

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA**  
**RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE**  
**ARBAOUI ABDELLAH**

**DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**Spécialité : Conception des Systèmes d'Assainissement.**

**THEME :**

**EXTENSION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT**  
**D'EL-KARMA COMMUNE DE BOUMERDES**  
**( W.BOUMERDES )**

**Réalisé et présenté par :**

**M<sup>r</sup> BEKHOUCHE Ramzi**

**Promotrice :**

**M<sup>me</sup> N . CHENITI**

Devant les membres de jury :

<b>Nom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> B. SALAH	Professeur	Président
M <sup>me</sup> W. MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> F. AMMOUR	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> N. HADJ SADOK	M.A.A	Examinatrice

**Septembre /2017**

# Dédicace

---

À ma mère.

# Remerciements

---

Je tiens à exprimer mes remerciements à toute personne m'ayant aidé dans mon travail, particulièrement à ma promotrice **madame N.Cheniti** pour son encadrement et ses orientations judicieuses. Mes remerciements vont également à l'ensemble des professeurs de mon parcours scolaire.

Sans oublier mes amis étudiants à l'école et en dehors ,pour leurs précieuses aides, conseils et astuces qu'ils m'ont fournis.

J'adresse finalement mes remerciements au président du jury et le professeur d'assainissement, **monsieur B.Salah**, ainsi que les membres du jury **madame W.Mokrane, madame F.Ammour et madame N.Hadj Sadok** qui me font l'honneur d'apprécier et juger mon travail.

ملخص:

المدينة الجديدة الكرمة، التي يقطنها الآلاف من السكان معظمهم من مدينة بومرداس بضعة كيلومترات شرقاً، تواجه ارتفاعاً لمخاطر الفيضانات، و أيضاً تلوث المياه بسبب الزيادة النسبية لنمو السكان، الشينء الذي يسبب تدهور البيئة و الشاطئ الذي يحظى بشعبية وزوار كبيرين.

في هذه الدراسة سنقوم بتصميم فعال لشبكة صرف المياه التي تضخ المياه القذرة نحو محطة التطهير، بالإضافة إلى إخلاء الفائض من الأمطار إلى البحر، إضافة لإعادة تأهيل محطة الضخ المحلية، دون تكليف ثروة لتحقيق المشروع الإجمالي.

Résumé :

La nouvelle agglomération d'El-Karma accueillant plusieurs centaines d'habitants provenant en grande majorité de la ville de Boumerdes précisément à quelque kilomètre de l'Est subit un grand risque d'inondation ainsi qu'une pollution des eaux croissante proportionnelle avec la croissance des habitants causant la dégradation de l'environnement et de la plage en avale qui est très visitée et fréquentée.

Dans ce mémoire, nous tâcherons de dimensionner un réseau d'assainissement efficace qui va évacuer les eaux usées gravitairement vers l'exutoire puis les refoulera la step, et se chargera d'évacuer les eaux pluviales vers la mer, en plus de la réhabilitation de la station de refoulement, et sans que la réalisation totale du projet ne coûte une fortune.

Abstract :

The new agglomeration of El-Karma, home to several hundred inhabitants coming mostly from Boumerdes some kilometers to the east, is subject to a great risk of flooding and increasing water pollution in proportion to people growth, causing the degradation of the environment and the downstream beach which is very visited and frequented.

In this study, we will achieve an effective sewerage system that will evacuate the waste water to the lowest point then pump it up to the waste water treatment plant farther away, and will take care of evacuating rainwater to the sea, plus rehabilitating the local discharge station, without costing a fortune to realize the total project.

# Sommaire

<b>Introduction générale .....</b>	<b>- 1 -</b>
<b>I. Présentation de la zone d'étude.....</b>	<b>2</b>
I.1 Présentation de la commune de Boumerdes : .....	2
I.2 Situation géographique de la zone d'étude: .....	3
I.3 Situation climatique : .....	3
I.3.1 Climat : .....	3
I.3.2 Pluviométrie : .....	3
I.3.3 Températures .....	4
I.3.4 Ensoleillement .....	4
I.3.5 Le Vent .....	4
I.3.6 Évaporation .....	5
I.4 Situation topographique : .....	5
I.5 Sismicité : .....	5
I.6 Situation démographique : .....	6
<b>II. Etude hydrologique .....</b>	<b>8</b>
II.1 Choix de la période de retour : .....	8
II.2 Analyse des données pluviométriques : .....	8
II.3 Caractéristiques empiriques : .....	9
II.4 Test d'homogénéité : .....	9
II.5 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (manuelle) : .....	10
II.6 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (Logiciel HYFRAN) : .....	13
II.7 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (manuelle) : .....	13
II.8 L'intensité de pluie pour les 3 méthodes : .....	14
<b>III. Calculs des éléments de base .....</b>	<b>17</b>
III.1 Découpage de l'aire d'étude en sous-bassins élémentaires : .....	17
III.2 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales : .....	18
III.3 Schémas d'évacuation : .....	19
III.4 Détermination du coefficient de ruissellement : .....	22
III.5 Calcul de la population de chaque sous-bassin: .....	24
<b>IV. Evaluation des débits à évacuer .....</b>	<b>26</b>
IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées : .....	26
IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer : .....	26
IV.1.2 Evaluation des débits d'eaux usées domestiques : .....	27
IV.1.3 Evaluation des débits d'eaux usées des équipements : .....	29
IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales : .....	29

IV.2.1	La méthode rationnelle :	29
IV.2.2	La méthode superficielle (méthode de Caquot) :	31
IV.2.3	Choix de la méthode :	32
IV.3	Calcul des débits d'eaux totales de notre agglomération :	32
<b>V.</b>	<b>Calcul hydraulique</b>	<b>34</b>
V.1	Conditions d'écoulement et dimensions :	34
V.2	Mode de calcul:	34
V.3	Dimensionnement de la conduite de refoulement :	43
V.3.1	Calcul du diamètre :	44
V.3.2	Calcul de la HMT pour chaque diamètre :	44
V.3.3	Frais d'exploitation :	46
V.3.4	Frais d'amortissement :	47
V.3.5	Choix du diamètre économique :	47
<b>VI.</b>	<b>Réhabilitation de la station de refoulement</b>	<b>49</b>
VI.1	Présentation de la station de refoulement n°4	49
VI.2	Diagnostic de la station :	49
VI.2.1	Les points à réhabiliter:	50
VI.3	Choix du nombre et du type de pompes :	50
VI.3.1	Vérification de la condition de non-cavitation :	52
VI.4	Dimensionnement d'une grille automatique :	53
<b>VII.</b>	<b>Eléments constitutifs du réseau d'assainissement</b>	<b>55</b>
VII.1	Ouvrages principaux :	55
VII.2	Ouvrages annexes	57
VII.2.1.1	Les Regards :	57
VII.2.2.1	Déversoir d'Orage	58
VII.2.2.2	Siphon :	63
VII.2.2.3	Bassins de stockage des eaux pluviales	65
<b>VIII.</b>	<b>Organisation de chantier</b>	<b>71</b>
VIII.1	Exécution des travaux	71
VIII.2	Choix des engins	76
VIII.3	Devis quantitatif et estimatif	77
VIII.4	Planification des travaux	80
	<b>Conclusion générale</b>	<b>82</b>
	<b>Références bibliographiques</b>	<b>83</b>
	<b>Annexes</b>	<b>84</b>

# Liste des tableaux

---

## Chapitre 1 :

Tableau (I-1) Pluies maximales journalières pour l'année 2012– 2013.	04
Tableau (I-2) Températures moyennes mensuelles.	04
Tableau (I-3) Ensoleillement par jour (1994-2010)	04
Tableau (I-4) Vitesses du vent mensuelles en m/s.	04
Tableau (I-5) L'évaporation mensuelle.	05
Tableau (I-6) Evolution de la population de la commune de Boumerdes.	06
Tableau (I-7) Évolution de la population pour El-Karma.	07

## Chapitre 2 :

Tableau (II-1) Identification de la station pluviométrique.	08
Tableau (II-2) Test de Mood.	09
Tableau (II-3) Variables de Gumbel.	11

## Chapitre 3 :

Tableau (III-1) Les Sous bassins de l'agglomération El-Karma est leurs surface.	17
Tableau (III-2) Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.	22
Tableau (III-3) Cr pour différentes couvertures du sol.	23
Tableau (III-4) Le coefficient de ruissellement des sous-bassins.	23
Tableau (III-5) Répartition de la population d'El-Karma.	24

## Chapitre 4 :

Tableau (IV-1) Débits des eaux usées domestiques de chaque sous-bassins	28
Tableau (IV-4) Débits des eaux usées d'équipements de chaque sous-bassin.	29
Tableau (IV-5) Évaluation des débits pluviaux pour chaque sous-bassin	32
Tableau (IV-6) Débits totaux de notre agglomération	32

## Chapitre 5 :

Tableau (V-1) Coefficient de Manning-Strickler en fonction de la nature des parois.	35
Tableau (V-2) Dimensions des canalisations et paramètres hydrauliques.	37
Tableau (V-3) Vérification des conditions d'auto-curage pour les débits minimaux	40
Tableau (V-4) La HMT en fonction du diamètre.	45
Tableau (V-5) Prix d'un Kwh.	46
Tableau (V-6) Frais d'exploitation en fonction du diamètre.	46
Tableau (V-7) Frais d'amortissement en fonction du diamètre.	47
Tableau (V-8) Bilan des couts en foncttion des diamètres.	47

## Chapitre 6 :

Tableau (VI-1) Fiche technique de la station de refoulement n°4.	49
Tableau (VI-2) Résultat de pompes du logiciel KSB.	51

## Chapitre 7 :

Tableau (VII-1) Coefficient de Hazen-Williams pour divers types de conduites.	64
-------------------------------------------------------------------------------	----

## Chapitre 8 :

Tableau (VIII-1) Coefficient de foisonnement	78
Tableau (VIII-2) Volumes de travaux.	78
Tableau (VIII-3) Devis quantitatif et estimatif du projet.	79
Tableau (VIII-4) Détermination des délais.	80

# Liste des figures

---

## Chapitre 1 :

Figure (I-1) Commune limitrophe de Boumerdes.	02
Figure (I-2) Situation de la commune de Boumerdes.	02
Figure (I-3) Carte délimitant la zone d'étude.	03
Figure (I-4) Carte de zonage sismique du territoire national.	05
Figure (I-5) Evolution de la population d'El-Karma.	07

## Chapitre 2 :

Figure (II-1) Courbe des pluie maximum en fonction de la variable de Gumbel.	12
Figure (II-2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.	15
Figure (II-3) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.	15

## Chapitre 3 :

Figure (III-1) Les sous--bassin de l'agglomération El-Karma.	18
Figure (III-2) Schéma perpendiculaire.	20
Figure (III-3) Schéma par déplacement latéral.	20
Figure (III-4) Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.	21
Figure (III-5) Schéma type radial.	21

## Chapitre 5 :

Figure (V-1) Tracé du réseau d'assainissement de l'agglomération d'El-Karma	43
Figure (VI-1) Coefficient de perte de charge/frottement.	45
Figure (VI-2) Choix du diamètre économique.	48

## Chapitre 6 :

Figure (VI-3) Shéma d'une pompe Amarex KRT K 150-401. 52

## Chapitre 7 :

Figure (VII-1) Déversoir à seuil latérale. 59

Figure (VII-2) Schémas représentatif d'un siphon à point bas. 63

Figure (VII-3) Graphe de la hauteur d'eau par rapport au temps. 67

Figure (VII-4) Shéma du bassin de rétention. 69

## Chapitre 8 :

Figure (VIII-1) Coupe transversale d'une tranchée. 73

Figure (VIII-2) Pose de la canalisation. 74

Figure (VIII-3) Le pipelayers (pose de la canalisation). 74

Figure (VIII-4) La mise en place de l'adhésif à l'aide d'un pinceau. 75

## Liste des planches

---

- ❖ **Planche n°1** :Plan topographique de la zone ;
- ❖ **Planche n°2** :Plan du tracé du réseau d'assainissement de la zone ;
- ❖ **Planche n°3** :Profil en long ;
- ❖ **Planche n°4** :Eléments constitutifs du réseau.

## Liste des annexes

---

**Annexe 01 : Série pluviométrique de la station du barrage de Keddara ;**

**Annexe 02 : Evaluation du volume des bassins de retenue;**

**Annexe 03 : Fiche technique de la pompe choisie ;**

**Annexe 04 : Images de la station de refoulement n°4.**

# Introduction générale

---

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique l'ensemble des eaux pluviales et usées le plus rapidement possible et sans stagnation dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et l'environnement.

La démographie galopante de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers produisent une augmentation permanente du volume des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

Pour ces raisons, notre étude est portée sur l'extension du réseau d'assainissement de l'agglomération d' El-Karma appelée aussi Figuier qui est une grande cité de la commune de Boumerdes (W.Boumerdes).

Notre agglomération présente une forte pente et un grand risque d'inondation causé par les eaux pluviales, ainsi que le risque de pollution de l'environnement par les eaux pluviales. Enfin, la station de refoulement qui se trouve à l'exutoire de notre bassin. Nous allons mettre en place un réseau d'assainissement gravitaire avec des regards de chutes pour briser l'énergie cinétique des écoulements des grandes pentes ainsi qu'installer des déversoirs d'orages pour évacuer les surplus des eaux. Finalement, nous tacherons de réhabiliter la station de refoulement et sa conduite de refoulement.

# I. Présentation de la zone d'étude

## Introduction :

La présentation de la zone d'étude est une phase prépondérante qui consiste à la description du site des points de vue géologiques, hydrologiques, démographiques, climatiques et hydrauliques. La collecte complète des données fiables est donc nécessaire pour mener à bien le projet.

## I.1 Présentation de la commune de Boumerdes :

La commune se situe au nord du pays à 45 km d'Alger. Elle est délimitée :

- au nord, par la Méditerranée ;
- à l'ouest, par Corso ;
- à l'est, par Thenia ;
- au sud, par Tidjelabine.

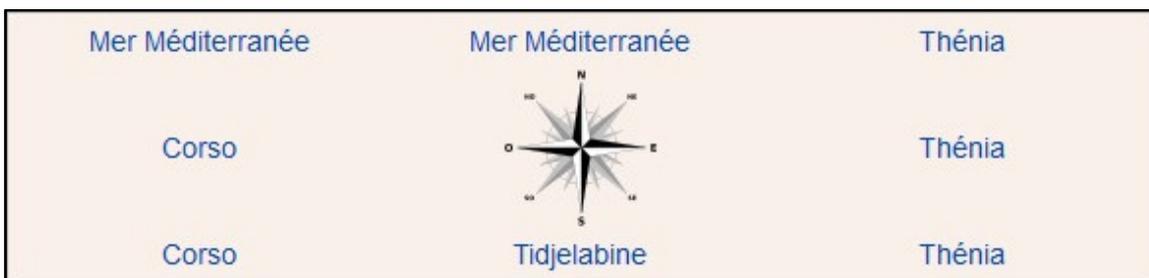


Figure I-1 Commune limitrophe de Boumerdes

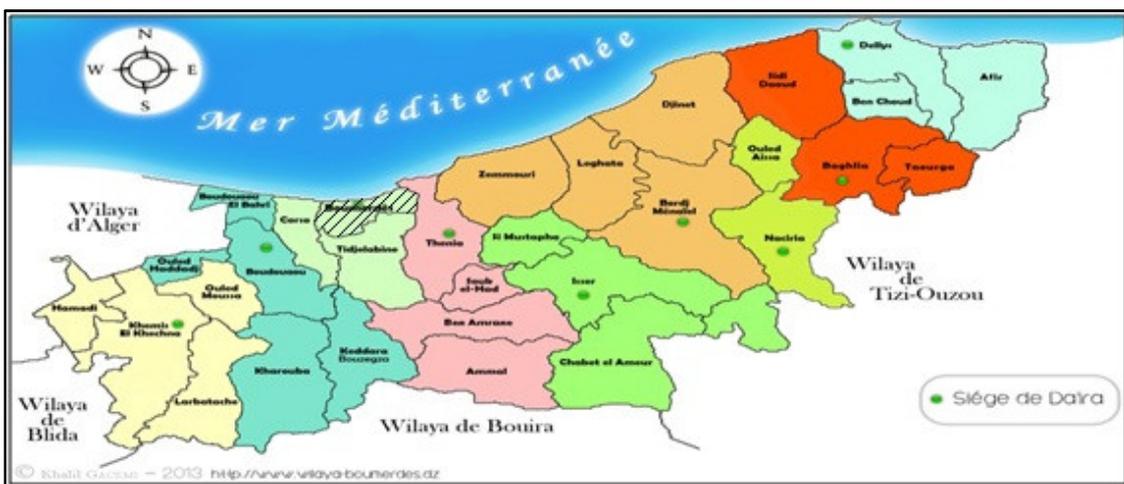


Figure I-2 Situation de la commune de Boumerdes

## I.2 Situation géographique de la zone d'étude:

La zone d'étude est située au niveau de l'agglomération secondaire d'El Karma.

L'aire d'étude est délimitée comme suit :

- Au nord : Route nationale 24
- Au sud : la forêt / Oued
- À l'est : Rue nationale 24
- À l'ouest : Terres agricoles



Figure I-3 Carte délimitant la zone d'étude(source : Google earth)

## I.3 Situation climatique :

### I.3.1 Climat :

Du fait de sa situation géographique, la zone d'étude se caractérise par un climat de type méditerranéen caractérisé par un hiver doux et humide et un été sec et chaud. Elle subit l'influence de la mer, à 400 m seulement. Ces dernières années, on remarque un prolongement de la saison chaude du mois d'avril au mois de septembre.

### I.3.2 Pluviométrie :

L'étude des précipitations est essentielle, pour le choix du type de réseau d'assainissement à adopter, et nous renseigne sur la nécessité de la projection des canaux destinés à l'évacuation des eaux pluviales servant de protection pour l'agglomération contre les inondations.

Selon les données de la station météorologique du barrage de Keddara, les pluies sont généralement irrégulières et surtout torrentielles. La sécheresse caractérise les mois de juin, juillet, et août, mais elles peuvent être précoces (mai).

Tableau I-1 Echantillon des pluies maximales journalières pour l'année 2012– 2013 (la station pluviométrique du barrage de Keddara).

mois	sept	oct	Nov	dec	janv	fev	mars	avril,	mai	juin	Juil	aout
Pj max (mm)	2,5	63	11	7,9	20,5	27,5	11,3	25	57	4	0	5
Totaux (mm)	5,5	105	62,2	37,1	98,9	114,3	60,4	75,6	114,5	4	0	9

(Source :ANRH Agence Nationale des Ressources hydrauliques)

### *1.3.3 Températures*

Les valeurs des températures, maximales, minimales et moyennes mensuelles, observées dans la station météorologique de Dellys, courant la période 1996 à 2010, sont illustrées dans le tableau suivant

Tableau I-2 Températures moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	M.A
Tmax	26,79	24,7	20,4	17,44	16,29	16,86	17,58	19,47	22,03	25,21	27,41	29,38	21,96
Tmoy	22,82	20,8	16,7	13,91	12,6	12,82	14,34	15,68	18,27	21,95	24,62	25,3	18,31
Tmin	19,43	17,17	13,18	10,58	9,18	9,2	10,53	11,97	14,81	18,16	20,58	21,53	14,69

(Source : ONM)

Les mois les plus chauds correspondent à juillet et août, la température moyenne est d'environ 25°C. Les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février. Les moyennes varient de 12.6 à 13.91 °C.

### *1.3.4 Ensoleillement*

La durée en heures d'ensoleillement a été mesurée à la station de DELLYS, les moyennes mensuelles sont données par le tableau suivant :

Tableau I-3 Durées en heures moyennes mensuelles d'ensoleillement par jour (1994-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	M.A
E (h/j)	8 ,27	7,36	5,83	4,69	5,55	6,42	6,98	7,36	8,97	10,15	10,51	8,94	7,58

(Source : ONM)

### *1.3.5 Le Vent*

Les vitesses du vent sont relativement modérées elles varient de 2.58 à 3.95 m/s.

Tableau I-4 Vitesses du vent mensuelles en m/s

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	M.A
V (m/s)	2,81	2,58	3,33	3,78	3,95	3,62	3,56	3,2	3,55	2,68	2,66	2,74	3,205

(Source : ONM)

### 1.3.6 Évaporation

L'évaporation est un paramètre important du bilan hydrologique, le tableau suivant montre la répartition mensuelle de l'évaporation dans la région.

Tableau I-5 L'évaporation mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Totale
Evap (mm)	93,09	91,33	94,1	92,18	82,66	74,41	72	71,63	77,7	77,6	85,77	93,8	1006,27

(Source : ONM)

### 1.4 Situation topographique :

L'étude de la topographie s'avère indispensable et joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement, vu que l'évacuation des eaux s'effectue généralement gravitairement sauf dans certains cas où le relief exige un relevage.

Notre zone d'étude (agglomération et l'ensemble du bassin versant) présente une très grande pente dans la partie Est de la zone (10% à 15% allant de l'est vers l'ouest). Puis une excellente pente dans la partie Ouest (1.5% à 5% allant de l'est vers l'ouest « la mer »).

