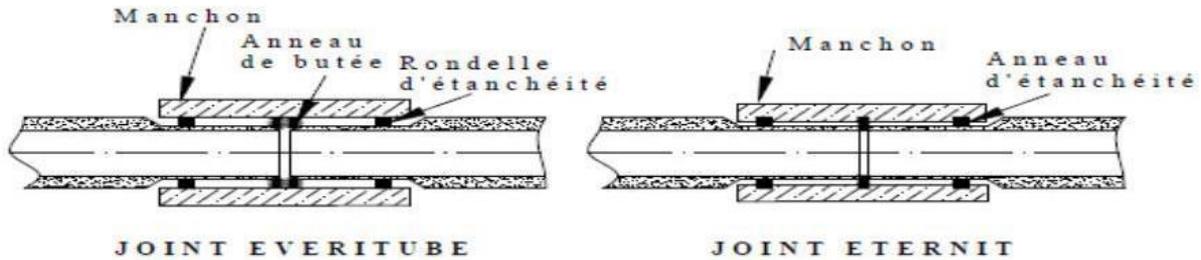


Figure VII.4: Joints sur tuyaux en amiante ciment  
(DAHMANI ASMA, 2021)

- **Joint de type Rocla** : Ce sont des joints à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à la bague en élastomère. Ce joint est adapté aux terrains en pente grâce à l'immobilité de l'anneau placé sur sa longueur, et le jeu de 1 cm ne permet aucune transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les pays. Ce type de joint assure une très bonne étanchéité au passage de l'eau.
- **Joint à demi-emboîtement** : Il est utilisé uniquement dans les sous-sols, ne résiste pas aux pressions élevées et est utilisé pour des sections courtes (environ 1 mètre). La liaison entre les deux extrémités se fait par remplissage de ciment.
- **Joint torique** : Il s'adapte bien aux sols fragiles, assure une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée et s'utilise pour des diamètres (700-900) mm.
- **Joint à collet** : C'est un joint à emboîtement rigide, avec collage en ciment. Ce type de joint est utilisé que dans les bons sols et terrains à pente faible, à éviter dans les terrains argileux.
- **Joint plastique** : Scellant imperméable et résistant. Même sous charge, la présence de fil d'arrêt en bitume et d'anneau ou manchon en plastique contribue à une bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la construction est bien réalisée.
- **Joint mécanique** : Un raccord mécanique est conçu pour relier l'extrémité lisse d'un tuyau à un manchon lâche ou à un raccord dans le cas d'un tuyau sous pression.

*Différentes actions supportées par la conduite :*

Les canalisations sont exposées à des actions externes et internes. C'est pourquoi ils devraient être choisis pour lutter contre ces actions:

❖ *Actions mécaniques :*

Ce type de travaux résulte de l'agressivité des particules de sable et de graviers qui composent le remblai et la base des canalisations. Cette agressivité provoque une détérioration des murs intérieurs par le phénomène d'érosion qui est principalement dû aux vitesses élevées généralement imposées par le terrain.

❖ *Actions chimiques :*

Ils se trouvent généralement à l'intérieur du tube. Un pH faible favorise la croissance de bactéries acidophiles qui, à leur tour, peuvent favoriser la formation d'acide sulfurique (H<sub>2</sub>S) qui provoque la corrosion et endommage les canalisations.

**VII.1.1.4 Protection des conduites :**

Tout tuyau fabriqué dans ce matériau doit être protégé sous réserve des procédures ci-dessus.

Les moyens pour lutter contre ces comportements sont:

- Le temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doit être réduit autant que possible.
- Le détartrage doit être effectué régulièrement car il favorise le développement de fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H<sub>2</sub>S), principal facteur de corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne ventilation évite la condensation d'humidité sur les murs et réduit ainsi le pourcentage de sulfure d'hydrogène.
- Revêtement intérieur des canalisations avec du ciment léger ou du ciment soufré en dose suffisante dans du béton (300 à 350 kg/m<sup>3</sup> de béton).
- Empêchez le sable de pénétrer en installant des sorties d'eaux usées.
- Nettoyage périodique des canalisations.

**VII.1.1.5 Les essais des conduites préfabriquées :**

Avant de commencer l'installation des canalisations et de s'assurer de leur bon fonctionnement, il est nécessaire de procéder à quelques tests, notamment:

- Essai à l'étanchéité.
- Essai à l'écrasement.
- Essai à la corrosion

**❖ Essai à l'étanchéité :**

C'est un test qui permet de vérifier l'étanchéité des canalisations, et vise à s'assurer que tous les déchets et/ou eaux pluviales sont transférés vers sa sortie et à éviter les fuites d'eau parasite. L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur chantier.

- En usine : Le tube est maintenu droit et rempli d'eau, et la baisse du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur place : L'un des trois tests suivants peut être envisagé.
- Test à l'eau : effectué pendant 30 minutes pour les petits diamètres ; De même, pour les joints, la pression est portée à 3 bars.
- Test de fumée : Ce test ne peut être réalisé qu'en l'absence de vent et si la canalisation n'est pas mouillée.
- Test à l'air : 1 bar pendant 30 minutes, 0,5 bar pendant 3 minutes, pour canalisations circulaires.

**✓ Risques si le réseau n'est étanche :**

- Pollution du terrain naturel par infiltration.
- Pénétration des racines.
- Affaissement du sol par lessivage de la zone de revêtement des canalisations entraînant une détérioration prématurée de la structure.
- La pénétration des eaux parasites perturbe le fonctionnement du réseau et de la station d'épuration.

**❖ Essai à l'écrasement :**

Les canalisations doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, et aux charges excessives dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part, ce qui nécessite de réaliser un essai d'écrasement.

Le test d'écrasement est réalisé par compression automatique avec enregistrement de force. Ils doivent être répartis uniformément sur le générateur d'entraînement supérieur. On le travaille jusqu'à ce qu'il se brise par écrasement. A une vitesse de 1000 d/m de longueur par minute. Ce test permet de déterminer la charge de rupture.

**❖ Essai de résistance à la corrosion :**

Les eaux domestiques et industrielles évacuées par des canalisations en béton contiennent de l'acide carbonique dissous dans l'eau, du sulfure d'hydrogène (H<sub>2</sub>S) issu de la fermentation anaérobie et divers composés acides issus des eaux industrielles. Sous l'influence de ces facteurs, le béton se corrode et ce matériau se détériore

Le test de corrosion est réalisé en ajoutant les produits puis en les lavant à l'eau douce. Après séchage au four, l'échantillon est pesé et les surfaces des parois intérieures ne doivent pas être modifiées.

**VII.1.2 Pose de canalisation :**

**VII.1.2.1 Les conditions de pose :**

Les conditions de base requises lors de la pose de canalisations sont les suivantes :

- Le tuyau doit être enterré sous abri sur au moins 80 cm dans un premier temps.
- Le tuyau ne doit pas se déformer à cause d'une charge excessive sur le sol ou du passage de charges.
- Les canalisations d'égouts et d'eaux pluviales sont souvent posées parallèlement dans la même tranchée, mais décalées de 30 à 40 cm.
- Il est recommandé de placer le réseau d'eaux pluviales au dessus du réseau d'eaux noires s'ils sont voisins.

**VII.1.2.1 Les modes de pose :**

La méthode de pose des canalisations varie en fonction de la nature du terrain.

**❖ Terrain ordinaire :**

Dans ce type de terrain, le tuyau doit être posé sur une couche de sable réalisée sur un fond exempt de roches dures, avec des raccords soigneusement réalisés selon les spécifications des fabricants de tuyaux.

**❖ Mauvais terrain :**

Dans un sol faible, le tuyau doit reposer sur deux briques placées au fond et l'espace rempli de sable.

**❖ Terrain très mauvais :**

Dans ce type de terrain, il faut envisager de placer une dalle de béton préfabriqué au fond de la tranchée.

## **VII.2 Les ouvrages annexes :**

Les ouvrages auxiliaires participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment à l'exploitation. Les travaux annexes sont considérés selon deux types distincts :

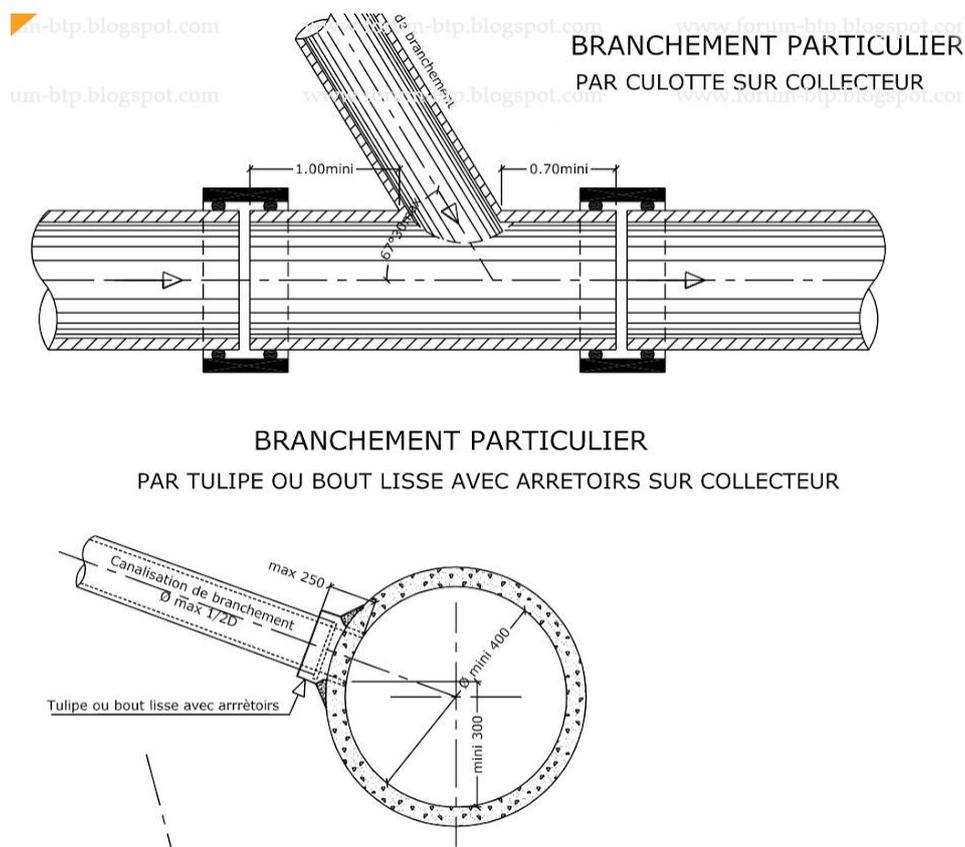
- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