### 1.5 Sismicité :

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle élevée, liée au mouvement des plaques parasismiques algériennes, le territoire algérien est divisé en cinq zones sismiques

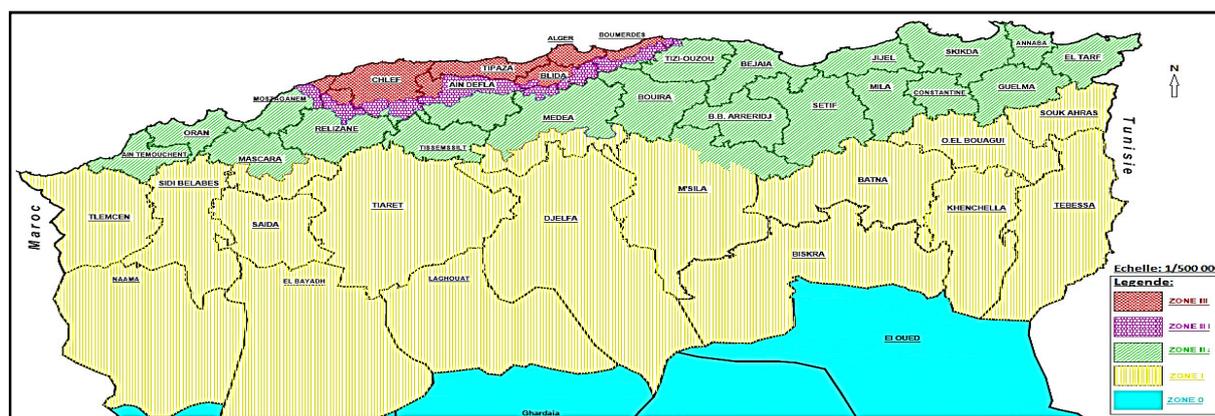


Figure I-4 Carte de zonage sismique du territoire national.

(Source : Centre Nationale de Recherche appliquée en Genie Parasismique)

- Zone III : zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximale) ;
- Zone II a : zone à très fort risque sismique ;
- Zone II b : zone à fort risque sismique ;
- Zone I : zone à faible risque sismique ;
- Zone 0 : zone à très faible risque sismique.

Suite au tremblement de terre du 21 mai 2003 de Zemmouri, la commune de Boumerdes est classée en zone III.

## I.6 Situation démographique :

D'après le dernier recensement de la population effectué en 2008 le nombre d'habitants global de la commune de Boumerdes a été estimé à 41685 habitants avec un taux d'accroissement de 2,16%(sources APC de Boumerdes).

Pour la population de notre agglomération, l'équipe du bureau des études AH2E ont entamé une enquête pour déterminer le nombre des habitants de la cité de'El-Karma qui est de 3640 habitant en l'année 2014.

Pour l'estimation de la population future, nous utilisons la loi des accroissements géométriques donnée par la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad (I-1)$$

Avec :

$P_n$  : Population future à l'horizon n [hab] ;

$P_0$  : Population de l'année de référence [hab] ;

$\tau$  : Taux d'accroissement : T=2,16 % ;

n : l'écart entre l'année de référence et l'année de l'horizon.

L'estimation de l'évolution de la population pour les différents horizons est récapitulée dans les deux tableaux suivants :

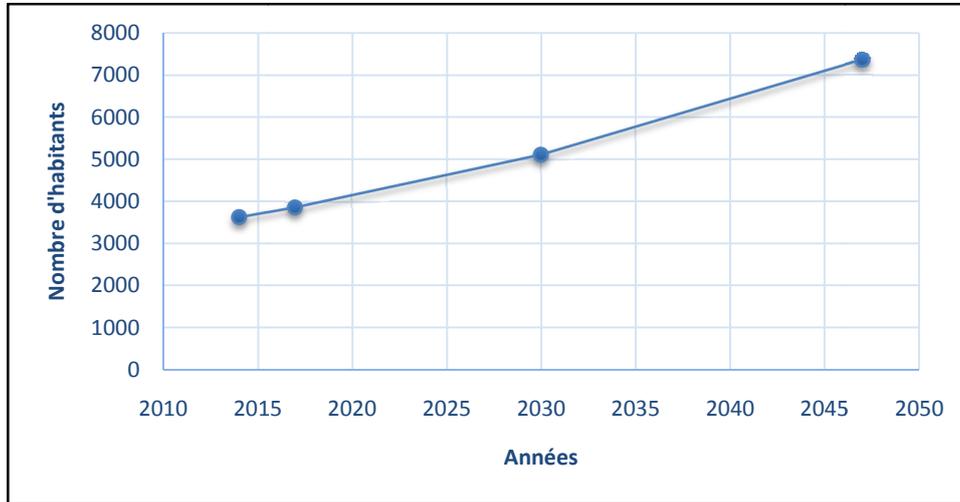
Tableau I-6 Evolution de la population de la commune de Boumerdes.

Horizons	2008	2017	2030	2047
Population de Boumerdes	41685	48412	66706	91913

Tableau I-7 Évolution de la population pour El-Karma.

Horizons	2014	2017	2030	2047
Population d'El-Karma	3640	3881	5124	7368

Figure I-5 Évolution de la population d'El-Karma.



## I.7 Situation géologique :

Selon l'ingénieur des études de la DRE de Boumerdes, Le sol est constitué en majorité d'argile limoneux, parsemé de roches et un faible degré de sable.

## Conclusion

Dans ce chapitre nous avons introduit les données nécessaires telles la topographie, la climatologie et la situation démographique qui sont la base pour la suite de notre étude et conception du projet qui est le dimensionnement total d'un réseau d'assainissement.

## II. Etude hydrologique

---

### Introduction :

L'hydrologie peut se définir comme la science qui s'intéresse au cycle de l'eau d'une façon générale, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et le sous-sol. Ainsi que l'estimation de ses différents flux.

L'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine (production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales).

Au niveau du domaine de la conception des réseaux d'assainissement, l'étude hydrologique est une phase inévitable dont le but principal est de déterminer l'intensité moyenne maximale, d'après l'étude des averses qui revêt une importante capitale en Hydrologie, dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales reçues par un certain bassin versant pour une période de retour donnée au cours d'une durée donnée.

### II.1 Choix de la période de retour :

La période de retour représente la période que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Dans la conception des réseaux d'assainissement, la période de retour est généralement de 10 ans.

### II.2 Analyse des données pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans une station sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station soit représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

La station du barrage de Keddara est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau II.1 :

Tableau II-1 Identification de la station pluviométrique.

La station du barrage de Keddara	Code	X (Km)	Y (Km)	Z(m)	Période d'observation
	020646	564.35	372.25	151	1975- 2014

(Source : ANRH)

La station fournit une série comportant les précipitations mensuelles et annuelles qui s'étend sur 40 années. (Annexe 01)

## II.3 Caractéristiques empiriques :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières «  $\overline{P_{\max, j}}$  » :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{N} = 56 \text{ mm} \quad (\text{II-1})$$

L'écart type «  $\sigma_{P_{\max, j}}$  » :

pour N supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{N}} \right] = 16.55 \text{ mm} \quad (\text{II-2})$$

Le coefficient de variation «  $C_V$  » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}} = 0.296 \quad (\text{II-3})$$

L'exposant climatique :

Selon les études régionales de l'ANRH (Agence Nationale Des Ressources Hydraulique) de Boumerdes ;

On a  $b = 0.41$ .

## II.4 Test d'homogénéité :

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède le test de la médiane (test de Mood) :

- On détermine la médiane M de la série pluviométrique après avoir classé par ordre croissant.
- Remplaçons la série des valeurs non classée par une suite de signe :

(+) pour les  $x_i > M$  ;

(-) Pour les  $x_i < M$ .

- On calcule les paramètres  $N_s$  et  $T_s$  , avec :

$N_s$  : nombre total de séries de (+) ou (-) ;

$T_s$  : taille de la plus grande série de (+) ou de (-).

Tableau II-2 Test de Mood

Pj max	Signe	Pj max (mm)	signe
35,7	-	45,5	-
53,7	+	44	-
60	+	65,8	+

Tableau II-2 Test de Mood (suite)

Pj max	Signe	Pj max (mm)	signe
75	+	65,8	+
56,7	+	44	-
59,1	+	26,5	-
39,2	-	83,2	+
39,3	-	57	+
67	+	46,5	-
47,8	-	70	+
70,3	+	43	-
68,6	+	91,5	+
34,8	-	39,2	-
73	+	50	-
25,5	-	47	-
29	-	43	-
76,6	+	63	+
86	+	48,6	-
60	+	79	+
68	+		
62	+		

- $M = 55.2$
- $Ns > 0,5(N+1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1})$  avec  $\mu_{1-\alpha/2} = 1,96$  (II-4)
  - ❖  $22 > 14.22$  **Vérifiée**
- $Ts < 3.3(\text{Log}_{10} N+1)$  (II-5)
  - ❖  $05 < 05.32$  **Vérifiée**

Notre série pluviométrique est homogène.

## II.5 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (manuelle) :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^U}$$

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

$U = \frac{x-a}{b}$  est la variable réduite de Gumbel

$\alpha, b$  : Paramètres de Gumbel

Méthode :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;

- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n}$$

m : Numéro d'ordre ;

n : Taille de la série ;

- Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée :

$$U = -Ln[-Ln(F(x))]$$

Tableau II-3 Variables de Gumbel

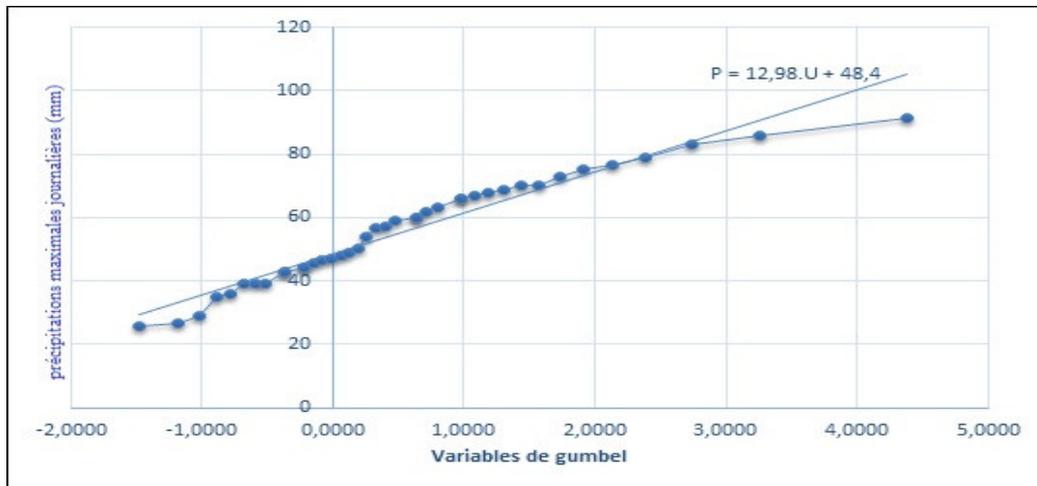
Paj max croissant (mm)	Rang	Fréquence	U
25,5	1	0,0125	-1,4775
26,5	2	0,0375	-1,1889
29	3	0,0625	-1,0198
34,8	4	0,0875	-0,8904
35,7	5	0,1125	-0,7815
39,2	6	0,1375	-0,6852
39,2	7	0,1625	-0,5972
39,3	8	0,1875	-0,5152
43	9	0,2375	-0,3630
43	10	0,2375	-0,3630
44	11	0,2875	-0,2204
44	12	0,2875	-0,2204
45,5	13	0,3125	-0,1511
46,5	14	0,3375	-0,0827
47	15	0,3625	-0,0146
47,8	16	0,3875	0,0534
48,6	17	0,4125	0,1216
50	18	0,4375	0,1903
53,7	19	0,4625	0,2599
56,7	20	0,4875	0,3306
57	21	0,5125	0,4028
59,1	22	0,5375	0,4767
60	23	0,5875	0,6313
60	24	0,5875	0,6313
62	25	0,6125	0,7129
63	26	0,6375	0,7981
65,8	27	0,6875	0,9816
65,8	28	0,6875	0,9816
67	29	0,7125	1,0818
68	30	0,7375	1,1891
68,6	31	0,7625	1,3051
70	32	0,7875	1,4317
70,3	33	0,8125	1,5720

Tableau II-3 Variables de Gumbel (suite)

Paj max croissant (mm)	Rang	Fréquence	U
73	34	0,8375	1,7297
75	35	0,8625	1,9111
76,6	36	0,8875	2,1257
79	37	0,9125	2,3907
83,2	38	0,9375	2,7405
86	39	0,9625	3,2644
91,5	40	0,9875	4,3757

- Tracer la courbe passant par le nuage de point  $P_{classé} = f(U)$  (sur Excel);
- Tirer les paramètres a et b graphiquement, on obtient  $P = b \cdot U + a$ .

Figure II-1 Courbe des pluies maximum en fonction de la variable de Gumbel.



D'où les paramètres a et b sont :

- ❖ a = 48.4 mm
- ❖ b = 12.98

Donc :  $P = 12.98 \cdot U + 48.4$

Pour T = 10 ans

On a :  $F = 0.1$

Puis :  $(1 - F) = 0.9$  (non-dépassement)

Donc :  $U = -\text{Ln}[-\text{Ln}(0.9)] = 2.25$

Finalement :

$$P_{Max,10ans} = 12,98(2,25) + 48,4 = 77,7 \text{ mm}$$

## II.6 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (Logiciel HYFRAN) :

Pour vérifier les résultats précédents, nous utilisons le logiciel Hydran pour calculer la précipitation max journalière pour une période de retour de 10 ans.

Procédés d'ajustement :

- Lancement d'Hyfran
- Mettre la formule de Hazen comme formule de probabilité empirique
- Insérer les données ( $P_{\text{journalière max classé}}$ )
- Ajuster à la loi Gumbel (méthode des moments)
- Tirer les coefficients de la droite.
- On obtient comme droite :  $P = 13.1(U) + 48.16$

Donc :

$$P_{\text{max},10\text{ans}} = 13.1(2.25) + 48.16 = 77.6 \text{ mm}$$

## II.7 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (manuelle) :

Procédé d'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre décroissant ;
- Transformer les  $P_{j \text{ max}}$  en  $\text{Log}_{10}(P_{j \text{ max}})$  ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en  $\overline{\text{Log}_{10}(P_{j \text{ max}})}$  et  $\sigma_{\text{Log } x}$  ;
- Calcule analytique de :  $P_{\text{max},10\text{ans}} = 10^{\overline{\text{Log}_{10}} + U_{10\text{ans}} \times \sigma_{\text{Log } x}}$

$U_{p\%} = 1.28$ : Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10ans ;

- Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\text{Log}_{10}(P_{j \text{ max}})} = \frac{\sum \text{Log } P_i}{n} = \frac{69,1}{40} = 1,73$$

$$\sigma_{\text{Log } x} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } P_{\text{max}, j} - \overline{\text{Log } P_{\text{max}, j}})^2}{n}} = 0,13$$

Finalement :

$$P_{\text{max},10\text{ans}} = 10^{1,73 + 1,28 \times 0,138} = 80,28 \text{ mm}$$

## II.8 L'intensité de pluie pour les 3 méthodes :

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

$$I_{D(10ans)} = \frac{P_{max j(10ans)}}{24} \cdot \left(\frac{D}{24}\right)^{(b-1)} \quad (II-6)$$

$I_{0,25(10ans)}$  : Intensité moyenne de précipitation pour une averse (15 min/10 ans) ;

$P_{max j(10ans)}$  : précipitation max pour une journée de fréquence donnée ;

D : Durée de l'averse en heures (D = 0.25h);

b : Exposant climatique de la région b = 0.41 (Source : ANRH de Blida).

### Calcul numérique :

#### 1<sup>ère</sup> méthode (Gumbel manuelle)

$$I_{0,25(10ans)} = \frac{77,7}{24} \cdot \left(\frac{0,25}{24}\right)^{(0,41-1)} = 47,84 \text{ mm/h}$$

#### 2<sup>ème</sup> méthode (Gumbel logistiquement) :

$$I_{0,25(10ans)} = \frac{77,6}{24} \cdot \left(\frac{0,25}{24}\right)^{(0,41-1)} = 47,77 \text{ mm/h}$$

#### 3<sup>ème</sup> méthode (Galton) :

$$I_{0,25(10ans)} = \frac{80,3}{24} \cdot \left(\frac{0,25}{24}\right)^{(0,41-1)} = 49,42 \text{ mm/h}$$

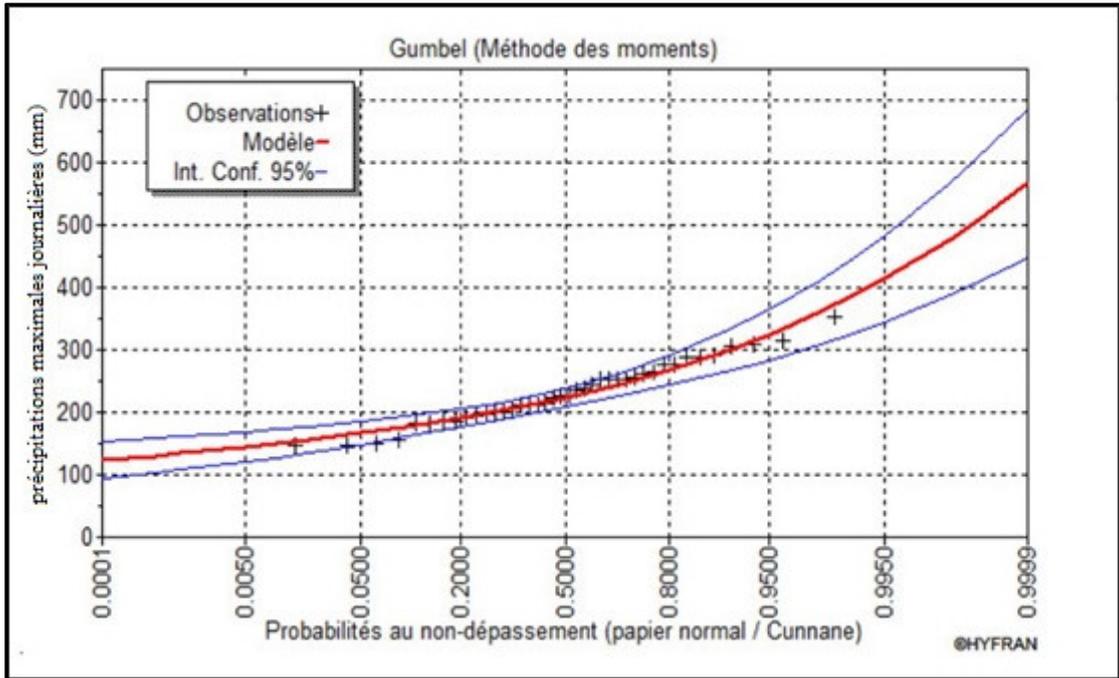


Figure II-2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.

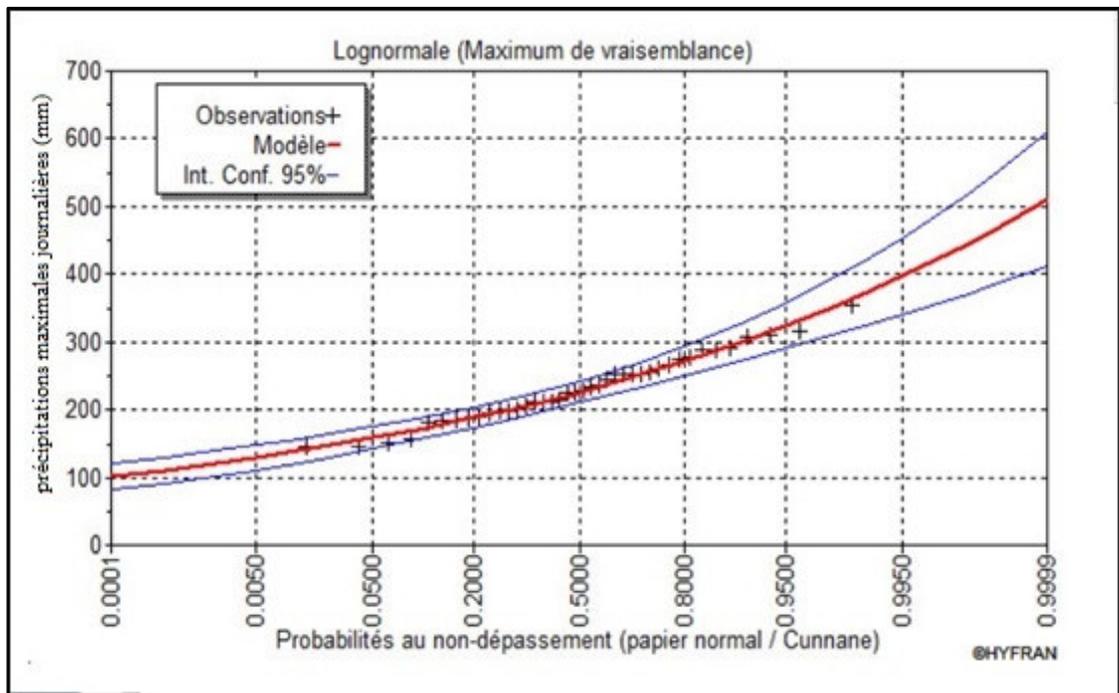


Figure II-3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

## Conclusion :

Grâce à l'étude hydrologique, nous avons déterminé l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton, car c'est l'intensité la plus grande et son graphe présente le meilleur ajustement (non-dépassement de l'intervalle de confiance) .

$$I_{15min\ 10ans} = 49,42\ mm/h$$

D'où le débit spécifique est :

$$q_s = \frac{49,42 \times 10000}{3600} = 137,3\ l/s.ha$$

### III. Calculs des éléments de base

---

#### Introduction :

La phase des calculs de base est une étape majeure et nécessaire pour le calcul hydraulique plus tard, elle consiste en :

Le découpage de l'aire en sous-bassins ;

Le choix du système d'assainissement ;

Le choix le schéma de collecte et d'évacuation des eaux ;

L'estimation du coefficient de ruissellement ;

L'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné.

#### III.1 Découpage de l'aire d'étude en sous-bassins élémentaires :

En général, le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

La nature du terrain qui est exprimée selon :

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

Tableau III-1 Les sous bassins de l'agglomération El-Karma et leurs surfaces

Sous Bassin	1	2	3	4	5	totale
Surface (ha)	10,3	9	3,5	8,5	3,6	34,9

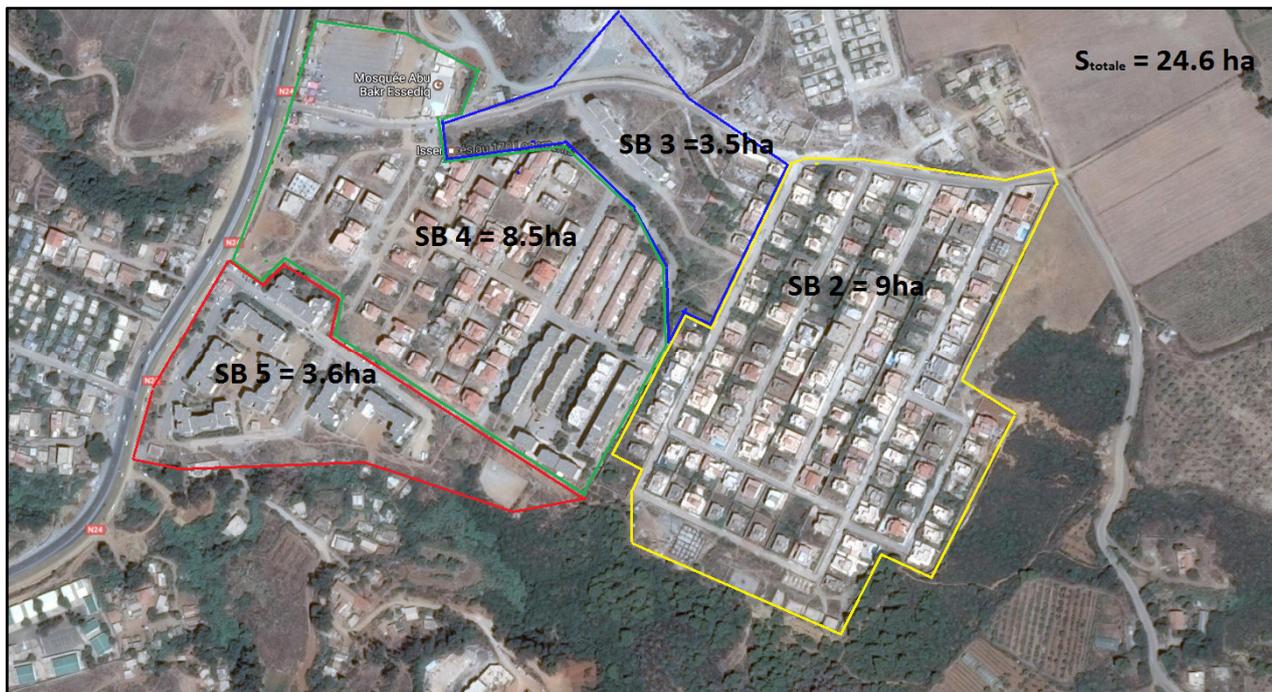


Figure III-1 Les sous bassins de l'agglomération El-Karma.

## III.2 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et à éviter toute stagnation après les averses.

Assurer le transit vers l'épuration des eaux usées ménagères, les eaux-vannes, ainsi que les eaux résiduares industrielles.

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement, mais qui peut être, dans certains cas, en écoulement forcé.

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduares et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, en fonction des contraintes particulières et suivant les textes règlementaires (normes). (source : Guide technique de l'assainissement, 3eme édition, 2006 )

### Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau, généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

### **Système séparatif :**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un second réseau.

### **Système mixte :**

On désigne communément système mixte, un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

### **Système pseudo séparatif :**

Il consiste à évacuer des eaux usées d'origine domestique et industrielle dans une conduite avec une fraction d'eau pluviale provenant généralement des toitures et des espaces privés, l'autre fraction est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux.

### **Système composite :**

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eau usée en vue de leur traitement.

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

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
  - Les conditions de rejet.
  - S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
  - La topographie du terrain naturel.
- 
- ❖ Nous utiliserons un système d'évacuation unitaire, car il est le plus économique en plus du fait que notre agglomération compte un petit nombre d'habitants, résultant en de petits diamètres pour nos conduites unitaires.

## **III.3 Schémas d'évacuation :**

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi et les contraintes du terrain. Leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

### Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.

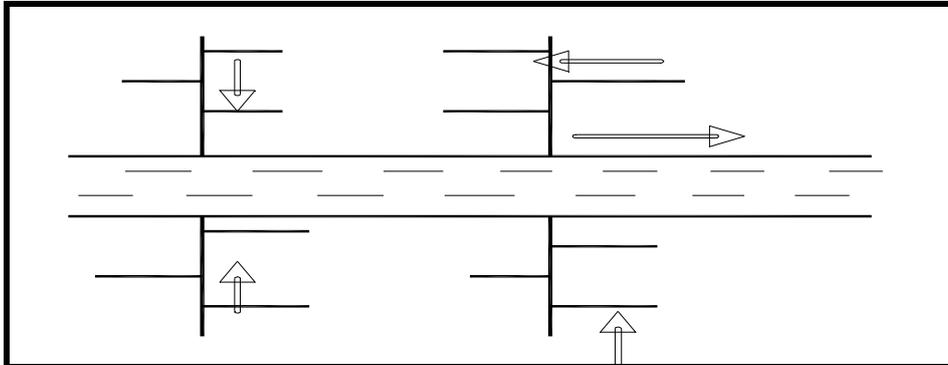


Figure III-2 Schéma perpendiculaire.[4]

### Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

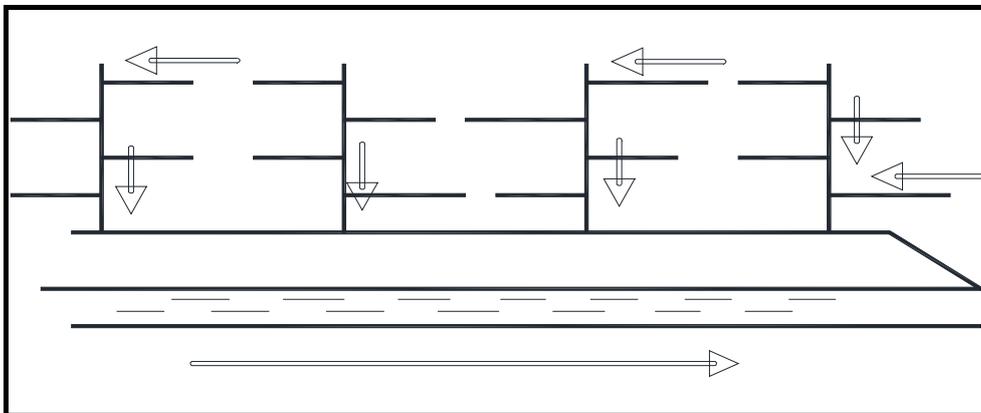


Figure III-3 Schéma par déplacement latéral.[4]

### Schéma à collecteur transversal ou oblique :

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

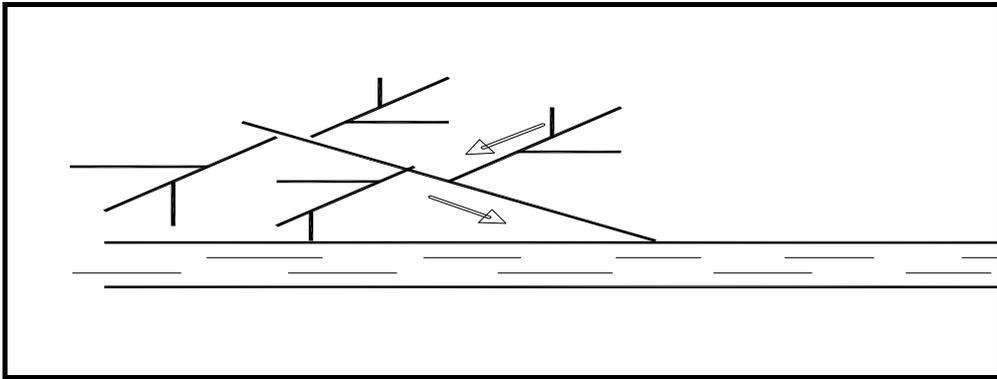


Figure III-4 Schéma à Collecteur transversal ou oblique.[4]

### Schéma à collecteur étagé :

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

### Schéma type radial :

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet la concentration de l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.

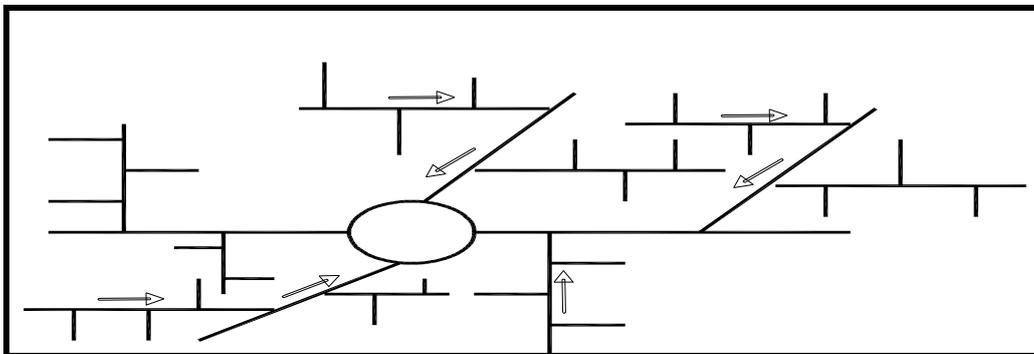


Figure III-5 Schéma type radial.[4]

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

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

❖ Pour ce réseau, nous utilisons le schéma oblique, car c'est le plus adapté.

### III.4 Détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau pluviale ruisselé « Vr » et le volume total tomber dans le bassin versant «V» suivant la formule suivante:

$$C_r = \frac{V_r}{V} \quad (\text{III-1})$$

Ce coefficient est un facteur qui a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale, ce qui nous rend contraints d'élaborer le découpage des sous-bassins de telle façon qu'il soit aussi homogène que possible afin de minimiser les erreurs de son évaluation.

Le coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- la nature de la surface du terrain ;
- la pente moyenne de la surface de ce terrain en direction de la décharge ;
- l'intensité de la pluie ;
- le pourcentage de rétention de l'eau dans les affaissements du terrain ;
- les conditions atmosphériques antérieures à la pluie par exemple (période de sécheresse ou période d'humidité) ;
- La densité de la population.

Il y'a plusieurs façons de calcul du « Cr », les 2 méthodes les plus utilisées sont :

#### *III.4.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :*

La densité d'habitant est un indice qui nous renseigne sur l'accroissement du coefficient de ruissellement

Tableau III-2 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population. [9]

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

### III.4.2 Coefficient de ruissellement en fonction des couvertures du sol :

Tableau III-3 Valeurs du coefficient de ruissellement pour différentes couvertures du sol. [10]

Nature superficielle du bassin versant	Coefficient de ruissellement $C_r$
Bois	0,1
Prés, champs cultivés	0,2
Vignes, terrains nus	0,5
Rochers	0,7
Routes sans revêtement	0,7
Routes avec revêtement	0,9
Villages, toitures	0,9

Remarque :

Dans notre cas, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de :

- La densité de la population ;
- La couverture du sol.

Tableau III-4 Le coefficient de ruissellement des sous-bassins

Sous-Bassin	Surface (ha)	Cr
2	9	0,9
3	3,5	0,6
4	8,5	0,85
5	3,6	0,8

### III.4.3 Coefficient de ruissellement pondéré :

On calcule le coefficient de ruissellement pondéré, car notre bassin est formé de plusieurs aires élémentaires «  $A_i$  » ayant différents coefficients de ruissellement «  $C_{r_i}$  » :

$$C_{r_p} = \frac{\sum(A_i \times C_{r_i})}{A} \quad (\text{III-2})$$

Avec :

$A$  : surface totale en [ha].

$C_{r_i}$  : Coefficient de ruissellement des bassins élémentaires (sous bassins).

$C_{r_p}$  : Coefficient de ruissellement pondéré.

$$C_{r_p} = \frac{\sum(A_i \times C_{r_i})}{24,6} = 0,83$$

### III.5 Calcul de la population de chaque sous-bassin:

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous-bassin, il faut déterminer le nombre d'habitants correspondant.

Pour cela on calcule la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants en se basant sur la formule suivante:

$$D_i = \frac{Cr_i \times P_t}{Cr_p \times A} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

$D_i$  : La densité partielle pour chaque sous bassin [hab/ ha] ;

$Cr_p$  : Le coefficient de ruissellement pondéré ;

$A$  : La surface totale [ha];

$P_t$  : le nombre total d'habitants à l'horizon 2047 = 7368 hab.

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (\text{III-4})$$

Les résultats de la répartition de la population sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-5 Répartition de la population d'El-Karma.

Sous-Bassin	Surface (ha)	Cr	Di (hab/ha)	P
2	9	0,9	326,7	2940
3	3,5	0,6	220	770
4	8,5	0,85	308,1	2619
5	3,6	0,8	288,7	1039

## Conclusion

Vu que notre agglomération est à caractère résidentiel, les coefficients de ruissellement sont assez élevés vu l'influence des deux facteurs suivants :

- Le site est composé de très peu de terrains nus ;
- Routes avec revêtement et des habitations assez nombreuses.

Au cours de ce chapitre nous avons estimé le nombre d'habitants pour chaque sous-bassin, utilisé un système d'évacuation unitaire avec un schéma type oblique qui sont les paramètres essentiels dans les calculs et études qui sont à venir dans les chapitres suivants.

## IV. Evaluation des débits à évacuer

---

### Introduction

Avant d'entamer le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminées, le plus rapidement et effectivement possible, vers le bout de notre agglomération dans la station de relevage, afin d'éviter toute contamination de l'être humain par des maladies à transmission hydrique.

### IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées :

L'évaluation des débits d'eaux usées nous permet de connaître les quantités de ces derniers aux heures de pointe ce qui conditionne la détermination des sections des canalisations, ainsi que les flots minimaux qui permettent d'apprécier les capacités d'autocurage des canalisations.

#### IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées, on distingue:

##### Les eaux usées domestiques :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères (les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche) et d'eaux de vannes (les eaux provenant des sanitaires).

##### Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses activités industrielles. Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

- La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :
- La nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Le procédé de fabrication utilisé ;
- Le taux de recyclage effectivement réalisé.
- La variation brusque de la température des eaux qui peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations
- L'agressivité de l'effluent qui contient des matières corrosives et des acides, ce qui exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.
- Vu l'absence totale d'industries dans notre agglomération, nous ne traiterons plus ce volet.

### **Les eaux usées du service public :**

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisards munis d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques.

L'estimation est basée sur la notion d'équivalents habitants qui présente l'avantage d'une unité de compte homogène pour tous usages, permettant ainsi des comparaisons entre les secteurs de différentes activités.

### **Les eaux parasites :**

Les eaux claires parasites désignent l'ensemble des eaux propres de temps pluvieux qui surchargent inutilement le réseau nuisant au bon fonctionnement de la station d'épuration : eaux d'infiltration, de drainage, de sources...etc. En absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

- Pour ce projet le débit d'eau parasite est pris a 0.15 l/s/ha.

## ***IV.1.2 Evaluation des débits d'eaux usées domestiques :***

### ***Consommation en eau potable :***

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres, à savoir :

- La disponibilité des ressources ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Le niveau de vie de la population.
- Nous prendrons une dotation maximale de 200 l/hab.jour pour notre projet(source DRE Boumerdes).

### ***Débits usés à évacuer:***

Les quantités d'eau usée sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée.

- Dans notre cas, on adoptera un coefficient de rejet de l'ordre de 80%, ( $C_{rejet} = 80\%$ ).

### **Evaluation du débit moyen journalier :**

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

$$Q_{moy,j} = (C_{rejet} \cdot D \cdot N) \quad (IV-1)$$

Avec:

$Q_{moy,j}$  : Le débit moyen rejeté quotidiennement en [l/s] ;

Crj : Le coefficient de rejet pris égal à 80% ;

D : La dotation journalière prise égale à 200 l/j.hab ;

N : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude [hab].

### Évaluation des débits de pointe :

Le régime de rejet des eaux usées est très variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy,j} \quad (IV-2)$$

Avec :

$Q_{pte}$  : Le débit de pointe en [l/s] ;

$K_p$  : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut-être :

- **Estimé de façon moyenne**

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

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

$$K_p = 3 \quad \text{En tête du réseau ;}$$

$$K_p = 2 \quad \text{À proximité de l'exutoire ;}$$

- **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

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

- Pour notre étude le coefficient de pointe  $K_p$  est estimé à partir du débit moyen.

Les débits des eaux usées de pointe sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 Débits des eaux usées domestiques de chaque sous-bassin

Sous-Bassin	P	$Q_{moy}$ (l/s)	$K_p$	$Q_{pointe}$ (l/s)
2	2940	5.44	2.57	14
3	770	1.43	3	4.28
4	2619	4.85	2.64	12.78
5	1039	1.92	3	5.77

### IV.1.3 Evaluation des débits d'eaux usées des équipements :

Nous avons dans notre agglomération qu'une seule mosquée d'environ 1500 fidèle dans le sous-bassin n°4.

Tableau IV- 2 Débits des eaux usées d'équipements de chaque sous-bassin.

Sous-Bassin	Equipement	Dotation	Fidèle	Q <sub>équipement</sub> (l/s)
4	Mosquée	15	1500	0,278

## IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont les eaux qui proviennent des précipitations atmosphériques. Les eaux provenant d'arrosage, de lavage, des voies publiques et privées, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilés à des eaux pluviales. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

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

### IV.2.1 La méthode rationnelle :

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

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires  $S_1, S_2, \dots, S_n$  délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes ayant le même temps d'écoulement), arrive à l'exutoire au bout d'un temps  $\Delta t$  (respectivement  $2\Delta t, \dots, n\Delta t$ ).

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

$$Q = Cr.i.S \quad (IV-3)$$

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

On obtiendra alors la relation :

$$Q = Cr. \alpha.i.S \quad (IV-4)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement [l/s] ;

S : surface de l'aire d'influence [ha] ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

i : intensité de précipitation [l/s/ha].

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

#### ***IV.2.1.1 Hypothèses de la méthode :***

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

#### ***IV.2.1.2 Validité de la méthode rationnelle :***

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

#### ***IV.2.1.3 Temps de concentration :***

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné jusqu'à son arrivée à l'exutoire du bassin.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (IV.6)$$

Où :

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

$$t_1 = \frac{L}{60 V} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} [\text{min}]$$

- $t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;
- $t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \text{ [min]}$$

Trois cas peuvent être envisagés :

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

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

$$t_c = 3,98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0,77}$$

#### **IV.2.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot) :**

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres.

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q_f = K \frac{1}{u} I^{\frac{v}{u}} C^{\frac{1}{u}} S^{\frac{w}{u}} \quad \text{(IV-5)}$$

Où :

$Q_f$  : débit pluvial de fréquence  $f$ , en  $[m^3/s]$  ;

$K, u, v, w$  : coefficient d'expression ;

$I$  : pente moyenne du collecteur du sous-bassin considéré en  $[m/m]$  ;

$C$  : coefficient de ruissellement ;

$S$  : surface du sous-bassin considéré  $[ha]$  ;

Où :  $I(t, f)$  : intensité de pluie de durée  $t$  et de fréquence  $f$ .

### IV.2.3 Choix de la méthode :

Après le découpage de l'aire en sous-bassin ayant la même nature du sol afin d'avoir une bonne estimation du coefficient de ruissellement, la méthode rationnelle nous donne une excellente estimation du débit pluviale.

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient de correction  $\alpha$  déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =  $\frac{1}{2}$  de la longueur) :

$$\alpha = 1 - 0.006\sqrt{d/2}$$

- Pour des bassins ramassés (carrés ou cercles) :

$$\alpha = 1 - 0.006\sqrt{d/2}$$

Avec :

d : Distance du milieu du bassin.

Tableau IV-3 Évaluation des débits pluviaux pour chaque sous-bassin

Sous-Bassin	Surface (ha)	Cr	i (l/s/ha)	a	Q pluvial (l/s)	Q pluvial (m <sup>3</sup> /s)
2	9	0,9	137,3	0,973	1082,3	1,082
3	3,5	0,6	137,3	0,939	270,8	0,271
4	8,5	0,85	137,3	0,961	953,0	0,953
5	3,6	0,8	137,3	0,968	382,6	0,383

### IV.3 Calcul des débits d'eaux totales de notre agglomération :

On passe maintenant au calcul final des débits usés, pluviaux, parasites et d'équipement de notre agglomération dans chacun de nos cinq sous-bassins :

Tableau IV-4 Débits totaux de notre agglomération

Sous-Bassin	Surface (ha)	Q <sub>usé</sub> (l/s)	Q <sub>équipement</sub> (l/s)	Q <sub>parasite</sub> (l/s)	Q <sub>pluviale</sub> (l/s)	Q <sub>totale</sub> (l/s)	Q <sub>totale</sub> (m <sup>3</sup> /s)
2	9	14	0	1,35	1082,3	1097,7	1,37385
3	3,5	4,28	0	0,525	270,8	275,6	0,27561
4	8,5	12,78	0,28	1,275	953	967,3	0,96734
5	3,6	5,77	0	0,54	382,6	388,9	0,38891

## Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits pour chaque sous-bassin, et d'après ces valeurs obtenues, on peut constater que les débits d'eaux usées représentent une très faible fraction des débits pluviaux. Ce qui implique que le choix du système d'assainissement et de ses canalisations doit être précis et exacte dans le chapitre suivant, afin d'assurer l'auto curage dans le cas des débits minimum.