### **VII.2.1 Les ouvrages normaux :**

Les ouvrages réguliers sont des ouvrages combinés, nécessaires en amont ou pendant les réseaux, et assurent généralement la fonction de collecte des effluents. Il est divisé en trois catégories:

#### **VII.2.1.1 Les branchements particuliers :**

Ce sont ces tâches qui doivent assurer une meilleure hygiène à la maison. Ces raccordements doivent être équipés de dispositifs et de canalisations étanches capables de résister à la pression résultant de la différence du niveau mesuré avec le niveau de la voie publique.



**Figure VII.5: Schéma d'un branchement simple.**

**(DAHMANI ASMA, 2021)**

### VII.2.1.2 Les bouches d'égout :

Les regards, également appelés couvercles de regards, sont des structures ayant des objectifs principalement utilitaires et de sécurité ; Cela inclut la réduction et l'absorption des eaux de surface (eaux de pluie et eaux de lavage).

Ils sont utilisés aux points bas des caniveaux soit dans le trottoir (prise par le bas), soit dans la chaussée (prise par le haut).

Nous pouvons classer les regards en fonction de la collecte de l'eau en cinq types:

- **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique** : Ce type de regard permet à l'eau d'entrer dans le réseau soit par un siphon, soit directement en la déversant par-dessus le seuil du bassin de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique** : Afin de vider l'eau, l'entonnoir est prolongé par une corniche dont la base doit descendre à au moins 0,05 m en dessous du niveau permanent du bassin de

sédimentation.

- **Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton** : Ce type est l'alternative qui s'applique aux deux types précédents.
- **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné** : Comme pour les appareils précédents, le seul avantage est que le dispositif métallique supérieur s'insère directement dans le niveau supérieur de la cheminée.
- **La bouche d'égout à grille seule** : Les couvercles de regards s'insèrent uniquement directement dans le niveau supérieur de la cheminée.

### VII.2.1.3 Les regards :

Les regards sont des dispositifs qui permettent d'accéder à l'ensemble du système d'assainissement et, à cet effet, facilitent son contrôle et son entretien.

#### ➤ **Fonctions :**

Dans un réseau d'égouts, un trou d'homme remplit quatre fonctions principales:

- Réaliser des coudes à 90 degrés (au niveau des canalisations).
- Insérez les accessoires de nettoyage à tout moment.
- Inspecter tous les composants du système d'égouts.
- Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'égouts.

#### ➤ **Emplacement :**

Un trou doit être installé sur les tuyaux:

- A tous les points de jonctions.
- Au changement de direction.
- Au changement de pente de canaux.
- Aux points de chute.

#### ➤ **Types de regards :**

Les types de regards varient selon la taille et la pente du terrain, ainsi que le système d'évacuation, on les distingue donc:

- ❖ **Regard de visite** : Ces regards sont destinés à l'entretien courant et au nettoyage régulier des canalisations, assurant une bonne ventilation de ces dernières. La distance de séparation est comprise entre 35 et 80 m.

- ❖ **Regard de ventilation** : La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production d'hydrogène sulfuré.
  
- ❖ **Regard de jonction** : Ils sont utilisés pour connecter deux collecteurs de sections identiques ou différentes et sont construits de telle manière qu'ils s'emboîtent:
  - Bonne ventilation des collecteurs à l'intersection (écart).
  - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
  - Absence de reflux d'eau par temps sec.
  - Le niveau d'eau dans les canalisations doit être à la même hauteur.
  
- ❖ **Regard de chute** : C'est l'ouvrage le plus courant dans le domaine du drainage, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie partiellement locale et est largement utilisé dans les cas où le terrain de la zone urbaine est très accidenté. Ils sont généralement utilisés pour la projection verticale et la projection de diapositives.

**Application :**

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

$$X=Vt \quad \text{(VI.01)}$$

$$Y=1/2 gt^2 \quad \text{(VI.02)}$$

Avec

- X : la longueur du regard (m)
- Y : la différence de niveau entre les deux collecteurs (m)
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

Pour notre cas on a installé plusieurs regards de chutes les résultats sont mentionnées dans le tableau suivant :

<i>N° des regards</i>	<i>Cotes projet (m)</i>		<i>Profondeur (m)</i>		<i>V(m)</i>	<i>Y (m)</i>	<i>X (m)</i>
	<i>amont</i>	<i>aval</i>	<i>amont</i>	<i>aval</i>			
<b>R30</b>	1003,57	1002,32	1,5	1,5	4,5	1,25	2,27
<b>R31</b>	1001,5	1000,01	1,5	1,5	3,96	1,49	2,18
<b>R32</b>	999,5	997,5	1,5	1,5	4,56	2	2,91
<b>R33</b>	996,61	994,89	1,48	1,94	4,21	1,72	2,49
<b>R26</b>	994,07	992,42	1,94	2	4,18	1,65	2,42

**VII.2.2 Les ouvrages spéciaux :**

Ces procédures ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau. Mais dans certains cas, sa présence est nécessaire, comme par exemple un récupérateur d'eau de pluie.