## V. Calcul hydraulique

---

### Introduction :

Après avoir estimé tous les débits à évacuer au niveau des cinq sous bassins de l'agglomération d'El-Karma, on procède au dimensionnement des collecteurs et canalisations qui seront appelés à acheminer ces eaux vers la station de relevage se trouvant au fond de notre cité de la façon la plus courte possible, tout en satisfaisant les conditions d'autocurage.

Il convient toutefois de citer que, compte tenu des diamètres courants de fabrication (diamètres normalisés), il en résultera le plus souvent, une capacité supplémentaire d'écoulement.

### V.1 Conditions d'écoulement et dimensions :

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'entraînement des particules de sable facilement décantables.

Lorsqu'il s'agit d'un réseau d'évacuation de type unitaire, les conditions d'auto curage qui doivent être satisfaites pour les débits minimum en période sèche sont les suivantes :

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

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures :

- Une vitesse maximale de l'ordre de 5 m/s.

### V.2 Mode de calcul:

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval ;
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section ( $Q_{ps}$ ) ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :

- 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 [m<sup>2</sup>] ;
- Rayon hydraulique (R<sub>h</sub>) : 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>].

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

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

Avec :

Q : Débit [m<sup>3</sup>/s] ;

S : Section mouillée [m<sup>2</sup>] ;

V : Vitesse d'écoulement [m/s].

Cette vitesse se calcule par différentes expressions telles que la formule de Chezy, Manning et Manning-Strickler.

Pour cela, la vitesse moyenne est déterminée par l'expression de Manning-Strickler qui est donnée par la formule suivante :

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{I} \quad (V-2)$$

Avec :

I [m/m] : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné ;

R<sub>h</sub> [m] : Rayon hydraulique ;

K<sub>s</sub> : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois, et dont les valeurs sont présentées sur le tableau suivant :

Tableau V-1 Coefficient de Manning-Strickler en fonction de la nature des parois [8]

Nature des parois	K <sub>s</sub>
Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre-ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	90

À partir, des équations (V-1) et (V-2) les diamètres seront calculés comme suit :

$$D_{cal} = \left[ \frac{3,2036 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad (V-3)$$

Le débit à pleine section ( $Q_{ps}$ ) est donné par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times (D_{norm})^2}{4} \quad (V-4)$$

$D_{norm}$  : Diamètre normalisé de la conduite en [mm].

La vitesse en pleine section ( $V_{ps}$ ) est calculée à partir de la relation (V.2), avec le rayon hydraulique pris :

$$R_h = \frac{D_{nor}}{4}$$

On aura :

$$V_{ps} = K_s \times \left( \frac{D_{norm}}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \quad (V-5)$$

Par la suite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v V_{ps} \quad (V.9)$$

$$R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h D_{nor} \quad (V.10)$$

$$R_{v \min(1/2)} = V_{\min(1/2)} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{\min(1/2)} = R_{v \min} V_{ps} \quad (V.11)$$

$$R_{h \min(1/2)} = H_{\min(1/2)} / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H_{\min(1/2)} = R_{h \min} D_{nor} \quad (V.12)$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage on a deux conditions à vérifier :

Condition 1 :  $V \geq 1.00 \text{ m/s}$

Condition 2:  $V_{\min} > 0.60 \text{ m/s}$  pour  $Q_{\min} \approx (Q_{ps} / 10)$

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

Les résultats de calcul des dimensions des collecteurs et des paramètres hydrauliques (condition d'écoulement et la vitesse d'auto curage) sont reportés dans les deux tableaux suivants :

Tableau (V-2) Dimensions des canalisations et paramètres hydrauliques

Réseau		Cote Radier (m)		L (m)	Pente %	Débit (m <sup>3</sup> /s)	D manuel (mm)	D normalisé (mm)	V ps (m/s)	Q ps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	V (m/s)	Rh	H (mm)
Sous-Bassin	Canalisation	Amont	avale												
Amont	1--2	102	99.8	113.9	1.93	0.1211	271.9	300	2.22	0.1572	0.77	1.06	2.36	0.61	183
	2--2'	97.5	95.75	29.6	5.91	0.3820	339.1	380	4.56	0.5165	0.74	1.04	4.74	0.64	243
	2'--3	93.45	91.8	28.4	5.81	0.3820	340.2	380	4.52	0.5120	0.75	1.05	4.74	0.64	243
	3--3'	90.5	89.1	27	5.19	0.4447	368.0	380	4.27	0.4837	0.92	1.12	4.78	0.75	285
	3'--3''	88.3	86.8	27	5.56	0.4447	363.2	380	4.42	0.5006	0.89	1.11	4.90	0.75	285
	3''--3'''	85	83.7	27	4.81	0.4447	373.1	380	4.11	0.4661	0.95	1.13	4.65	0.71	270
	3'''--3^	81.4	80.2	27	4.44	0.4447	378.7	380	3.95	0.4478	0.99	1.13	4.46	0.75	285
	3^--3^^	78.4	76.85	27	5.74	0.4447	361.0	380	4.49	0.5089	0.87	1.11	4.98	0.74	281
	3^^--3^^^	75.55	74.05	27	5.56	0.4447	363.2	380	4.42	0.5006	0.89	1.11	4.90	0.75	285
	3^^^--6	71.75	69.9	31	5.97	0.4447	358.4	380	4.58	0.5189	0.86	1.11	5.08	0.73	277
	4--4'	89.7	88.8	20	4.50	0.2633	310.4	380	3.97	0.4506	0.58	1.03	4.09	0.56	213
	4'--4''	87.8	86.75	20	5.25	0.2633	301.6	380	4.29	0.4867	0.54	1.02	4.38	0.52	198
	4''--4'''	84.45	83.6	20	4.25	0.2633	313.8	380	3.86	0.4379	0.60	1.05	4.06	0.57	217
	4'''--4^	81.3	80.45	20	4.25	0.2633	313.8	380	3.86	0.4379	0.60	1.05	4.06	0.56	213
	4^--4^^	79.65	78.65	20	5.00	0.2633	304.4	380	4.19	0.4749	0.55	1.02	4.27	0.53	201
	4^^--4^^^	74.9	74	20	4.50	0.2633	310.4	380	3.97	0.4506	0.58	1.03	4.09	0.54	205
	4^^^--5	72.2	70.82	24.1	5.73	0.2633	296.7	300	3.83	0.2706	0.97	1.135	4.35	0.8	240
	5--6	70.82	69.9	58.1	1.58	0.3093	401.1	475	2.74	0.4846	0.64	1.05	2.87	0.58	276
	6--18	69.9	68.8	116.25	0.95	0.7540	617.0	600	2.47	0.6985	1.08	1.15	2.84	0.78	468
	7--9	94.8	91.2	130.22	2.76	0.2142	314.8	380	3.12	0.3532	0.61	1.04	3.24	0.57	217
8--9	92.03	89.9	155.4	1.37	0.1613	322.9	475	2.55	0.4509	0.36	0.88	2.24	0.43	204	
9--9'	88.9	87.1	27.5	6.55	0.3755	330.6	380	4.79	0.5434	0.69	1.04	4.99	0.62	236	
9'--12	84.8	83.15	27.5	6.00	0.3755	336.0	380	4.59	0.5203	0.72	1.02	4.68	0.64	243	
10--12	88.8	83.15	107.1	5.28	0.0807	193.4	300	3.68	0.2597	0.31	0.81	2.98	0.33	99	
11--12	83.93	81.55	158.1	1.51	0.1167	281.0	380	2.30	0.2606	0.45	0.98	2.25	0.48	182	

Tableau (V-2) Dimensions des canalisations et paramètres hydrauliques (suite)

Réseau		Cote Radier (m)		L (m)	Pente %	Débit (m <sup>3</sup> /s)	D manuel (mm)	D normalisé (mm)	V ps (m/s)	Q ps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	V (m/s)	Rh	H (mm)
Sous-Bassin	Canalisation	Amont	avale												
Amont	12--12'	81.35	80.05	27.5	4.73	0.5730	411.7	475	4.73	0.8373	0.68	1.05	4.96	0.6	285
	12'--14	79.75	78.3	27.5	5.27	0.5730	403.4	475	4.99	0.8843	0.65	1.04	5.19	0.58	276
	13--14	83.47	78.3	99.7	5.19	0.0720	185.9	300	3.64	0.2575	0.28	0.8	2.92	0.34	102
	14--16	78.3	76.8	50	3.00	0.6450	468.7	475	3.77	0.6670	0.97	1.13	4.26	0.78	371
	15--16	78	75.5	102	2.45	0.0786	221.1	300	2.51	0.1770	0.44	0.98	2.46	0.51	153
	16--16'	74.5	72.95	27.5	5.64	0.7236	434.8	475	5.16	0.9143	0.79	1.08	5.58	0.67	318
	16'--18	70.65	68.8	27.5	6.73	0.7236	420.6	475	5.64	0.9989	0.72	1.02	5.75	0.64	304
	17--18	74.9	68.8	121.64	5.01	0.0832	197.5	300	3.58	0.2532	0.33	0.8	2.87	0.32	96
18--DO1	68.5	64.8	71.8	5.15	1.5608	589.9	600	5.77	1.6300	0.96	1.14	6.58	0.82	492	
Avale	DO1--1	64.5	63.3	27.28	4.40	0.1630	260.4	300	3.36	0.2372	0.69	0.54	1.81	0.16	48
	1--4	63.3	59.8	91.1	3.84	0.2113	294.4	300	3.14	0.2217	0.95	0.85	2.67	0.37	111
	2--3	64.8	63.2	71.2	2.25	0.0812	227.5	300	2.40	0.1695	0.48	0.99	2.38	0.49	147
	3--4	61.44	59.8	35.25	4.65	0.0812	198.5	300	3.45	0.2439	0.33	0.76	2.62	0.29	87
	4--6	58	56	38.6	5.18	0.2925	314.5	380	4.27	0.4835	0.60	0.95	4.05	0.46	175
	5--6	59.8	56	112	3.39	0.0683	197.3	300	2.95	0.2083	0.33	0.85	2.51	0.37	111
	6--12	56	53	115	2.61	0.3607	386.9	475	3.51	0.6220	0.58	1.06	3.72	0.59	280
	7--8	67.43	64.85	83.5	3.09	0.0530	182.6	300	2.81	0.1988	0.27	0.8	2.25	0.33	99
	8--8'	63.25	62.15	24	4.58	0.0742	192.4	300	3.43	0.2421	0.31	0.84	2.88	0.34	102
	8'--10	60.35	59.03	24	5.50	0.0742	185.9	300	3.75	0.2652	0.28	0.8	3.00	0.31	93
	9--10	61.29	59.03	80	2.83	0.0553	188.7	300	2.69	0.1901	0.29	0.7	1.88	0.33	99
	10--11	57.43	56.35	20.5	5.27	0.1295	231.0	300	3.67	0.2596	0.50	1.03	3.78	0.55	165
	11--11'	54.95	54.45	10	5.00	0.1295	233.2	300	3.58	0.2529	0.51	1.01	3.61	0.51	153
	11'--12	53.45	53	10	4.50	0.1295	237.9	300	3.40	0.2399	0.54	1.02	3.46	0.52	156
	12--15	53	49.3	74	5.00	0.4902	384.2	475	4.86	0.8611	0.57	1.07	5.20	0.62	295
2^--13	59.6	57.4	30	C'est un siphon et il sera dimensionné dans le chapitre suivant.											

Tableau (V-2) Dimensions des canalisations et paramètres hydrauliques (suite)

Réseau		Cote Radier (m)		L (m)	Pente %	Débit (m <sup>3</sup> /s)	D manuel (mm)	D normalisé (mm)	V ps (m/s)	Q ps (m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rv	V (m/s)	Rh	H (mm)
Sous-Bassin	Canalisation	Amont	avale												
Avale	13--14	57.4	53.14	112.5	3.79	0.1905	284.0	300	3.11	0.2201	0.87	1.11	3.46	0.73	219
	14--15	53.14	49.3	114	3.37	0.1905	290.3	300	2.94	0.2075	0.92	1.12	3.29	0.75	225
	15--18	49.3	46.8	56	4.46	0.6807	443.9	475	4.59	0.8137	0.84	1.15	5.28	0.71	337
	16--17	52.51	50.88	74	2.20	0.0306	158.4	300	2.38	0.1678	0.18	0.67	1.59	0.24	72
	17--18	50.88	46.8	112	3.64	0.1059	229.6	300	3.05	0.2158	0.49	0.99	3.02	0.49	147
	18--21	46.8	46.26	32.4	1.67	0.7867	563.8	600	3.28	0.9270	0.85	1.16	3.80	0.72	432
	19--20	50.02	48.8	60	2.03	0.0612	208.5	300	2.28	0.1613	0.38	1.04	2.37	0.55	165
	20--21	48.8	46.26	114	2.23	0.1048	250.7	300	2.39	0.1688	0.62	1.03	2.46	0.53	159
	21--24	46.26	42.34	90.8	4.32	0.8914	494.3	600	5.28	1.4919	0.60	1.04	5.49	0.56	336
	22--23	46.6	45.49	45.6	2.43	0.0692	211.1	300	2.50	0.1764	0.39	0.91	2.27	0.42	126
	23--24	44.19	42.34	40	4.63	0.0692	187.1	300	3.44	0.2432	0.28	0.82	2.82	0.38	114
	24--24'	41.04	39	38.5	5.30	0.9606	489.2	600	5.85	1.6528	0.58	1.01	5.91	0.56	336
	24'--31	39	37.3	38.5	4.42	0.9606	506.2	600	5.34	1.5088	0.64	1.05	5.61	0.58	348
	25--26	46.4	44.11	83.5	2.74	0.0836	221.5	300	2.65	0.1873	0.45	0.96	2.54	0.46	138
	26--28	44.11	42.02	51.5	4.06	0.0836	205.8	300	3.22	0.2278	0.37	0.9	2.90	0.39	117
	27--28	44.67	42.02	62.2	4.26	0.0577	177.5	300	3.30	0.2334	0.25	0.78	2.58	0.29	87
	28--29	42.02	37.32	121.5	3.87	0.1412	252.8	300	3.15	0.2224	0.64	1.06	3.34	0.58	174
	29--30	37.32	36.82	33.5	1.49	0.1412	302.3	380	2.29	0.2595	0.54	1.02	2.34	0.53	201
30--31	36.82	36	19	4.32	0.1412	247.7	300	3.33	0.2349	0.60	1.03	3.42	0.56	168	
31--DO2	36	34.8	22	5.45	1.1019	512.2	600	5.93	1.6770	0.66	1.08	6.41	0.63	378	

Tableau (V-3) Vérification des conditions d'auto-curage pour les débits minimaux

Réseau		Qpluv-10%							Qpluv-1%						
Sous-Bassin	Canalisation	Q' (m³/s)	Rq'	Rh'	H' (mm)	Rv'	V' (m/s)	Obs	Q'' (m³/s)	Rq''	Rh''	H'' (mm)	Rv''	V'' (m/s)	Obs
	1--2	0.0157	0.1	0.155	46.5	0.54	1.20	Bon	0.0016	0.01	0.016	4.8	0.12	0.27	Acceptable
	2--2'	0.0516	0.1	0.155	58.9	0.54	2.46	Bon	0.0052	0.01	0.016	6.08	0.12	0.55	Bon
	2'--3	0.0512	0.1	0.155	58.9	0.54	2.44	Bon	0.0051	0.01	0.016	6.08	0.12	0.54	Bon
	3--3'	0.0484	0.1	0.155	58.9	0.54	2.30	Bon	0.0048	0.01	0.016	6.08	0.12	0.51	Bon
	3'--3''	0.0501	0.1	0.155	58.9	0.54	2.38	Bon	0.0050	0.01	0.016	6.08	0.12	0.53	Bon
	3''--3'''	0.0466	0.1	0.155	58.9	0.54	2.22	Bon	0.0047	0.01	0.016	6.08	0.12	0.49	Bon
	3'''--3^	0.0448	0.1	0.155	58.9	0.54	2.13	Bon	0.0045	0.01	0.016	6.08	0.12	0.47	Bon
	3^--3^^	0.0509	0.1	0.155	58.9	0.54	2.42	Bon	0.0051	0.01	0.016	6.08	0.12	0.54	Bon
	3^^--3^^^	0.0501	0.1	0.155	58.9	0.54	2.38	Bon	0.0050	0.01	0.016	6.08	0.12	0.53	Bon
	3^^^--6	0.0519	0.1	0.155	58.9	0.54	2.47	Bon	0.0052	0.01	0.016	6.08	0.12	0.55	Bon
	4--4'	0.0451	0.1	0.155	58.9	0.54	2.15	Bon	0.0045	0.01	0.016	6.08	0.12	0.48	Bon
	4'--4''	0.0487	0.1	0.155	58.9	0.54	2.32	Bon	0.0049	0.01	0.016	6.08	0.12	0.52	Bon
	4''--4'''	0.0438	0.1	0.155	58.9	0.54	2.09	Bon	0.0044	0.01	0.016	6.08	0.12	0.46	Bon
	4'''--4^	0.0438	0.1	0.155	58.9	0.54	2.09	Bon	0.0044	0.01	0.016	6.08	0.12	0.46	Bon
	4^--4^^	0.0475	0.1	0.155	58.9	0.54	2.26	Bon	0.0047	0.01	0.016	6.08	0.12	0.50	Bon
	4^^--4^^^	0.0451	0.1	0.155	58.9	0.54	2.15	Bon	0.0045	0.01	0.016	6.08	0.12	0.48	Bon
	4^^^--5	0.0271	0.1	0.155	46.5	0.54	2.07	Bon	0.0027	0.01	0.016	4.8	0.12	0.46	Bon
	5--6	0.0485	0.1	0.155	73.625	0.54	1.48	Bon	0.0048	0.01	0.016	7.6	0.12	0.33	Bon
	6--18	0.0698	0.1	0.155	93	0.54	1.33	Bon	0.0070	0.01	0.016	9.6	0.12	0.30	Bon
	7--9	0.0353	0.1	0.155	58.9	0.54	1.68	Bon	0.0035	0.01	0.016	6.08	0.12	0.37	Bon
	8--9	0.0451	0.1	0.155	73.625	0.54	1.37	Bon	0.0045	0.01	0.016	7.6	0.12	0.31	Bon
	9--9'	0.0543	0.1	0.155	58.9	0.54	2.59	Bon	0.0054	0.01	0.016	6.08	0.12	0.58	Bon
	9'--12	0.0520	0.1	0.155	58.9	0.54	2.48	Bon	0.0052	0.01	0.016	6.08	0.12	0.55	Bon
	10--12	0.0260	0.1	0.155	46.5	0.54	1.99	Bon	0.0026	0.01	0.016	4.8	0.12	0.44	Bon
	11--12	0.0261	0.1	0.155	58.9	0.54	1.24	Bon	0.0026	0.01	0.016	6.08	0.12	0.28	Acceptable

Tableau (V-3) Vérification des conditions d'auto-curage pour les débits minimaux (suite)

Réseau		Qpluv-10%							Qpluv-1%						
Sous-Bassin	Canalisation	Q' (m <sup>3</sup> /s)	Rq'	Rh'	H' (mm)	Rv'	V' (m/s)	Obs	Q'' (m <sup>3</sup> /s)	Rq''	Rh''	H'' (mm)	Rv''	V'' (m/s)	Obs
	12--12'	0.0837	0.1	0.155	73.625	0.54	2.55	Bon	0.0084	0.01	0.016	7.6	0.12	0.57	Bon
	12'--14	0.0884	0.1	0.155	73.625	0.54	2.70	Bon	0.0088	0.01	0.016	7.6	0.12	0.60	Bon
	13--14	0.0258	0.1	0.155	46.5	0.54	1.97	Bon	0.0026	0.01	0.016	4.8	0.12	0.44	Bon
	14--16	0.0667	0.1	0.155	73.625	0.54	2.03	Bon	0.0067	0.01	0.016	7.6	0.12	0.45	Bon
	15--16	0.0177	0.1	0.155	46.5	0.54	1.35	Bon	0.0018	0.01	0.016	4.8	0.12	0.30	Bon
	16--16'	0.0914	0.1	0.155	73.625	0.54	2.79	Bon	0.0091	0.01	0.016	7.6	0.12	0.62	Bon
	16'--18	0.0999	0.1	0.155	73.625	0.54	3.05	Bon	0.0100	0.01	0.016	7.6	0.12	0.68	Bon
	17--18	0.0253	0.1	0.155	46.5	0.54	1.94	Bon	0.0025	0.01	0.016	4.8	0.12	0.43	Bon
	18--DO1	0.1630	0.1	0.155	93	0.54	3.11	Bon	0.0163	0.01	0.016	9.6	0.12	0.69	Bon
	DO1--1	0.0237	0.1	0.155	46.5	0.54	1.81	Bon	0.0024	0.01	0.016	4.8	0.12	0.40	Bon
	1--4	0.0222	0.1	0.155	46.5	0.54	1.69	Bon	0.0022	0.01	0.016	4.8	0.12	0.38	Bon
	2--3	0.0170	0.1	0.155	46.5	0.54	1.30	Bon	0.0017	0.01	0.016	4.8	0.12	0.29	Acceptable
	3--4	0.0244	0.1	0.155	46.5	0.54	1.86	Bon	0.0024	0.01	0.016	4.8	0.12	0.41	Bon
	4--6	0.0483	0.1	0.155	58.9	0.54	2.30	Bon	0.0048	0.01	0.016	6.08	0.12	0.51	Bon
	5--6	0.0208	0.1	0.155	46.5	0.54	1.59	Bon	0.0021	0.01	0.016	4.8	0.12	0.35	Bon
	6--12	0.0622	0.1	0.155	73.625	0.54	1.90	Bon	0.0062	0.01	0.016	7.6	0.12	0.42	Bon
	7--8	0.0199	0.1	0.155	46.5	0.54	1.52	Bon	0.0020	0.01	0.016	4.8	0.12	0.34	Bon
	8--8'	0.0242	0.1	0.155	46.5	0.54	1.85	Bon	0.0024	0.01	0.016	4.8	0.12	0.41	Bon
	8'--10	0.0265	0.1	0.155	46.5	0.54	2.03	Bon	0.0027	0.01	0.016	4.8	0.12	0.45	Bon
	9--10	0.0190	0.1	0.155	46.5	0.54	1.45	Bon	0.0019	0.01	0.016	4.8	0.12	0.32	Bon
	10--11	0.0260	0.1	0.155	46.5	0.54	1.98	Bon	0.0026	0.01	0.016	4.8	0.12	0.44	Bon
	11--11'	0.0253	0.1	0.155	46.5	0.54	1.93	Bon	0.0025	0.01	0.016	4.8	0.12	0.43	Bon
	11'--12	0.0240	0.1	0.155	46.5	0.54	1.83	Bon	0.0024	0.01	0.016	4.8	0.12	0.41	Bon
	12--15	0.0861	0.1	0.155	73.625	0.54	2.63	Bon	0.0086	0.01	0.016	7.6	0.12	0.58	Bon
	1^--2^	0.0250	0.1	0.155	46.5	0.54	1.91	Bon	0.0025	0.01	0.016	4.8	1.12	0.43	Bon