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé de nombreux éléments qui composent le réseau d'égouts, les regards et les regards planifiés. Ainsi pour les principaux travaux, nous avons choisi des canalisations PVC et CAD pour assurer le bon fonctionnement du système d'évacuation.

D'autre part, pour faciliter les opérations de nettoyage et assurer une meilleure sécurité de notre réseau. Nous avons procédé à la mise en œuvre et à la détermination des dimensions des différentes composantes du réseau d'assainissement, qui sont :

- Les regards de jonction et de visite et chute.
- Les bouches d'égout.



**CHAPITRE VIII:**

***Organisation de  
chantier***

### ***Introduction:***

Dans un souci de rapidité, de qualité et d'économie dans la mise en œuvre de notre projet, nous nous sommes appuyés principalement sur l'organisation du chantier, qui contrôle l'avancement de nos travaux et nous guide dans sa mise en œuvre. En imposant un bon rythme de travail, en précisant les délais de réalisation, la main d'œuvre et les ressources matérielles nécessaires (matériaux de construction, machinerie, etc.).

### ***VIII.2.2 Les étapes de réalisation du projet :***

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

- Vérification, manutention et stockage des conduites.
- Décapage de la couche de végétation et du goudron.
- Emplacement des jalons des piquets (piquetage).
- Réaliser des tranchées et creuser des regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des conduites.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards et des boîtes de branchement.
- Exécution des ouvrages spéciaux.
- Exécution des bassins d'affinement planté de roseau.
- Remblai des tranchées.
- Travaux de finition

### ***VIII.1.1 Manutention et stockage des conduites :***

#### ***✚ Manutention :***

Afin de préserver les canalisations pendant le transport, il faut éviter les chocs, notamment aux extrémités, ainsi que les rejets brusques au sol.

#### ***✚ Stockage :***

Lors du stockage de la substance, vous devez suivre exactement ces instructions:

- La zone de stockage doit être plate et de niveau.
- Accessoires et électroménagers utilisés au soleil.
- Protéger les tuyaux des produits chimiques, des solvants et des huiles.

**VIII.1.2 Décapage de la terre végétale :**

Il s'agit d'un processus préliminaire, qui consiste à enlever la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

Le volume V de la Terre nue est:

$$V = L \times b \times H \quad \text{(VIII. 1)}$$

Avec :

H : Epaisseur de la couche végétale (m).

b : Largeur de la couche végétale (m).

L : Longueur totale de tranché (m).

**VIII.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards :**

Le fond des fouilles devra être nivelé avec la pente du projet, en évitant les retouches et en respectant la largeur minimale des tranchées par mesure de sécurité.

**VIII.1.4 Aménagement du lit de sable :**

Les tuyaux doivent être posés sur une couche de sable qui sera bien nivelée selon les dimensions de la section longitudinale comme indiqué sur la figure ci-dessous:

Le volume de sable est calculé par la formule suivante:

$$Vs = L \times B \times e \quad \text{(VIII. 2)}$$

Avec :

Vs : volume du sable en (m<sup>3</sup>).

L : Longueur de la tranchée en (m).

B : Largeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur du sable, e = 20 cm.

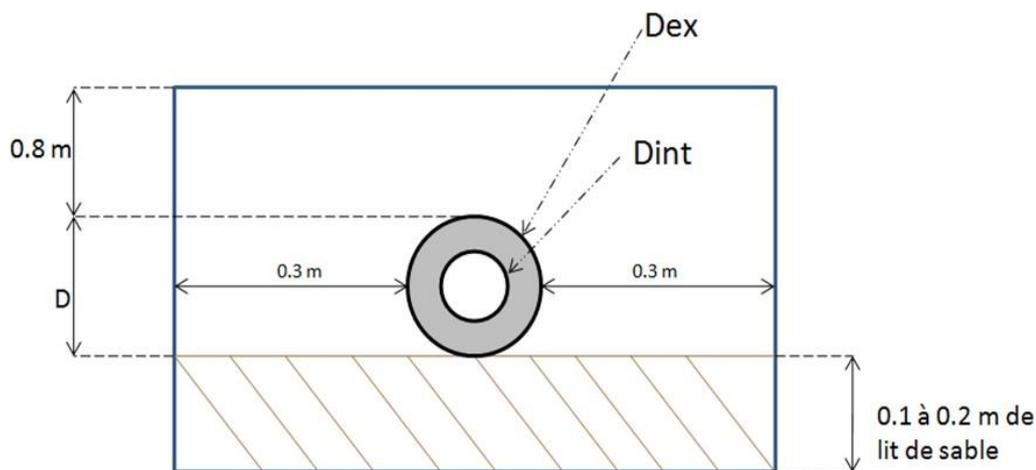


Figure VIII.1: Pose du lit de sable.

(DAHMANI ASMA, 2021)

#### VIII.1.5 Emplacement des piquets :

A chaque point d'emplacement du regard, on doit placer un jalon de piquet.

#### VIII.1.6 Pose des canalisations :

Lors de la pose des canalisations, il est nécessaire de le vérifier:

- Le tuyau est descendu dans des trous blindés.
- Les surfaces des extrémités doivent être nettoyées.
- Les joints doivent être inspectés et nettoyés.

#### VIII.1.7 Assemblage des canalisations :

Selon la section, la forme et la nature du matériau du tuyau, ce dernier est raccordé.

#### VIII.1.8 Essai d'étanchéité :

Une fois les canalisations placées au fond des tranchées, un test d'étanchéité est effectué à l'eau, à l'air ou à la fumée.

#### VIII.1.9 Réalisation des regards :

Pour l'exécution d'un regard, Nous devons suivre les étapes suivantes:

- Ajuster la partie inférieure du regard.
- Mise en place d'une couche de béton propre.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.

- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

Les regards sont généralement de forme cubique et leurs dimensions varient en fonction de la profondeur des tranchées. Ces regards sont réalisés sur place en béton armé. Nous pouvons également avoir des regards préfabriqués.

#### **VIII.1.10 Réalisation des branchements :**

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Connectez le tuyau de branchement au tuyau principal (généralement un regard).
- Le tuyau de raccordement lui-même présente une pente d'au moins 3 %
- Eventuellement un regard collecteur de branchement.
- Pour chaque contact individuel, la boîte de branchement est en bordure du domaine public.

#### **VIII.1.11 Remblayage et compactage :**

Pour assurer la protection du pipeline et le transfert de charge, le remblayage doit être effectué avec un matériau similaire à celui utilisé pour le remblayage latéral.

#### **VIII.1.12 Choix des engins :**

Pour réaliser ce travail, nous devons utiliser différents types de machines, car chaque processus nécessite une machine spécifique. Ces machines se répartissent en trois grandes familles:

##### **Les engins de chargement :**

- Les chargeuses.
- Les pelles hydrauliques.
- Les pelles mécaniques.

✚ **Les engins de transport :**

- Les brouettes.
- Les camions bennes.
- Les dumpers.
- Les motos basculeurs.
- Les véhicules utilitaires.

✚ **Les engins de mise en place des matériaux :**

- Les niveleuses.
- Les compacteurs.
- Les finisseurs.

Pour notre projet, nous avons utilisé les machines suivantes:

➤ **Pour le décapage :**

Le décapage est le processus de déplacement du sol pour éliminer la couche superficielle du sol. Cette dernière est en réalité composée de végétaux et de déchets organiques, ce qui pourrait rendre le futur bâtiment instable. Il est retiré sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm et stocké afin de pouvoir être réutilisé lors de l'aménagement du territoire. En effet, la terre végétale de qualité demeure un produit recherché pour l'aménagement extérieur.

Nous utilisons un niveleur de sol facile à démonter, qui est la meilleure machine à utiliser pour ce type de travail ; Nous utilisons le bulldozer en terrain difficile.

➤ **Pour l'excavation des tranchées :**

Nous utilisons une pelle qui a été mise à jour et modernisée. Les pelles sont des engins de terrassement adaptés à tous types de terrains. Ce sont des machines dont le rôle est d'effectuer et de charger les matériaux excavés. Il s'agit d'un type d'opération intermittente, ce qui signifie

Le cycle de service comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.

➤ **Pour le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été réalisé à l'aide d'un chargeur équipé d'une caisse articulée automotrice et d'une grande benne à l'avant.

Pour les gros travaux de ce type, la bonne machine est une chargeuse. Si les travaux ne sont pas très importants, nous utilisons une tractopelle.

➤ ***Pour le compactage :***

Une fois les travaux de tuyauterie terminés, la tranchée doit être remblayée et compactée. Nous avons donc besoin d'un compresseur, et comme la tranchée a une petite surface, nous pouvons utiliser un compresseur manuel.

## ***VIII.2 des différents volumes des travaux :***

❖ ***Volume du décapage de la couche végétale :***

$$V_{dec} = H_{cv} \times L \times B_{cv} \quad \text{(VIII. 3)}$$

Tel que :

V<sub>déc</sub> : volume de la couche végétale décapée (m<sup>3</sup>).

H<sub>cv</sub> : profondeur de la couche végétale (m)

L : longueur totale de la tranchée (m).

B<sub>cv</sub> : largeur de la couche végétale (m).

❖ ***Volume du déblai des tranchées :***

$$V_d = B \times H \times L \quad \text{(VIII. 4)}$$

Tel que :

V<sub>d</sub> : volume du déblai des tranchées (m<sup>3</sup>).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

❖ ***Volume occupé par le lit de sable :***

$$V_{ls} = B \times L \times e \quad \text{(VIII. 5)}$$

Avec :

Vls : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

e : épaisseur de la couche de sable (m).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

❖ **Volume occupé par les conduites :**

$$V_{cond} = \left( \frac{\pi \times D_{ext}}{4} \right) \times L \quad (\text{VIII. 6})$$

Avec :

V<sub>cond</sub> : volume occupé par les conduites (m<sup>3</sup>).