Tableau (V-3) Vérification des conditions d'auto-curage pour les débits minimaux (suite)

Réseau		Qpluv-10%							Qpluv-1%						
Sous-Bassin	Canalisation	Q' (m <sup>3</sup> /s)	Rq'	Rh'	H' (mm)	Rv'	V' (m/s)	Obs	Q'' (m <sup>3</sup> /s)	Rq''	Rh''	H'' (mm)	Rv''	V'' (m/s)	Obs
	1^--2^	0.0250	0.1	0.155	46.5	0.54	1.91	Bon	0.0025	0.01	0.016	4.8	1.12	0.43	Bon
	2^--13	C'est un siphon et il sera dimensionné dans le chapitre suivant													
	13--14	0.0220	0.1	0.155	46.5	0.54	1.68	Bon	0.0022	0.01	0.016	4.8	0.12	0.37	Bon
	14--15	0.0208	0.1	0.155	46.5	0.54	1.59	Bon	0.0021	0.01	0.016	4.8	0.12	0.35	Bon
	15--18	0.0814	0.1	0.155	73.625	0.54	2.48	Bon	0.0081	0.01	0.016	7.6	0.12	0.55	Bon
	16--17	0.0168	0.1	0.155	46.5	0.54	1.28	Bon	0.0017	0.01	0.016	4.8	0.12	0.29	Acceptable
	17--18	0.0216	0.1	0.155	46.5	0.54	1.65	Bon	0.0022	0.01	0.016	4.8	0.12	0.37	Bon
	18--21	0.0927	0.1	0.155	93	0.54	1.77	Bon	0.0093	0.01	0.016	9.6	0.12	0.39	Bon
	19--20	0.0161	0.1	0.155	46.5	0.54	1.23	Bon	0.0016	0.01	0.016	4.8	0.12	0.27	Acceptable
	20--21	0.0169	0.1	0.155	46.5	0.54	1.29	Bon	0.0017	0.01	0.016	4.8	0.12	0.29	Acceptable
	21--24	0.1492	0.1	0.155	93	0.54	2.85	Bon	0.0149	0.01	0.016	9.6	0.12	0.63	Bon
	22--23	0.0176	0.1	0.155	46.5	0.54	1.35	Bon	0.0018	0.01	0.016	4.8	0.12	0.30	Bon
	23--24	0.0243	0.1	0.155	46.5	0.54	1.86	Bon	0.0024	0.01	0.016	4.8	0.12	0.41	Bon
	24--24'	0.1653	0.1	0.155	93	0.54	3.16	Bon	0.0165	0.01	0.016	9.6	0.12	0.70	Bon
	24'--31	0.1509	0.1	0.155	93	0.54	2.88	Bon	0.0151	0.01	0.016	9.6	0.12	0.64	Bon
	25--26	0.0187	0.1	0.155	46.5	0.54	1.43	Bon	0.0019	0.01	0.016	4.8	0.12	0.32	Bon
	26--28	0.0228	0.1	0.155	46.5	0.54	1.74	Bon	0.0023	0.01	0.016	4.8	0.12	0.39	Bon
	27--28	0.0233	0.1	0.155	46.5	0.54	1.78	Bon	0.0023	0.01	0.016	4.8	0.12	0.40	Bon
	28--29	0.0222	0.1	0.155	46.5	0.54	1.70	Bon	0.0022	0.01	0.016	4.8	0.12	0.38	Bon
	29--30	0.0259	0.1	0.155	58.9	0.54	1.24	Bon	0.0026	0.01	0.016	6.08	0.12	0.27	Acceptable
	30--31	0.0235	0.1	0.155	46.5	0.54	1.80	Bon	0.0023	0.01	0.016	4.8	0.12	0.40	Bon
	31--DO2	0.1677	0.1	0.155	93	0.54	3.20	Bon	0.0168	0.01	0.016	9.6	0.12	0.71	Bon

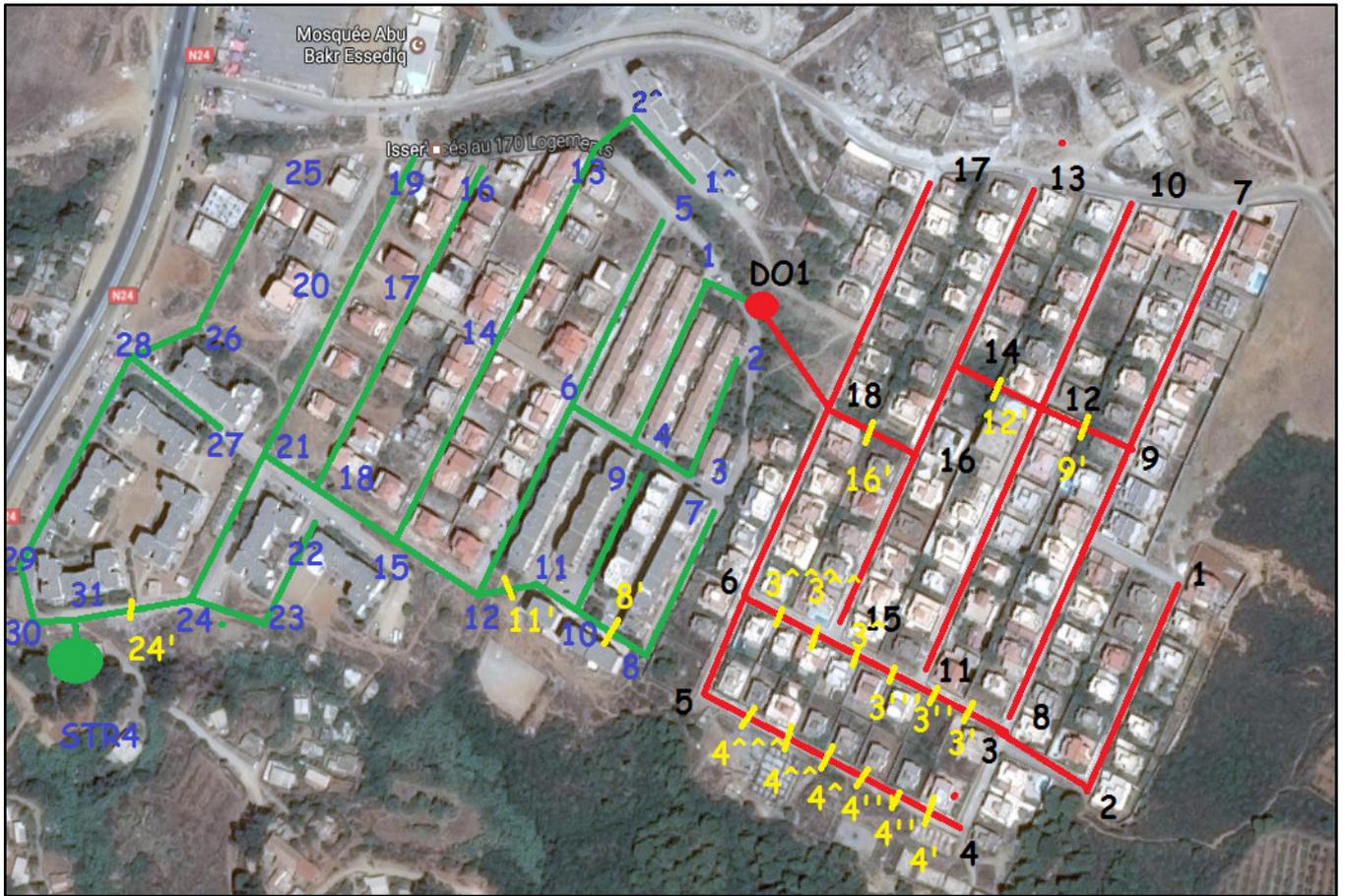


Figure (V-1) Tracé du réseau d'assainissement de l'agglomération d'El-Karma

### V.3 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

En général, ce dimensionnement est basé sur deux aspects qui sont liés entre eux, le premier est l'aspect technique et le deuxième est l'aspect économique. Nous savons que les investissements sont proportionnels aux diamètres, mais l'énergie consommée pour un même débit avec des différents diamètres est inversement proportionnelle. Donc notre but consiste à déterminer le diamètre qui engendre le moins de frais, en se basant sur les deux paramètres suivants :

- Les frais d'exploitation qui diminuent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.
- Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

### V.3.1 Calcul du diamètre :

En premier, on détermine un diamètre approximatif calculé par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{V-13})$$

Et celle de Bresse :

$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{VI-14})$$

Ou :

D : diamètre de la conduite en m ;

Q : Débit véhiculé en m<sup>3</sup>/s.

$$D_{(\text{Bonin})} = \sqrt{0,1842} = 0,429 \text{ m}$$

$$D_{(\text{Bresse})} = 1,5\sqrt{0,1842} = 0,644 \text{ m}$$

L'utilisation de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres optimaux suivant :

[380, 475, 600].

### V.3.2 Calcul de la HMT pour chaque diamètre :

Afin de déterminer les frais d'exploitation, il nous faut déterminer les charges linéaires et singulières engendrées dans la canalisation pour chaque diamètre. Connaissant la hauteur géométrique de 22m, on va déterminer les hauteurs manométriques totales.

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires, et ces dernières sont calculées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (\text{V-15})$$

Avec :

L : longueur de la conduite en m

Q : débit véhiculé en m<sup>3</sup>/s

D : diamètre de la conduite en m

$\lambda$  : coefficient de perte de charge évalué comme suis :

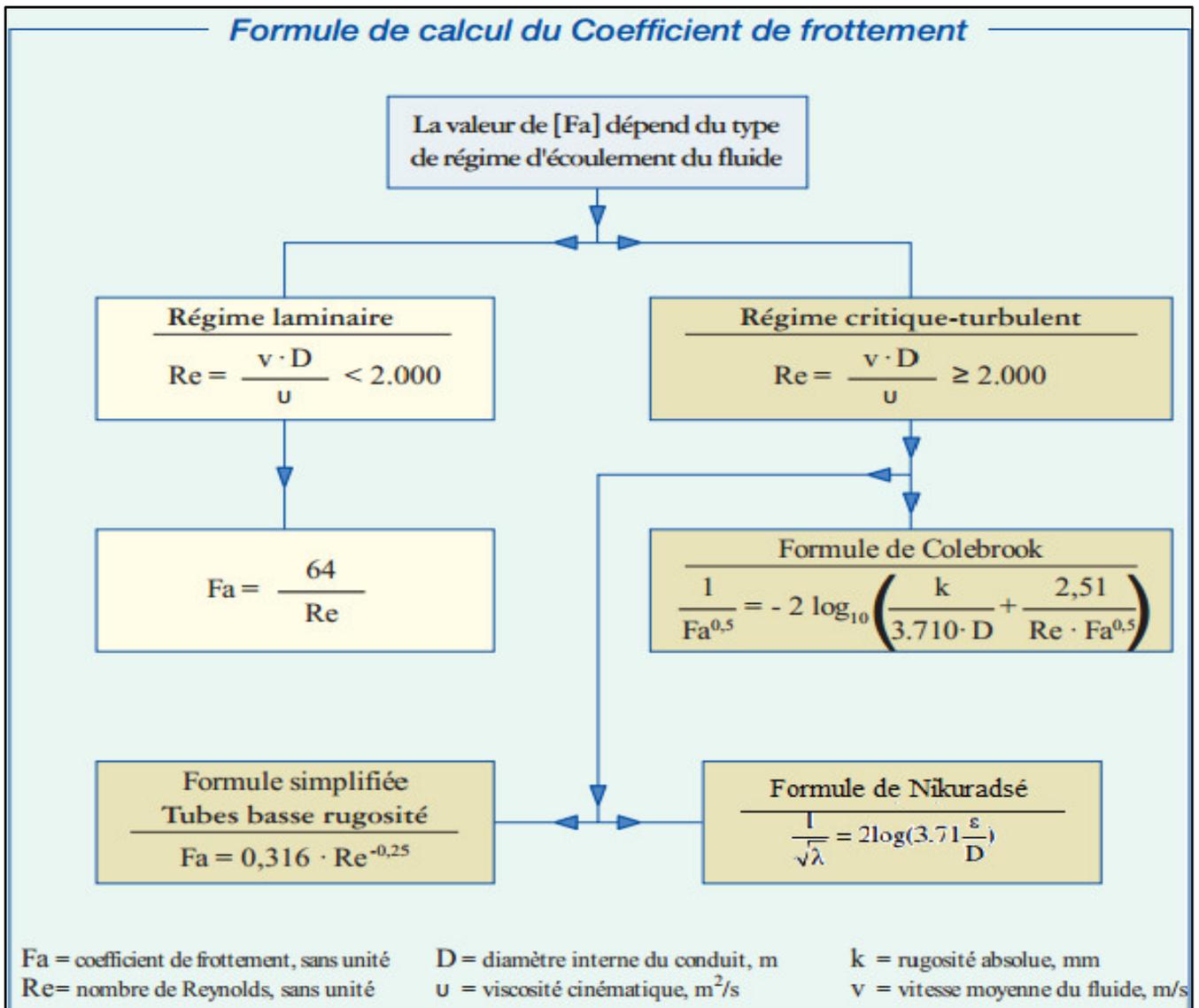


Figure (V-2) Coefficient de perte de charge/frottement.

Tableau V-4 La HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (m)	Longueur (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H$ (m)	$\Delta H$ totale (m)	Hg (m)	HMT (m)
0.3	3000	0.1842	2.61	782166	0.037	127.47	140.22	22	162.22
0.38			1.62	617499	0.034	36.19	39.80	22	61.80
0.475			1.04	493999	0.032	11.05	12.16	22	34.16
0.6			0.65	391083	0.030	3.20	3.52	22	25.52

### V.3.3 Frais d'exploitation :

Ce sont les frais de l'énergie consommée annuellement par l'installation de pompage, donné par :

$$F_{exp} = e \cdot n \cdot (24 \cdot 365) \cdot P \quad (V-16)$$

Avec :

n : nombres d'années ;

P : puissance absorbée par l'installation de pompage donné par :

$$P = \frac{HMT \cdot g \cdot Q}{\eta_P} \quad (V-17)$$

Q : débit refoulé ;

$\eta_P$  : le rendement de pompage (0.83) ;

e : prix d'un Kwh qui est donné dans le tableau suivant

Tableau (V-5) Prix d'un Kwh.[11]

Intervalle de temps	Prix unitaire (Kwh)
06-17 h	1.34
17-21 h	6.06
21-06 h	0.74

Notre station de pompage va fonctionner en moyenne de 20h par jour, nous trouvons que :

$$e = (11 \times 1.34 + 4 \times 6.06 + 5 \times 0.74) / 20 = 2.134 \text{ Da}$$

Le tableau suivant résume les frais d'exploitation pour chaque conduite :

Tableau V-6 Frais d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (m)	Q (m3/s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	e (Da)	Fexp (Da)
0.3	0.1842	162.22	353.2	2.134	66 021 207
0.38		61.8	134.5		25 151 711
0.475		34.16	74.4		13 902 629
0.6		25.52	55.6		10 386 273

### V.3.4 Frais d'amortissement :

Ces frais augmentent avec le diamètre de la canalisation, et on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) (30 ans)

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V-18})$$

i : taux d'annuité (8 à 12% en Algérie) en fonction du type d'investissement.

n : nombre d'années d'amortissement

$$A = \frac{0,1}{(0,1 + 1)^{30} - 1} + 0,1 = 0,10608$$

Donc les frais d'amortissement correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le tableau suivant :

$$F_a = \text{Prix} \cdot (1 - A)$$

Tableau V-7 Frais d'amortissement en fonction du diamètre.

Diamètre (m)	Prix ML (Da)	Longueur (m)	Prix (Da)	Fa Prix avec amortissement (Da)
0.300	3492.92	3000	10478760	9 367 173
0.380	5564.99		16694970	14 923 968
0.475	8278.86		24836580	22 201 916
0.600	13138.81		39416430	35 235 135

### V.3.5 Choix du diamètre économique :

Le cout total est calculé par la formule suivante :

$$C_t = F_{exp} + F_{am}$$

Tableau V-8 Bilan des couts en fonction des diamètres.

Diamètre (m)	F <sub>exp</sub> (Da)	F <sub>am</sub> (Da)	Bilan (Da)
0.3	66 021 207	9 367 173	75 388 380
0.38	25 151 711	14 923 968	40 075 679
0.475	13 902 629	22 201 916	36 104 544
0.6	10 386 273	35 235 135	45 621 408

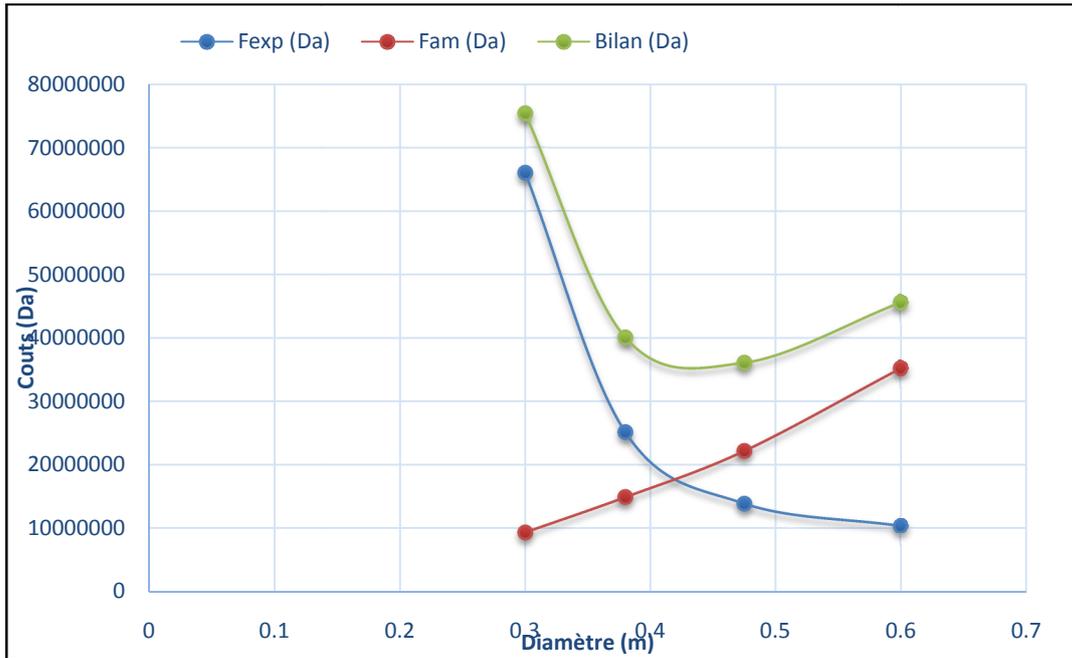


Figure V-3 : Choix du diamètre économique.

- ❖ Donc suite à nos calculs, nous allons opter pour une conduite en PEHD de diamètre extérieur de 500 mm, vu que c'est la plus économique, avec une HMT de 34.16 m.

## Conclusion:

Au cours de ce chapitre, qui est le plus important du mémoire de fin d'études, j'ai tracé le réseau d'assainissement de l'agglomération et j'ai dimensionné l'ensemble des canalisations de sorte que la majorité des conditions soit vérifiée. Hélas, vu que la pente du terrain est très accentuée (15% pour certaines canalisations) la vitesse d'écoulement a dépassé légèrement la limite, on installera des regards de chutes pour y remédier ( les regards avec un signe ' ou ^ ). Pour ce qui est des vitesses d'auto curage, elles sont largement vérifiées mis à part 3 ou 4 canalisations dont j'ai modifié la cote du radier amont et celle de l'averse pour avoir un bon fonctionnement du réseau.