D<sub>ext</sub> : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

❖ **Volume de l'enrobage :**

$$V_e = H_e \times B \times L \quad (\text{VIII. 7})$$

Avec :

H<sub>e</sub> : hauteur d'enrobage

B : Largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

❖ **Volume du remblai de protection :**

$$V_{rem} = V_d - (V_{ls} + V_{dec} + V_{cond}) \quad (\text{VIII. 8})$$

Avec :

V<sub>rem</sub> : volume du remblai (m<sup>3</sup>).

V<sub>d</sub> : volume du déblai (m<sup>3</sup>).

V<sub>ls</sub> : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

V<sub>dec</sub> : volume de la couche végétale décapée (m<sup>3</sup>)

❖ **Volume excédentaire :**

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad \text{(VIII. 9)}$$

Tel que :

$V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire (m3).

$V_f$  : Volume du sol foisonné (m3).

$V_{rem}$  : Volume du remblai (m3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad \text{(VIII. 10)}$$

Avec :

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

- Pour notre cas nous avons prend :  $K_f = 1,22$

**VIII.3 Devis quantitatif et estimatif :**

Le tableau suivant montre Devis quantitatif et estimatif en détail

**Tableau VIII.1: Devis quantitatif et estimatif :**

<i>N°</i>	<i>désignation des travaux</i>	<i>unités</i>	<i>quantités</i>	<i>prix unitaire DA</i>	<i>montant (DA)</i>
<i>lot canalisation</i>					
<i>travaux de terrassement</i>					
<i>1</i>	Déblai	m3	6009,53987	1000	6009539,87
<i>2</i>	Pose du lit de sable	m3	231,29739	1000	231297,39
<i>3</i>	Remblai de la tranchée	m3	4126,96081	700	2888872,57
<i>4</i>	Evacuation des déblaies	m3	1882,57906	200	376515,812
<i>canalisation</i>					
<i>1</i>	PVC 315	ml	1479,12	2500	3697800
<i>2</i>	PVC 400	ml	443,21	4000	1772840

**Chapitre VIII : Organisation du chantier**

3	PVC 500	ml	248,165	6000	1488990
4	PVC 630	ml	407,73	8000	3261840
5	CAO 800	ml	269,488	9113	2455844,14
6	CAO1000	ml	86,29	13318	1149210,22
<i>ouvrages annexes</i>					
<i>desableur</i>					
1	déblai	m3	24,192	300	7257,6
2	remblai	m3	7,8	200	1560
3	Evacuation des déblaies	m3	16,392	300	4917,6
<i>lagunage</i>					
1	déblai	m3	246757	300	74027100
2	remblai	m3	117293	200	23458600
3	Evacuation des déblaies	m3	129465	300	38839500
<i>Construction</i>					
1	regards	u	79	30000	2370000
				<b>TOTAL(HT)</b>	162041685
				<b>T,V,A(19%)</b>	30787920,2
				<b>TOTAL(TTC)</b>	<b>131253765</b>

***conclusion:***

En conclusion, nous pouvons dire que l'organisation du chantier est nécessaire pour créer un système de drainage, afin d'économiser des coûts, de l'énergie et du temps sans négliger l'amélioration du rendement des travaux.

Ce système nous permet également de créer un devis quantitatif et estimé qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à **131253765,00 DA**

### ***Conclusion générale :***

Le but de notre étude est de diagnostiquer et de renouveler le réseau d'égouts de la communauté de Bin Saada dans le but de vider tous les ruisseaux d'eaux usées et d'eaux pluviales dans des conditions appropriées, afin d'éviter des problèmes menaçant la santé publique et l'environnement naturel.

Nous avons commencé par présenter la zone d'étude et ses caractéristiques selon les plans d'aménagement du territoire. Ensuite, nous avons mené l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale de 139,5 L/s/ha en utilisant les résultats obtenus en ajustant la série de précipitations selon la loi du log-normal.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en raison de la topographie du site, avec un schéma d'évacuation par déplacement latérale.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publics. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpés la zone en 17 surfaces élémentaires, choisis le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et optés pour la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans et un horizon de calcul de 2052.