## VI. Réhabilitation de la station de refoulement

---

### Introduction

Dans notre système d'assainissement, le but est d'acheminer les eaux usées vers la station d'épuration de Boumerdes. Cette station se trouve à une cote largement supérieure à celle de l'exutoire de notre agglomération. C'est pour ça qu'un système de plusieurs stations de relevage a été établi. Cependant notre Station de relevage en question (la SR n°4) pose plusieurs problèmes que je vais traiter dans ce chapitre.

### VI.1 Présentation de la station de refoulement n°4

Située à El-Karma Figuier, elle a une surface de 386.18 m<sup>2</sup> et d'un débit de refoulement de 85 l/s. Elle prend en charge toutes les eaux refoulées de la station de relevage SR6 et SR8 située à Figuier ainsi que les eaux collectées dans notre agglomération d'étude.

Cette station refoule toute l'eau à travers une conduite de refoulement 315mm PEHD jusqu'au regard de collecte F62 situé à 3Km d'El-Kerma en bordure de la route nationale n°24.

Tableau VI-1 Fiche technique de la station de refoulement n°4

Station de refoulement n°4 Figuier-Boumerdes	
Lieu d'implantation	Figuier-Boumerdes
Nombre de pompe	(1+1) (débit unitaire de 85 l/s)
Hauteur géométrique (m)	22
Puissance unitaire (Kw)	38
Puissance transfo (Kva)	160
Puissance groupe électrogène (Kva)	Néant
Diamètre conduite de refoulement (mm)	315
Rôle principal de la station : Refoulement vers le regard F62	

(source :DRE Boumerdes)

### VI.2 Diagnostic de la station :

- Notre station est de type fosse mouillée comprenant 2 pompes de type submersible (pompe et moteur sous le niveau d'eau), avec l'absence d'un déversoir d'orage à l'amont et la présence d'un dégrilleur manuel faiblement entretenu.
- Les effluents entrant la station sont stockés dans la bache qui a les dimensions suivantes :
  - Longueur x Largeur : 4 x 3m
  - Profondeur totale : 6m
  - Altitude du radier : 29.5m

- La station manque d'un déversoir d'orage pour évacuer le surplus des eaux pluviales vers la mer. Notons que la capacité de refoulement de la pompe est de 85l/s, mais les débits d'arrivée à la station de relevage sont largement supérieurs :
- Débit provenant de la STR n°6 : 15.2 l/s
- Débit provenant de la STR n°8 : 15.2 l/s
- Nous avons aussi noté que le dégrilleur est mal entretenu, cela est dû à l'accessibilité difficile.
- Les pompes, qui sont toutes les deux en pannes, donc le rejet des eaux brutes dans la nature est immédiat.
- Le reste des équipements sont complets et fonctionnels tels les armoires de contrôles, le pont roulant, les vannes, la bache d'eau ... etc.)
- Finalement la conduite de refoulement qui prend départ de la STR n°4 avec une longueur de 3000 m en PEHD et de diamètre 315 mm, et qui rejoint le collecteur CF au regard de collecte F62 est en bon état et fonctionne normalement. Cependant avec les nouveaux débits, elle va présenter des vitesses d'écoulement trop élevées (2.6 m/s) et une hauteur manométrique énorme, d'où la nécessité de se pencher sur ce problème.

### ***VI.2.1 Les points à réhabiliter:***

Pour un fonctionnement optimal de notre Station de relevage, nous allons assumer les travaux suivants :

- Mise en place d'un déversoir d'orage pour évacuer le surplus des eaux pluviales (chapitre VII).
- Implantation de nouvelles pompes adéquates en fonction de la taille de la bache d'eau et des débits usés à refouler.
- Installation d'un dégrilleur automatique.
- Redimensionnement de la conduite de refoulement avec un diamètre économique convenable.

## **VI.3 Choix du nombre et du type de pompes :**

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que :

$$N = N_p + N_{ps}$$

Avec :

N : nombre de pompes installées

N<sub>ps</sub> : nombre de pompe de secours

N<sub>p</sub> : nombre de pompe de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4, le nombre de pompes de secours est égale à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station. Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- Assurer la hauteur et le débit calculé ;
- Assurer le rendement maximal de la pompe ;
- Etre d'un poids minimum ;
- Présenter une forme peu encombrante ;
- De préférence d'une production nationale ;
- Facile d'entretien

Pour le choix des pompes, je vais utiliser le logiciel KSB Pompes pour trouver les meilleures pompes à notre projet.

Tableau VI-2 Résultat de pompes du logiciel KSB

Pompe	Vitesse (tr/min)	Bride de refoulement	HMT (m)	Rendement (%)	Puissance nominale (Kw)
Amarex KRT K 150-401/954XNG-D	1450	150	61.5	82.7	74.4
Amarex KRT K 150-401/954XNG-S	1450	150	61.5	82.7	74.4
Amarex KRT K 200-401/954XNG-D	1450	200	50.9	81	76.1
Amarex KRT K 200-401/954XNG-S	1450	200	50.9	81	76.1

- ❖ On remarque que les caractéristiques des quatre meilleures pompes proposées sont assez proches, cependant on choisira la deuxième pompe, car elle présente un rendement légèrement meilleur, et une plus basse puissance nominale.

Les caractéristiques détaillées de notre pompe sont dans la figure suivante :

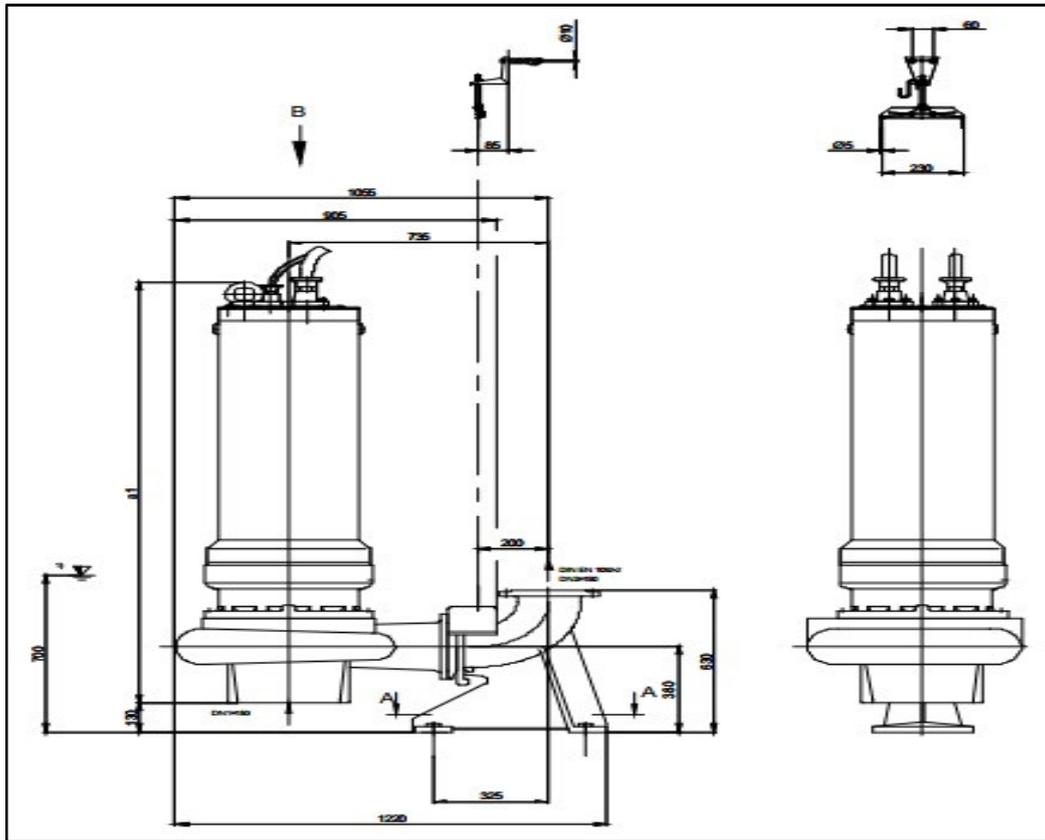


Figure VI-1 Shéma d'une pompe Amarex KRT K 150-401

### VI.3.1 Vérification de la condition de non-cavitation :

La condition est la suivante :  $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

Et la relation est la suivante :  $(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum hp^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\gg h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum hp^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

Étant donné que nos pompes sont submersibles en fosse mouillée, la longueur d'aspiration est nulle, donc les pertes de charges linéaires et singulières sont pratiquement nulles.

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0,1842}{\pi \cdot 0,475^2} = 1,039 \text{ m/s}$$

$$(NPSH)_r = 9,27 \text{ m}$$

$$\frac{V_{asp}^2}{2 \cdot g} = \frac{1,039^2}{19,62} = 0,055 \text{ m}$$

$$\frac{P_v}{\varpi} = 0,183 \text{ m}$$

$$\gg h_{adm}^{asp} = 10.33 - 0.183 - 0.055 - 9.27 - 0.5 = 0,322 \text{ m}$$

$$\gg (NPSH)_d = 10,33 - 0,183 - 0,055 - 0,322 = 9,77 \text{ m}$$

Donc :  $(NPSH)_d > (NPSH)_r$ ;

❖ Il n'y a pas de risque de cavitation.

## VI.4 Dimensionnement d'une grille automatique :

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les degreilleurs à l'entrée des déversoirs d'orage. Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux qui sont transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leurs écoulements dans le réseau.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, des déversoirs d'orage et des stations de relevage.

Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent des grilles à barreaux plats »s en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un maniement attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass. La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser (0.5 à 1.5) m/s. Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées, l'écartement (e) entre les barres est fonction de la finesse du tamisage qu'on désire avoir.

Dans notre projet les grilles automatiques seront placées à l'aval du déversoir d'orage, car ce dernier se trouve à l'amont de la station de refoulement

Il existe plusieurs méthodes de calculs, celle de Kirschmer, ou celle que l'on va utiliser, la méthode de Kittelberger :

Donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{d+e}{e} \cdot \frac{1}{1-n} \cdot \frac{Q}{V \cdot h_{max}} \quad (\text{VI-7})$$

Avec :

L : la largeur de la grille (L = 0.5m) ;

Q : débit passant par la grille en m<sup>3</sup>/s ;

V : Vitesse d'écoulement en m/s (1.5 m/s) ;

N : degré d'encrassement (0.25 pour les grilles automatiques) ;

d : largeur d'un barreau (1 cm) ;

e : espacement entre les barreaux en m (0.01m)

pour une grille grossière  $0.04 < e < 0.05\text{m}$

pour une grille fine :  $0.01 < e < 0.03\text{m}$

donc on va déterminé le nombre de barreaux dans notre grille :

$$Nbr = \frac{L}{(e + d)} = \frac{50}{(1 + 1)} = 25 \text{ barres}$$

## Conclusion :

En vue de l'étude de réhabilitation qui vient de s'achever, nous avons déterminé le diamètre optimal et économique pour le refoulement qui est de 500 mm, puis nous avons installé deux pompes (1+1), présentant les caractéristiques les plus avantageuses selon le logiciel KSB, et finalement, nous avons mis en place une grille automatique dans un canal déjà dimensionné.

## VII. Eléments constitutifs du réseau d'assainissement

---

### Introduction :

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie et le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une putréfaction et des odeurs nauséabondes.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau. Ils débouchent à l'entrée des effluents dans la station d'épuration des ouvrages annexes lesquels constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.)

### VII.1 Ouvrages principaux :

#### VII.1.1 Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dits diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

#### Matériaux des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leurs matériaux constitutifs et leur destination.

##### a. Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

##### b. Conduites en béton non armé :

Les canaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé qui assure une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour les canalisations visitables.

##### c. Conduites en grès artificiels :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à partir d'égale quantité d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est

inattaquable par les agents chimiques, sauf par l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

#### **d. Conduite en amiante-ciment :**

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et de fibres d'amiante fait en présence d'eau.

Ces tuyaux se fabriquent selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé.

#### **e. Conduite en matières plastiques**

On distingue :

- les conduites en matières thermodurcissables.
- Les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance aux chocs ;
- Résistance au gel ;
- Résistance à la corrosion chimique ;
- Adaptation à la déformation ;
- Facilité de pose et de transport.

#### **f. Conduites en béton armé :**

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation).

### ***VII.1.1.1 Choix du type de canalisation :***

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

- Des pentes du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées ;
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

Pour notre projet, les conduites utilisées seront en PVC de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne étanchéité.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Disponibilité sur le marché national.

## VII.2 Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout .Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les sur dimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux .

### *VII.2.1 Ouvrages normaux :*

Les ouvrages normaux sont les plus courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau. On distingue :

**Les regards ;**

**Les fossés ;**

**Les caniveaux ;**

**Les bouches d'égout.**

#### *VII.2.1.1 Les Regards :*

##### **Généralités :**

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Il servent aussi à l'aération du réseau.

Les regards doivent être installés :

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

##### **Types de regards :**

Les types de regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, on distingue :

### **Regards de visite :**

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

### **Regards de ventilation :**

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux  $H_2S$ ; la ventilation s'opère par :

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

### **Regards de jonction :**

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

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;

Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

### **Regards de chute :**

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

- La chute verticale profonde : utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.
- La chute toboggan : Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

## ***VII.2.2 Ouvrages spéciaux***

### ***VII.2.2.1 Déversoir d'Orage***

Les stations d'épuration comme les stations de relevage ne peuvent pas recevoir la totalité du débit de pointe pluviale, lorsqu'elles sont équipées d'un déversoir d'orage, il leur permet d'évacuer le surplus des eaux pluviales dans la nature, tout en gardant les eaux usées avec une quantité d'eau pluviale (double ou triple du volume d'eau usée), utilisée comme dilution. Du coup, je vais dimensionner deux déversoirs d'orage pour notre agglomération, le premier servira à soulager la seconde moitié du réseau, en réduisant considérablement les diamètres des conduites avalent. Le second déversoir est situé juste à l'entrée de la station de relevage n°4, qui nous évitera de mettre en place d'énormes pompes (qui refouleront inutilement des eaux pluviales vers l'épuration). (voir la figure suivante)

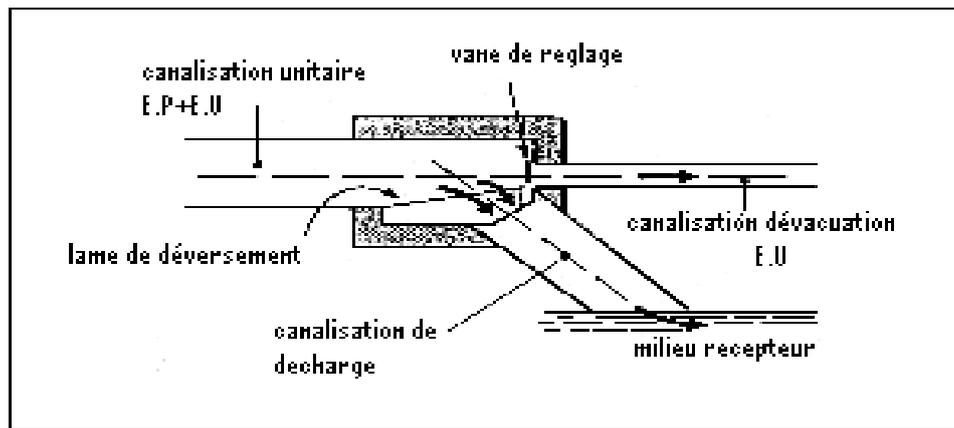


Figure VII-1 Déversoir à seuil latérale.

○ **Évaluation du débit dilué et déversé :**

▪ **Évaluation du débit moyen journalier :**

Comme je l'ai déjà calculé (Chapitre IV page 28), je prends les valeurs directement pour mes deux déversoirs d'orage :

- $Q_{moy1} = 5.44 \text{ l/s}$
- $Q_{moy2} = 13.64 \text{ l/s}$

▪ **Évaluation du débit de pointe :**

De même, il a été déjà calculé précédemment (Chapitre IV page 28) :

$$Q_{pointe1} = 14 \text{ l/s}$$

$$Q_{pointe2} = 36.83 \text{ l/s}$$

▪ **Évaluation des débits d'eaux pluviales :**

Pour le premier déversoir, on prendra le débit pluvial des deux premiers sous-bassins. Pour le second on prendra le reste des sous-bassins :

$$Q_{pluv1} = 1358.4 \text{ l/s}$$

$$Q_{pluv2} = 1606.4 \text{ l/s}$$

▪ **Évaluation des temps de concentrations :**

C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation d'une goutte et son arrivée à l'exutoire du bassin ou déversoir d'orage, il se compose de trois temps différents :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

$$T_{c1} = t_1 + t_2 = \frac{530}{60 \cdot 3} + 8 = 11 \text{ min}$$

$$T_{c2} = t_1 + t_2 = \frac{612}{60 \cdot 3} + 5 = 8.4 \text{ min} \approx 9 \text{ min}$$

▪ **Calcul du coefficient de retardement :**

Lorsque le temps d'écoulement calculé croit, la charge polluante déchargée par le DO diminue, suite à la fréquence et à la quantité de la masse liquide déversée. On prend cette diminution en considération grâce au coefficient de retardement :

$$Z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

$$Z_1 = \left(1 - \frac{11}{100}\right) = 0.89$$

$$Z_2 = \left(1 - \frac{9}{100}\right) = 0.91$$

▪ **Calcul du débit critique :**

C'est la somme du débit usé de pointe et du débit de pluie critique

$$Q_{cr1} = Q_{pointe1} + Z_1 \cdot Q_{pluv1} = 1222.98 \text{ l/s}$$

$$Q_{cr2} = Q_{pointe2} + Z_2 \cdot Q_{pluv2} + Q_{d1} = 1514.95 \text{ l/s}$$

▪ **Calcul du débit dilué :**

C'est le débit retenu, soit le débit moyen journalier usé en tenant compte de sa dilution, je prendrai une dilution de trois :

$$Q_{d1} = Q_{moy1} \times 3 = 5.44 \times 3 = 16.3 \text{ l/s}$$

$$Q_{d2} = Q_{moy2} \times 3 = 13.64 \times 3 = 40.9 \text{ l/s}$$

▪ **Calcul du débit déversé :**

C'est le surplus des eaux pluviales : celui qui va être évacué dans la nature (oueds, mer, lac ... etc.) :

$$Q_{dev1} = Q_{cr1} - Q_{d1} = 1206.67 \text{ l/s}$$

$$Q_{dev2} = Q_{cr2} - Q_{d2} = 1474.05 \text{ l/s}$$

○ **Dimensionnement du premier déversoir d'orage latéral (DO1) :**

La lame d'eau déversante est calculée en utilisant la formule suivante :

$$H_{dev} = (H_{amont} - H_{seuil}) / 2$$

▪ **Calcul de la hauteur d'eau amont :**

$$D_{amont} = 600 \text{ mm}$$

$$R_q = Q_{cr}/Q_{ps} = 1206.67/1629.97 = 0.74 \Rightarrow R_h = 0.64$$

Hamont = Rh x Damont = 384 mm

▪ **Calcul de la hauteur du seuil :**

Damont = 600mm

$Rq' = Q_{dilué}/Q_{ps} = 16.3/1629.97 = 0.01 \Rightarrow Rh' = 0.03$

Hseuil = Rh' x Damont = 18 mm

▪ **Calcul de la hauteur déversante :**

Hdev = Hamont – Hseuil

Hdev = (384 – 100) / 2 = 142 mm

Avec Hseuil = 10 cm comme minimum pour notre déversoir (1.8 cm étant trop petit et non réalisable).

▪ **Calcul des nouveaux débits dilué et déversé :**

Hseuil = 10cm  $\Rightarrow Rh'' = 0.17 \Rightarrow Rq'' = 0.12 \Rightarrow Qd1'' = 146.76$  l/s

Donc notre débit usé est dilué 30 fois.

$\Rightarrow Q_{dev1}'' = Q_{cr1} - Qd1'' = 1076.22$  l/s

▪ **Calcul de la longueur du déversoir :**

$$L = \frac{Q}{mH_{dev}\sqrt{2gH_{dev}}}$$

$$L = \frac{1.07622}{0.4 \cdot 0.142 \sqrt{2g \cdot 0.142}} = 11.4 \text{ m} \approx 12 \text{ m}$$

- ❖ Due à la grande longueur, nous prendrons un déversoir latérale à double seuil, donc L = 6m.

○ **Dimensionnement du déversoir d'orage frontale (DO2) :**

La lame d'eau déversante est calculée en utilisant la formule suivante :

Hdev = Hamont – Hseuil

▪ **Calcul de la hauteur d'eau amont :**

Damont = 600 mm

$Rq = Q_{cr}/Q_{ps} = 1514.95 / 1530.84 = 0.98 \Rightarrow Rh = 0.80$

Hamont = Rh x Damont = 480 mm

▪ **Calcul de la hauteur du seuil :**

Damont = 600mm

$$Rq' = Q_{\text{dilué}}/Q_{\text{ps}} = 40.9/1530.84 = 0.03 \Rightarrow Rh' = 0.06$$

$$H_{\text{seuil}} = Rh' \times D_{\text{amont}} = 36 \text{ mm}$$

▪ **Calcul de la hauteur déversante :**

$$H_{\text{dev}} = H_{\text{amont}} - H_{\text{seuil}}$$

$$H_{\text{dev}} = 480 - 100 = 380 \text{ mm}$$

Avec  $H_{\text{seuil}} = 10 \text{ cm}$  comme minimum pour notre déversoir (3.6 cm étant trop petit et non réalisable).

▪ **Calcul des nouveaux débits dilué et déversé :**

$$H_{\text{seuil}} = 10 \text{ cm} \Rightarrow Rh'' = 0.17 \Rightarrow Rq'' = 0.12 \Rightarrow Q_{d2'} = 179.84 \text{ l/s}$$

Donc notre débit usé est dilué 13 fois.