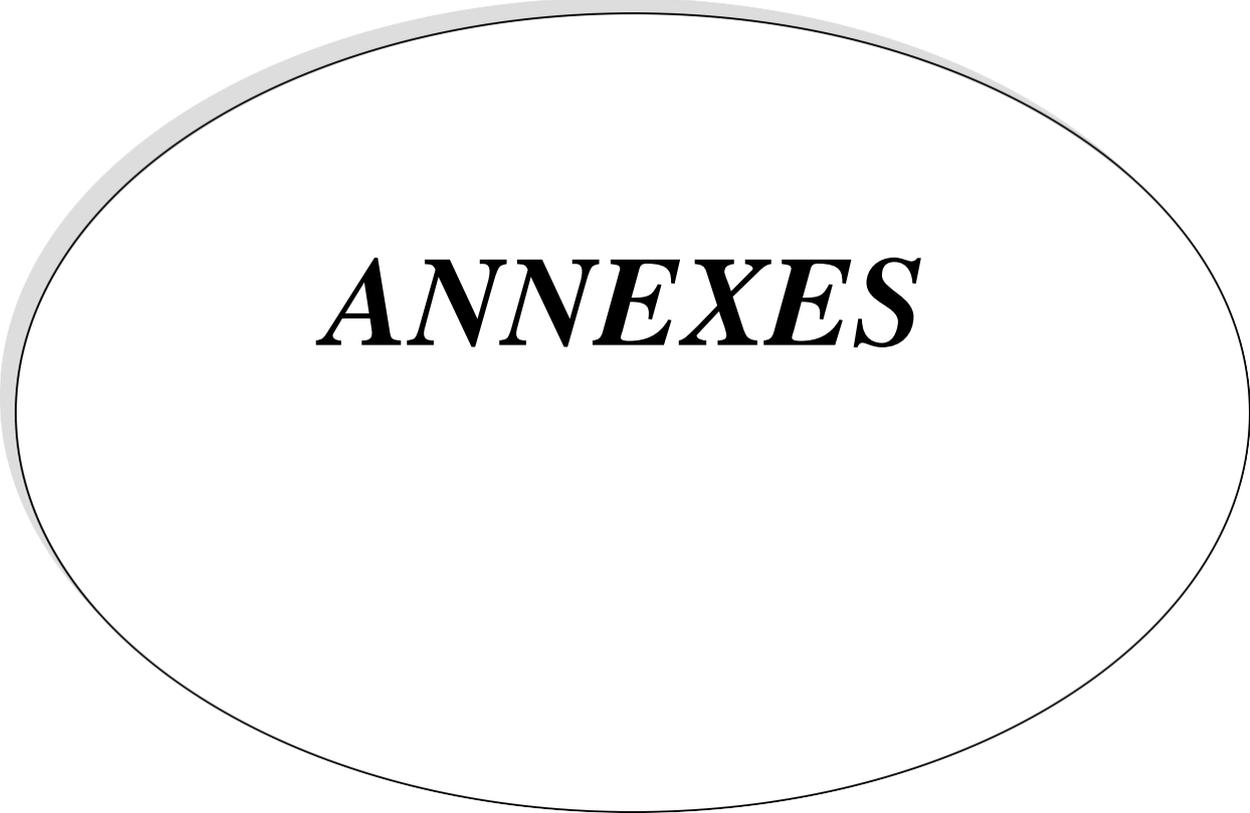
Concernant les éléments composant le réseau d'assainissement, nous avons choisi des canalisations PVC et CAD pour des diamètres supérieurs à 630 mm, pour d'autres travaux : nous avons prévu de visiter des regards, des regards et des regards. Nous avons également consacré une section à l'étude de la station d'épuration du procédé lacustre en vue du drainage.

Côté économique, nous avons élaboré une présentation quantitative et estimée pour évaluer le coût du projet est de ***131253765,00 DA***



## *Références bibliographiques*

- DAHMANI ASMA, 2021. *Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville Draa Ben Khelfa commune de Tibergent (W.MILA.pdf*. Mémoire de fin d'étude. BLIDA. ENSH
- GOMELLA C. et GUERREE H., 1986. *Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1)*. Paris. Eyrolles
- OIEAU, 2000. Office International de l'Eau. *OIEAU* [en ligne]. 2000. [Consulté le 28 septembre 2023]. Disponible à l'adresse : <https://www.oieau.org/>
- SATIN M. ET AL., 2017. *GTA\_5e\_BOURRIER\_SATIN\_SELMI\_feuilletebd.pdf*. 5e édition. Paris. Le Moniteur
- TOUAIBIA.B, 2004. *Manuel pratique d'hydrologie*. BLIDA. Madani Frères
- WATER ENVIRONMENT FEDERATION, 1970. Design and construction of sanitary and storm sewers. [en ligne]. 1970. [Consulté le 28 septembre 2023]. Disponible à l'adresse : <https://www.wef.org/old/>
- WWW.GATINEAU.CA, 2019. Étude du budget de 2019. [en ligne]. 2019. [Consulté le 28 septembre 2023]. Disponible à l'adresse : [https://www.gatineau.ca/portail/default.aspx?p=guichet\\_municipal/administration\\_municipale/budget/budget\\_2019/etude\\_budget](https://www.gatineau.ca/portail/default.aspx?p=guichet_municipal/administration_municipale/budget/budget_2019/etude_budget)