Comme on a changé le débit dilué du premier déversoir, le débit critique de second déversoir changera :

$$Q_{cr2'} = Q_{\text{pointe2}} + Z_2 \cdot Q_{\text{pluv2}} + Q_{d1'} = 1645.41 \text{ l/s}$$

$$\Rightarrow Q_{dev2'} = Q_{cr2'} - Q_{d2'} = 1465.57 \text{ l/s}$$

▪ **Calcul de la longueur du déversoir :**

$$L = \frac{Q}{m H_{dev} \sqrt{2g H_{dev}}}$$

$$L = \frac{1.465}{0.46 \cdot 0.38 \sqrt{2g \cdot 0.38}} = 3.04 \text{ m} \approx 3 \text{ m}$$

### VII.2.2.2 Siphon :

Le siphon a pour but la liaison de deux ouvrages à écoulement libre ou à pente séparée par des obstacles. Ces derniers peuvent être des cours d'eau, des canaux, des routes, des tunnels, des voies ferrées, des conduites de grandes dimensions, etc....

En principe on doit prévoir une double canalisation avec la possibilité de transiter le débit de temps sec dans l'une et le débit max dans l'autre.

Le dimensionnement des conduites forcées dépend du :

- débit à l'amont ;
- niveau d'eau dans la canalisation amont et aval ;

La différence de niveau est conditionnée par l'écoulement dans ces conduites qui sont parallèles. Dans le cas où le niveau d'eau diminue, la considération d'une conduite de diamètre plus faible est prise en compte pour transiter les faibles débits.

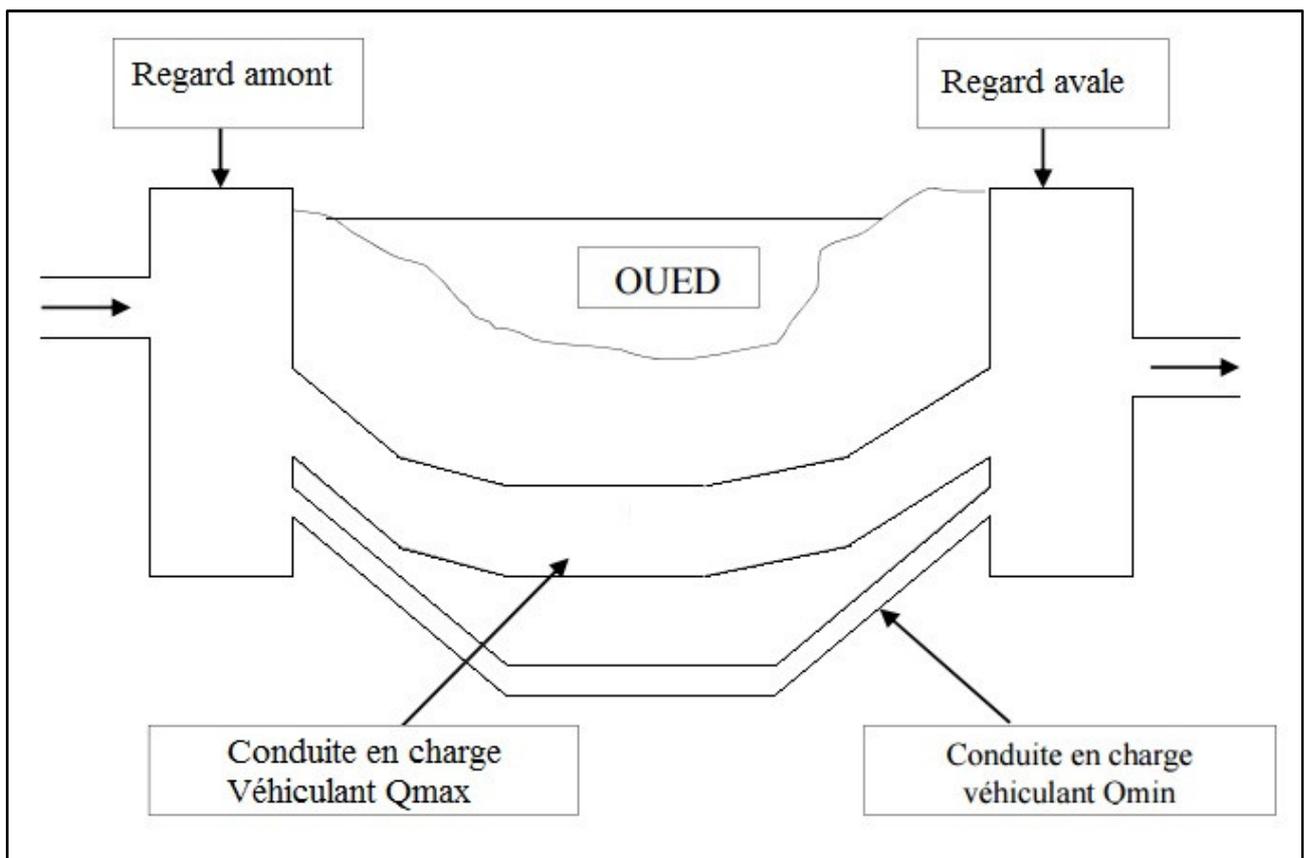


Figure VII-2 Schéma représentative d'un siphon à point bas.

○ **Dimensionnement du siphon :**

Un siphon est une conduite en charge, donc on va la dimensionner de la même manière qu'une adduction en AEP

Parmi les formules les plus utilisées dans le calcul des conduites en charge, on trouve celle de Darcy-Weisbach et celle de Hazen-Williams :

$$\Delta_H = \left( \frac{3,592}{C_{HW}} \right)^{1,852} \frac{L}{D^{4,87}} Q^{1,852}$$

La perte de charge étant connue, il nous reste à déterminer le diamètre de notre siphon :

$$D = \sqrt[4,87]{\left( \frac{3,592}{C_{HW}} \right)^{1,852} \frac{L}{\Delta_H} Q^{1,852}}$$

Avec :

$C_{HW}$  : Coefficient de Hazen-Williams qui fonction de la nature de la conduite et tirée du tableau suivant :

Tableau VII-1 Coefficient de Hazen-Williams pour divers types de conduites.[4]

Type de conduite	$C_{HW}$
Amiante-ciment	140
Fonte neuve	130
Fonte vieille	40 – 120
avec enduit de ciment	130 – 150
avec enduit bitumineux	140 – 150
Béton de pression	140
Cuivre	130 – 140
Boyau à incendie	135
PVC	150

AN :

$$D = \sqrt[4,87]{\left( \frac{3,592}{150} \right)^{1,852} \frac{30}{1,4} (0,114)^{1,852}} = 0,198 \text{ m}$$

$$D_{normalisé\ EXT} \approx 250 \text{ mm}$$

### **VII.2.2.3 Bassins de stockage des eaux pluviales**

Pour assurer un meilleur fonctionnement de notre station d'épuration il faut contrôler le débit traité. Pour cela, un déversoir d'orage a été installé juste à l'amont de la station à fin de contrôler le débit traité et déversé le surplus vers un bassin de rétention.

#### **VII.2.2.3.1 L'objectif des bassins**

Les bassins de retenue sont des réservoirs d'accumulation d'eau pluviale. La technique actuelle s'oriente vers la réalisation des bassins de retenue, destinés à régulariser les débits d'eaux météoriques, mais qui ne devront être utilisés qu'à bon escient et en fonction d'objectifs parmi lesquels on peut éviter:

- L'adaptation du tissu urbain dans lequel se situe le bassin;
- L'objectif de qualité pour l'utilisation prévue;
- L'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval;

#### **VII.2.2.3.2 Types de bassins et disposition d'ensemble**

Ils se divisent en deux types :

##### **▪ Les bassins secs**

Ils sont généralement vides sauf pendant la période consécutive à un orage, laquelle ne doit pas excéder quelques jours. Le fond doit avoir une pente minimale de 0.05 m/m afin d'éviter la formation des zones marécageuses. Les pentes de berges doivent être au maximum de:

- 1/6 ; si les abords du bassin sont accessibles au public ;
- 1/2 ; dans le cas contraire ;

Ce type de bassin plutôt réservé aux zones rurales est généralement plus économique que le type en eau

##### **▪ Les bassins en eau**

Ces bassins présentent un plan'eau permanente, pouvant parfois, être choisis dans le

cadre de l'aménagement d'un milieu attractif. Le tirant d'eau minimal d'un bassin en eau a été fixé à 1.5 m afin d'assurer la vie des poissons et d'éviter le développement des plantes aquatiques.

Si le bassin est intégré dans un milieu attractif, l'aménagement des berges sera, réalisé comme suit :

- Risbermes horizontales de 2 m à 4m pour raisons de sécurité;
- Parement vertical de 0,5 m à 0,75 m réalisé avec un souci esthétique;
- Talus gazonné de pente maximale de 1/6.

❖ Pour notre étude nous utilisons le bassin sec comme bassin de retenue des eaux pluviales.

### VII.2.2.3.3 Dimensionnement du bassin de rétention

Deux méthodes existent pour le calcul du bassin de rétention et qui supposent que le débit sortant est constant. Ce calcul du volume tient compte de certains paramètres qui ne sont pas négligés :

- La quantité d'eau de pluie tombée directement sur la surface du bassin
- Des apports d'eau de ruissellement recueillis en amont pendant une précipitation.
- Les sources alimentant de manière continue la retenue.
- Le débit d'évacuation destiné à d'autres utilisations (irrigation, station d'épuration).
- Les pertes d'eau par évaporation
- Les pertes d'eau par infiltration.

#### ▪ Méthode des pluies

Cette méthode se base essentiellement sur un principe hydraulique, et par conséquent, nous citons uniquement les étapes à suivre pour la détermination du volume.

- Il faut connaître la fréquence de pluie et la valeur du débit demandé.
- Détermination du volume

$$V_1 = 3600 Q t$$

Avec :

$V_1$ : volume en ( $m^3$ )

$Q$  : débit de vidange en ( $m^3/s$ )

$t$  : temps en heure.

- Le volume correspondant par hectare de surface active du bassin urbanisé est donc :  
 $V_2 = V_1 / (S \times Ca)$

Correspondant à une hauteur d'eau :  $H = (3600Q.t) / (S.Ca)$

Avec :

$H$ : en mm

$Q$ : en  $m^3/s$

$S$  : surface totale du bassin à drainer en hec ;

$t$  : temps en h;

$Ca$ : coefficient d'apport.

On peut alors reporter sur le graphique de la droite  $h(t)$  donnant, en fonction du temps, la hauteur d'eau évacuée. À partir d'une loi statistique on a établi, pour chaque intervalle de temps une courbe donnant les hauteurs de pluie correspondant à différentes durées moyennes de retour.

La différence d'ordonnée entre cette droite et la courbe enveloppe choisie donne à chaque instant la hauteur de pluie à stocker. L'écart maximal  $\Delta h$  obtenu en menant la tangente à la courbe enveloppe parallèle à OB correspond à la hauteur d'eau de pluie à stocker et le volume du bassin est donné par la formule:

$$V = 10 \cdot \Delta h \cdot S_a$$

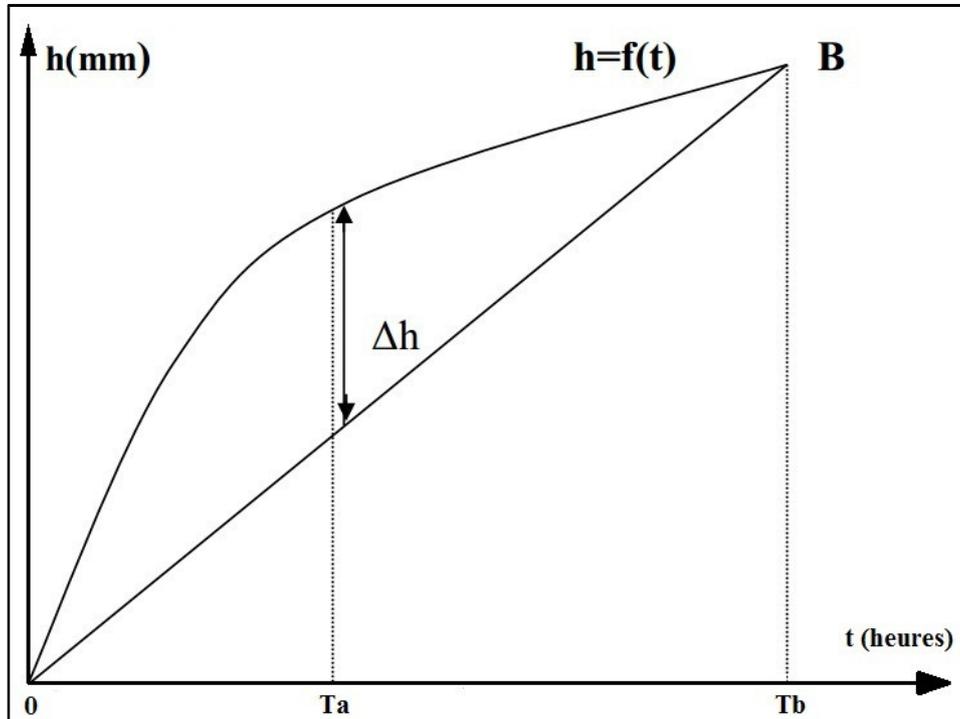


Figure VII-3 Graphe de la hauteur d'eau par rapport au temps.

Avec :

Ta : le temps de remplissage;

(Tb-Ta): le temps de vidange

#### ▪ Méthode des volumes

La détermination du volume d'un bassin peut s'effectuer selon le processus général exposé précédemment, mais en l'appliquant, cette fois, non à la courbe enveloppe, mais à chaque épisode pluvieux particulier

En ajustant les résultats trouvés à une loi statistique, on a obtenu, pour chaque débit de vidange, une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la durée de retour

Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant

$$Q = \frac{C_a \cdot S \cdot q}{360}$$

Q: débit de fuite en (m<sup>3</sup>/s)

Ca : coefficient d'apport (Ca=Sa/S)

S : surface totale en (ha)

Sa : surface active en (ha)

q : débit de fonctionnement de bassin en (mm/h)

- On détermine le débit q d'après la relation suivante :

$$q \text{ (mm/h)} = 360 Q/Sa$$

- En fonction de la période de retour choisie et en débit de fuite de q (mm/h), on détermine la hauteur d'eau ha (mm) qui est la capacité spécifique de stockage moyennant les principes hydrologiques
- On détermine le volume V moyennant, la relation :

$$V(\text{m}^3) = 10 \text{ ha Sa}$$

- On majore la valeur de V d'une valeur de 1/6 Vb, pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite lequel, les calculs sont basés ;

D'ou :

$$V_t = V_b + \frac{1}{6}V_b = \frac{7}{6}V_b$$

#### ▪ Le calcul de bassin de retenue des eaux pluviales

Nous allons reprendre la méthode de dimensionnement d'un bassin de rétention expliquée précédemment. Il est important de rappeler que cette méthode est basée sur une pluie de retour 10 ans.

#### **Le coefficient de ruissellement**

Le coefficient de ruissellement choisi pour le dimensionnement est le coefficient de ruissellement moyen sur l'ensemble du bassin versant, calculé précédemment. On définit donc Cr = 0.64.

#### **Le débit de fuite admissible à l'aval**

Nous définissons Q = 15 l/s à l'exutoire du bassin versant.

La formule nécessite une valeur en m<sup>3</sup>/s, la valeur du débit admissible à l'aval est donc Q = 0.015 m<sup>3</sup>/s.

#### **La surface active du bassin versant**

On détermine la surface active du bassin versant à l'aide du calcul effectué précédemment lors du calcul de base (S = 34.9 ha et Cr = 0.64) .

Cependant et vu le déversoir d'orage au milieu de l'agglomération, nous dimensionnerons le bassin de rétention pour la partie aval du bassin versant (S' = 15.6 ha et Cr' = 0.78).

Donc la surface active est  $S_a = S' \times Cr' = 12.168$  ha

### Calcul de la hauteur équivalente

On applique alors la formule définissant la hauteur équivalente en fonction de la surface active et du débit de fuite admissible à l'aval.

On a

$$q = \frac{360 \cdot Q}{S_a} = 0,44 \text{ mm/h}$$

### Détermination de la hauteur spécifique de stockage

À l'aide de (Annexe 02), on détermine la hauteur spécifique de stockage en fonction de la hauteur équivalente  $q$ .

On définit :  $H_a = 36$  mm

### Calcul du volume du bassin de rétention

On applique alors la formule définissant le volume en fonction de la hauteur spécifique de stockage et de la surface active :

$$V = 10 \cdot H_a \cdot S_a = 4380,48 \text{ m}^3$$

### Dimensions du bassin de rétention

On fixe une hauteur de 2.5m ; on trouve une surface de  $S = 1752.2 \text{ m}^2$ .

On prend un bassin carré avec  $L = l = 42$  m.

Comme notre bassin de rétention est accessible au public, on prend un talus de  $\frac{1}{4}$ .

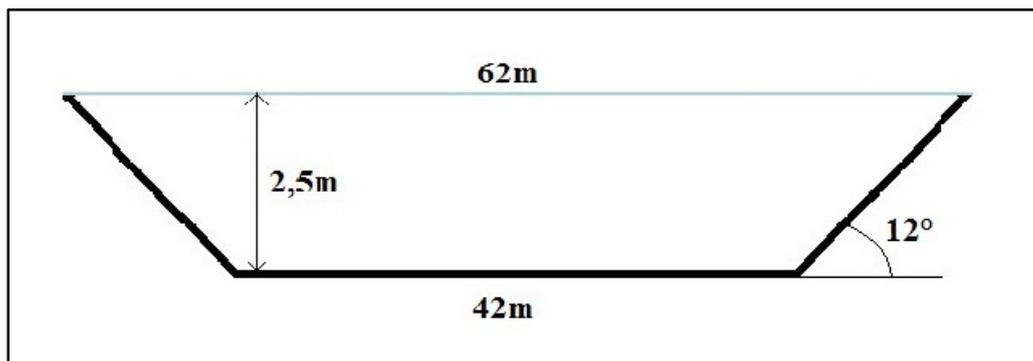


Figure VII-4 Schéma du bassin de rétention

## Conclusion

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent. Mon choix se porte sur le PVC, avec une installation d'un déversoir d'orage au milieu de l'agglomération pour réduire les diamètres à l'aval. Puis nous avons ajouté un bassin de rétention d'eau pluviale pour une utilisation ultérieure en irrigation et une dilution des eaux chargées orientées vers la Step.

## VIII. Organisation de chantier

---

### Introduction

Après la phase d'étude on passe à la réalisation du projet, ce dernier est dans la majorité des cas confié à un entrepreneur spécialisé. Le financement étant assuré par le maître d'ouvrage. Celui-ci, ou son délégué (maître d'œuvre), doit surveiller l'exécution des travaux conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels, ainsi qu'aux règles de l'art.

#### Emplacement des canalisations

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose

### VIII.1 Exécution des travaux

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

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

#### *VIII.1.1 Emplacement des jalons des piquets (piquetage)*

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

### *VIII.1.2 Exécution des tranchées et des regards*

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Économiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau. Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- Creuser au-dessous de la surface d'appui;
- Creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical;
- Creuser à une profondeur importante;
- Creuser dans la direction de la machine.

#### *VIII.1.2.1 Profondeur de la tranchée*

$$H = e + D + h$$

Avec :

H : Profondeur de la tranchée ;

e : Épaisseur du lit de sable ;

D : Diamètre de la conduite ;

h : Hauteur du remblai.

#### *VIII.1.2.2 Largeur de la tranchée*

$$B = D + 2c$$

Avec : B : largeur de la fouille au fond (m) ;

D : diamètre de la conduite (m)

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0.3m).