***ANNEXES***

*Annexes n°1 :*

*Tableau VI-4: Dimensionnement des collecteurs secondaires.*

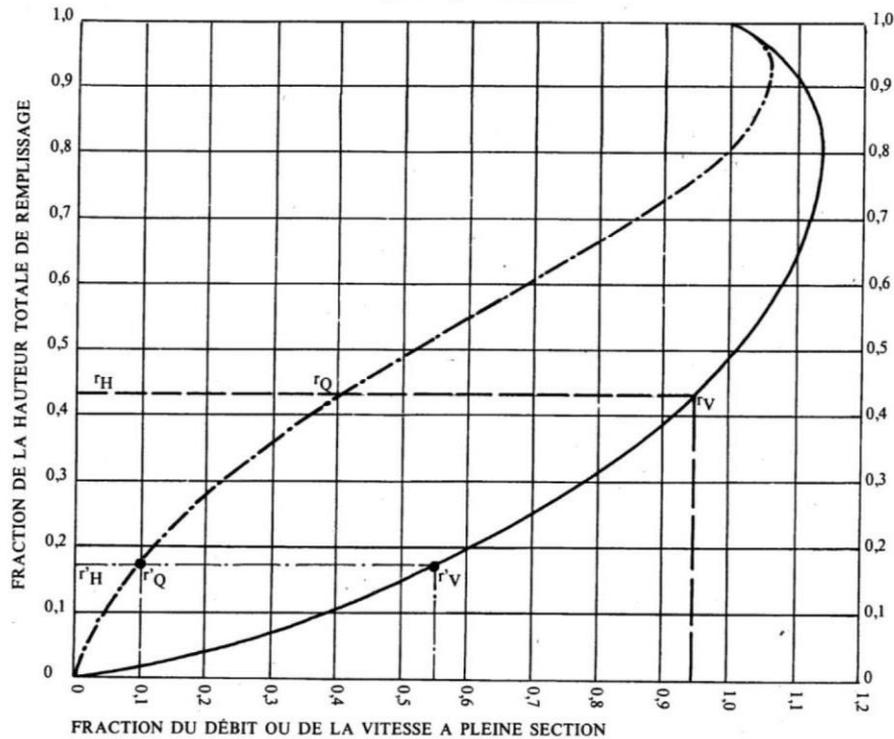
traçons	L(m)	I(%)	Q(m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Auto- curage
R80-R81	39,168	0,02	0,002	52,04	315	0,01	0,28	0,07	20,65	0,86	0,24	3,12	vérifier
R81-R41	76,395	0,021	0,002	51,57	315	0,01	0,27	0,06	20,40	0,88	0,25	3,19	vérifier
R82-R83	51,375	0,021	0,002	51,57	315	0,01	0,27	0,06	20,40	0,88	0,25	3,19	vérifier
R83-R84	29,109	0,017	0,002	53,65	315	0,01	0,28	0,07	21,51	0,81	0,22	2,87	vérifier
R84-R49	47,351	0,025	0,002	49,91	315	0,01	0,27	0,06	19,52	0,93	0,27	3,49	vérifier
R85-R86	56,112	0,018	0,002	53,08	315	0,01	0,28	0,07	21,20	0,83	0,23	2,96	vérifier
R86-R87	13,099	0,032	0,002	47,65	315	0,01	0,26	0,06	18,33	1,02	0,31	3,94	vérifier
R87-R50	56,125	0,025	0,002	49,91	315	0,01	0,27	0,06	19,52	0,93	0,27	3,49	vérifier
R88-R89	36,297	0,022	0,002	51,12	315	0,01	0,27	0,06	20,16	0,89	0,25	3,27	vérifier
R89-R90	29,036	0,04	0,002	45,70	315	0,01	0,25	0,05	17,30	1,10	0,34	4,41	vérifier
R90-R68	53,712	0,04	0,002	45,70	315	0,01	0,25	0,05	17,30	1,10	0,34	4,41	vérifier
R91-R92	44,761	0,022	0,002	51,12	315	0,01	0,27	0,06	20,16	0,89	0,25	3,27	vérifier
R92-R62	9,76	0,01	0,002	59,27	315	0,01	0,31	0,08	24,46	0,68	0,17	2,20	vérifier
R93-R94	30,916	0,04	0,002	45,70	315	0,01	0,25	0,05	17,30	1,10	0,34	4,41	vérifier
R94-R60	28,678	0,035	0,002	46,86	315	0,01	0,25	0,06	17,91	1,05	0,32	4,12	vérifier
R95-R59	56,505	0,036	0,002	46,61	315	0,01	0,25	0,06	17,78	1,06	0,33	4,18	vérifier
R96-R97	30,667	0,01	0,002	59,27	315	0,01	0,31	0,08	24,46	0,68	0,17	2,20	vérifier
R97-R29	24,6	0,012	0,002	57,27	315	0,01	0,30	0,07	23,42	0,72	0,19	2,42	vérifier
R98-R930	59,221	0,015	0,002	54,93	315	0,01	0,29	0,07	22,18	0,78	0,21	2,70	vérifier
R99-R100	51,972	0,036	0,002	46,61	315	0,01	0,25	0,06	17,78	1,06	0,33	4,18	vérifier
R100-R101	47,849	0,02	0,002	52,04	315	0,01	0,28	0,07	20,65	0,86	0,24	3,12	vérifier
R101-R20	43,473	0,016	0,002	54,27	315	0,01	0,29	0,07	21,83	0,80	0,22	2,79	vérifier

Annexe n°2:

ABAQUE 3-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  $Q_{PS}/10$ , 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.

Figure VI-3: Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

Source : Salah B., 2014