### *VIII.1.3 Aménagement du lit de sable*

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm ; c'est-à-dire bien gradué, de préférence soit rapproché des conditions suivantes:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 4$$

$$1 \leq \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \leq 3$$

Avec :

D : étant l'ouverture des mailles qui laissent passer 10, 30, ou 60% de l'échantillon.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaires : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

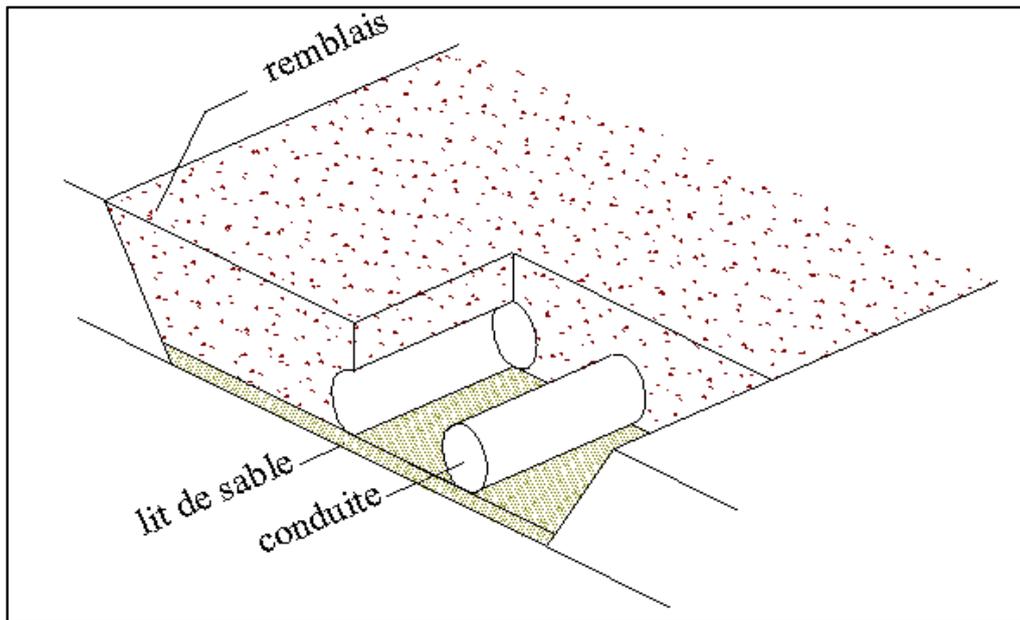


Figure VIII-1 Coupe transversale d'une tranchée

#### VIII.1.4 Pose des canalisations en tranchées

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,) qui constituent des tasseaux naturels,
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier, en sols mouvants, marécageux ou organiques, de prévoir un appui

en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,

- En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage ;
- De réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

La mise en place des conduites se fait soit par les ouvriers pour les petits diamètres soit par des engins appropriés « pipelayers »



Figure VIII-2 Pose de la canalisation

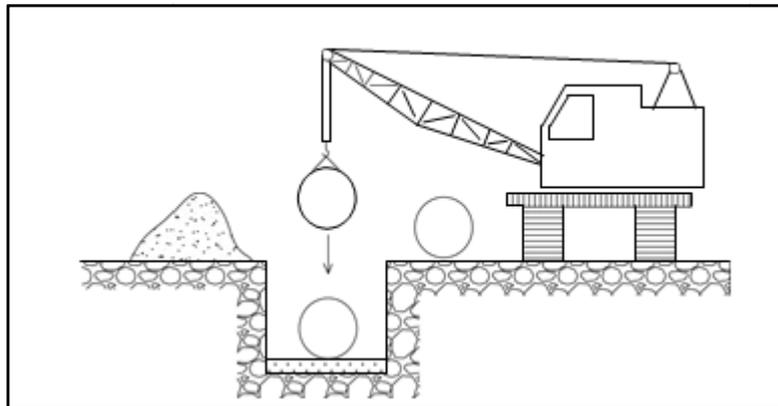


Figure VIII-3 Le pipelayers (pose de la canalisation)

### *VIII.1.5 Assemblage des conduites*

Le collage des conduites se fait par collage à l'aide d'un adhésif spécial pour le PVC, les joints techniques sont montés, bloqués et sertis en usine : ce qui assure une étanchéité totale.

Les extrémités mâles des tubes sont chanfreinées : ce qui fiabilise nos installations.



Figure VIII-4 La mise en place de l'adhésif à l'aide d'un pinceau

### *VIII.1.6 Réalisation des regards*

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, la profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, la réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, on peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard;
- Exécution de la couche du béton de propreté;
- Ferrailage du radier de regard;
- Bétonnage du radier;
- Ferrailage des parois;
- Coffrage des parois;
- Bétonnage des parois;
- Décoffrage des parois;
- Ferrailage de la dalle;
- Coffrage de la dalle;
- Bétonnage de la dalle;
- Décoffrage de la dalle.
- Remblaiement et compactage des tranchés

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

Vu que nos conduites sont en PVC le remblayage est une partie très délicate dans notre projet. Pour ne pas endommager nos conduites, un remblayage par couche est recommandé afin d'éviter tous problèmes de force agissantes sur nos conduites.

## VIII.2 Choix des engins

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

### ▪ Pour l'excavation des tranchées:

On utilise une pelle équipée en rétro. Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants:

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

### ▪ Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Backhoe loader)

### ▪ Pour le compactage

Pour le compactage on utilisera deux appareils :

- Un mini compacteur pour les premiers travaux de compactage
- Un rouleur lisse

### VIII.3 Devis quantitatif et estimatif

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

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

- **Volume de la couche de terre végétale :**

Dans notre agglomération, il y'a absence de terre végétale. Donc nous allons passer directement au calcul suivant.

- **Volume des déblais des tranchées :**

$$V_d = B.L.H$$

$V_d$  : Volume des déblais des tranchées en( $m^3$ ).

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

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

H : Profondeur de la tranchée en(m).

- **Volume du lit de sable :**

$$V_{ls} = e.L.B$$

$V_{ls}$  : Volume du lit du sable en( $m^3$ ).

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

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

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

- **Volume occupé par les conduites :**

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4$$

$V_{cdt}$  : Volume occupé par les conduites en( $m^3$ ).

L : Longueur totale de la tranchée en (m)

D : Diamètre de la conduite en(m).

- **Volume du remblai:**

$$V_r = V_{deb} - [ V_{condt} + V_{ls} ]$$

$V_r$  : Volume du remblai en( $m^3$ ).

- **Volume excédentaire :**

$$V_{excé} = V_f - V_{rem}$$

$V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire en(m<sup>3</sup>).

$V_f$  : Volume du sol foisonné en(m<sup>3</sup>) tel que ( $V_f = V_{deb} \cdot K_f$ )

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol, présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 Coefficient de foisonnement

Terrain	Foisonnement
Argile, limon, sable argileux	1.25
Grave et sable graveleux	1.10
Sols rocheux altérés	1.30
Sol meuble	1.35

❖ Notre coefficient de foisonnement est de 1.25.

Les différents volumes sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau VIII-2 Volumes de travaux

Les volumes	V deb (m <sup>3</sup> )	V condit (m <sup>3</sup> )	V Ls (m <sup>3</sup> )	V remb (m <sup>3</sup> )	V excéd (m <sup>3</sup> )
La somme	6621.1	520.90	400.27	5534.93	1346.78

Tableau VIII-3 Devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Travaux	Unité	Prix unitaire (Da)	Quantité	Montant (Da)
	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m3	300	6621.1	1 986 330.00
2	Pose du lit de sable	m3	1500	400.27	600 405.00
3	Remblai de la tranchée	m3	300	5534.93	1 660 479.00
4	Évacuation des déblais excédentaires	m3	160	1346.78	215 484.80
	Canalisation				
1	D 315	M	1829.17	2220	4 060 757.40
2	D 400	M	2946.39	786.42	2 317 100.02
3	D 500	M	4619.92	618.5	2 857 420.52
4	D 630	m	7271.98	410.25	2 983 329.80
5	Conduite de refoulement	m	8278.86	3000	24 836 580.00
	Construction				
1	Regards	u	16000	69	1 104 000.00
2	Déversoir d'orage	u	20000	2	40 000.00
3	Siphon	m	1800	30	54 000.00
4	Bassin de rétention	u	300000	1	300 000.00
				HT	43 015 886.54
				TVA 19%	8 173 018.44
				TTC	51 188 904.98

- ❖ Donc le devis estimatif de notre projet est de cinquante et un millions cent quatre vingt huit milles neuf cents quatre dinars algériens. Cela équivaut à environ 5.1 milliards de centimes.

## VIII.4 Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit déposé.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. Constructions des ouvrages annexes ( le bassin de retenue, DO.)
- H. Assemblage destuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai déstranchées.
- K. Travaux définition.

Tableau VIII-4 Détermination des délais.

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	00	15	15	15	15	0
C	55	15	70	15	70	0
D	20	70	90	90	110	20
E	40	70	110	110	110	0
F	20	70	90	90	110	20
G	30	70	100	70	110	40
H	15	110	125	110	125	0
I	15	125	140	125	140	0
J	20	140	160	140	160	0
K	20	160	180	160	180	0

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

❖ Le chemin critique est : A-B-C-E-H-I-J-K.

## Conclusion

L'étude estimative des volumes des travaux nous permet d'établir une estimation du coût total du projet. Qui est de cinquanteet un millions cent quatre vingts huit milles neuf cents quatre dinars algériens.

Avec une durée de réalisation de 180 jours.

## Conclusion générale

---

A la lumière de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, de la nature et de la quantité d'eau à évacuer, ainsi que du plan d'urbanisation de l'agglomération.

Pour l'agglomération en question, l'évaluation des débits des eaux pluviales, elle s'est faite par la méthode rationnelle, et les autres types de débits (domestiques, service public...) qui ont été déterminés selon la répartition de la population.

Pour ce qui est des conduites, nous avons utilisé des collecteurs en PVC pour le réseau, et le PEHD qui a une excellente étanchéité pour la conduite de refoulement. Ces deux types de conduites se caractérisent par une grande facilité de pose, une bonne résistance mécanique et chimique en plus de leur disponibilité sur le marché nationale.

Pour les éléments du réseau d'égout ; j'ai projeté des regards de visite, de jonction et de chute, puis un bassin de rétention pour avoir un bon fonctionnement de la station d'épuration. Cette eau stockée peut être utilisée pour l'irrigation.

Cette étude permet une amélioration de l'hygiène de la cité par rapport aux eaux usées. Aussi d'épargner la population des éventuelles inondations par les eaux pluviales. Enfin, pour un fonctionnement durable et efficace du réseau, une bonne gestion et exploitation de ce dernier s'impose.

## Références bibliographiques

---

- [1] : A.LENCASTRE, « Hydraulique générale », 2008, 5<sup>ème</sup> Edition, Page : 507-509 ;
- [2] :SALAH Boualem / Polycopies d'assainissement 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> année / ENSH 2014 ;
- [3] : BENBOUABDELLAH Mounir mémoire de fin d'étude d'assainissement Dimensionnement du réseau d'assainissement de la commune El Houdjira (w.Ouargla) 2017 ;
- [4] : Cour Calcul des conduites Mr Ammari Ensh/2014 ;
- [5] :B.TOUAIBIA, «Manuel pratique d'hydrologie », mars 2004, Page : 33-34 ;
- [6] : Catalogue technique de l'entreprise de CHIALI, « Le tube PVC en assainissement » ;
- [7] : Cours de station de pompage Mme Mokrane Ensh/ 2016 ;
- [8] : R.BOURRIER, « Les réseaux d'assainissement »,1997, Page : 88-89;
- [9] : Design of Sanitary and Storms Sewers,1970;
- [10] : Normes suisses SNV (Service National des Vocations), 640 351 ;
- [11] : Bureau d'étude AH2E (w.Alger) / Rapport explicatif.

# Annexes

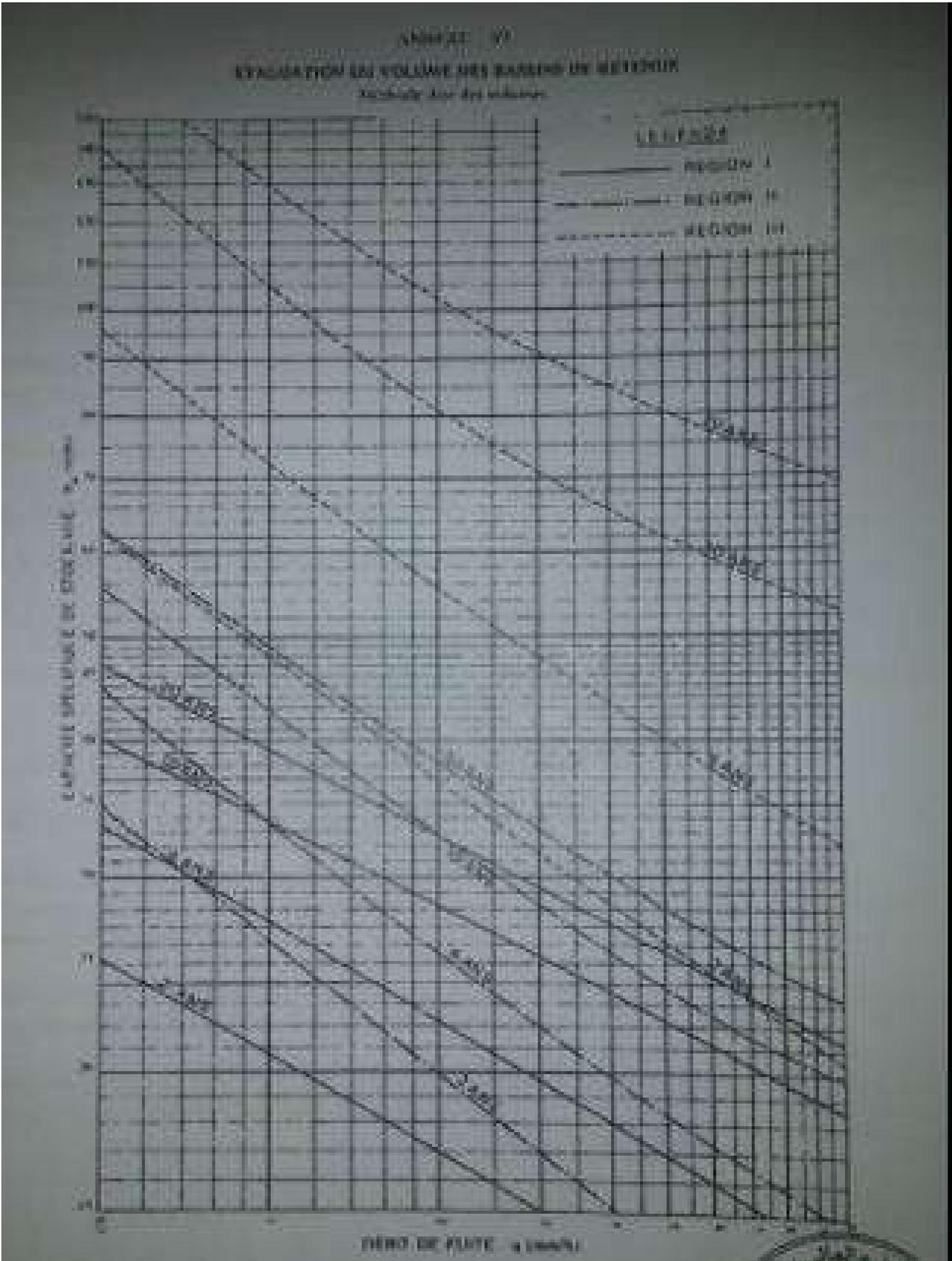
## Annexe 01 :

Série pluviométrique (en mm) (station du barrage de Keddara) :

années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	Aout	Pj max	Annuelle
1975-76	8	9,1	30,6	27,3	35,7	32,4	6	10,8	27	7,2	8,4	12,4	35,7	214,9
1976-77	0	15	34,8	0	17	15,8	18,2	53,7	19,3	5,2	2,8	0	53,7	181,8
1977-78	6,9	6,8	34,2	3,5	28,8	20,7	29,5	60	42,3	4,3	0	0	60	237
1978-79	7,3	26,5	25,8	14,7	16	39,4	75	12,4	3	0,5	0	7	75	227,6
1979-80	46	18,5	27	41,9	32,4	21,6	44,9	56,7	24,6	2,3	0	0	56,7	315,9
1980-81	0,4	12,7	19,9	59,1	22,8	20,5	22,3	13,6	38	0,9	0	14	59,1	224,2
1981-82	5,3	26,8	7,4	39,2	36,9	24,6	4,9	10	17,5	24,2	0	0	39,2	196,8
1982-83	37	29,5	39,3	24,4	1,2	27,4	14,5	9,2	2,4	0	13,5	0,4	39,3	198,8
1983-84	0	19,3	7,6	27	55,4	67	12,8	19,7	32,3	15,3	0	0	67	256,4
1984-85	15,2	47,8	19,8	36,8	26,5	18,5	42,5	4,3	37,4	3,4	0	0	47,8	252,2
1985-86	32,8	14,7	70,3	15,7	17,2	41,9	56,4	13,4	0,3	15,8	8,8	1,2	70,3	288,5
1986-87	8,8	14,9	14,2	68,6	19,9	37,5	5,3	0	0	17,5	0	0	68,6	186,7
1987-88	10,5	17,5	23	21,5	17	8,3	34,8	10,3	25,2	15,6	0,2	0	34,8	183,9
1988-89	34	3,5	43	73	15,2	18	16,3	27,8	9,4	3,5	3	4,9	73	251,6
1989-90	4,9	22,5	7,5	24	19,5	0	8	15,5	25,5	3,5	15	0	25,5	145,9
1990-91	1	10	28	29	22,5	29	25,3	10,3	21,5	3	0	3,8	29	183,4
1991-92	0	0	0	2,3	76,6	18	27,5	42	41,5	16	2	0	76,6	225,9
1992-93	9,5	37	86	18	16	39	6,5	21	17	0	0	1,5	86	251,5
1993-94	17	24	28,5	33,5	60	12	0,5	29,5	3,5	0	3,2	0	60	211,7
1994-95	21	38	37,5	28	68	22,3	20,8	9,1	0	7,3	0	9,2	68	261,2
1995-96	22,5	12,9	10,8	12,4	24,3	54,3	28	62	11	44	4	1	62	287,2
1996-97	40	45,5	12,5	13	10,5	14,5	8	14,5	18	3,5	1,5	12,2	45,5	193,7
1997-98	32,5	44	35	31,5	13,9	35	18	35	42	2,5	0	2	44	291,4
1998-99	10	35	25,3	39,5	48,5	45	20	11,3	65,8	4	0	5	65,8	309,4
1999-00	38	17,7	25	43	3	2,5	7,5	8	65,8	0,8	1	0	65,8	212,3
2000-01	5,5	14,5	19,8	27,8	44	17	0	16	5	0	0	1,3	44	150,9
2001-02	9,6	0,5	19	22	18,5	6	26,5	11,2	7,5	0	1,3	24,5	26,5	146,6
2002-03	8,8	83,2	31	56	48	33,3	13	69	10,8	0,5	0	0	83,2	353,6
2003-04	8	16,9	18,5	30,6	46,5	23	31,2	25,2	57	6,6	2	0	57	265,5
2004-05	6,5	31	46,5	45	35	20,4	11	12	1,7	0	0	1,3	46,5	210,4
2005-06	30,5	28,5	21,5	24	25,5	31,4	14,8	2,1	70	2,5	0	1	70	251,8
2006-07	7,6	7,2	19,4	42,5	4,5	13,3	41	43	10	5	1,5	5	43	200
2007-08	41	43	91,5	24	5,5	4,2	27,5	43,5	18	3	6	0	91,5	307,2
2008-09	26	13	39,2	22,5	30	7,8	15	23	8,2	2,1	0	3	39,2	189,8
2009-10	26,5	11	42	24	27,7	10	50	21	10,7	5,5	0	16	50	244,4
2010-11	16	22,4	27	32	20,5	33	29,5	27,2	47	20	0,5	1	47	276,1
2011-12	8,5	24,5	43	26,5	35	34	26,3	41,5	11	0	0	25	43	275,3
2012-13	2,5	63	11	7,9	20,5	27,5	11,3	25	57	4	0	5	63	234,7
2013-14	11	9,2	27,6	36,4	15	14,4	38,5	2,1	4	48,6	0	0	48,6	206,8
2014-15	49,1	16,5	11,5	79	25,3	20	37,5	14,3	4,5	0	0	6	79	263,7

# Annexe 02 :

Evaluation du volume des bassins de retenue



## Annexe 04 :

Images de la station de refoulement n°4 :

La bache d'eau de la station



L'intérieur de la station de refoulement



## Annexe 03 :

Fiche technique de la pompe choisie

### Type de pompes Amarex KRT K 150-401/954XNG-S

#### Caractéristiques techniques

Débit	663	m <sup>3</sup> /h	Fluide	
Hauteur mano.	34,2	m	Densité	0,99819 kg/dm <sup>3</sup>
Vitesse de fonctionnement	1450	1/min	Viscosité	1,0004 mm <sup>2</sup> /s
Puissance absorbée	74,4	kW	Température	20 °C
Rendement	82,7	%		
NPSH requis de la pompe	9,27	m		
Hauteur manométrique H(Q=0)	61,5	m		
Plage d'utilisation	Hauteur mano.	Débit		
	De	m	m <sup>3</sup> /h	
	A	m	m <sup>3</sup> /h	

#### Type de construction

Constructeur	KSB	Type de roue	Roues multicanales	
Type de construction	Pompe submersible		Fermé	
Gamme	Amarex KRT K	Diamètre de roue	401	mm
Taille	150-401		Maxi.	404 mm
Nombre d'étages	1		Min.	310 mm
Numéro de courbe	K42484/3	Passage libre	80	mm
Paliers	Paliers à roulement			
Nombre de paliers	3			
Lubrification	Lubrification à la graisse, renouvellement sans démontage			
Tubulure d'aspiration	Pression nom .	---		
	Diamètre nom . de conduite	DN 150		
	Normalisé	---		
Tubulure de refoulement	Pression nom .	PN 16		
	Diamètre nom . de conduite	DN 150		
	Normalisé	EN 1092-2		
Tubulure d'aspiration : pompe, tubulure de refoulement : coude à bride				

#### Matériaux

Carter de pompe	Fonte grise EN-JL1040
Couvercle de pression	Fonte grise EN-JL1040
Roue	Fonte grise EN-JL1040
Arbre	Acier inoxydable EN-1.4021+QT800
Support de palier	Fonte grise EN-JL1040
Carter moteur	Fonte grise EN-JL1040
Vis, écrous	Acier inoxydable EN-1.4571 (A4)
Douille protection arbre	Acier inoxydable EN-1.4021+QT800
Bague à fente	Fonte grise EN-JL1030
Bague à bille	--
Anneaux toriques	Caoutchouc nitrile

## Type de pompes

## Amarex KRT K 150-401/954XNG-S

### Garniture d'arbre

Type  
Arrangement:  
Seal on medium side  
Garniture mécanique côté pompe  
Garniture mécanique côté palier

Double garniture mécanique d'étanchéité  
Tandem  
with elastomer bellows  
Carbure de silicium /carbure de silicium  
Carbone / carbure de silicium

### Surveillance

Protection thermique du bobinage  
Protection contre l'explosion  
Surveillance compartiment moteur  
Surveillance chambre de fuite  
Surveillance température paliers

Par interrupteur bimétal ou thermistances  
Par thermistances à coefficient positif de température (uniquement EEx)  
Par électrode conductrice anti-humidité  
Par interrupteur flottant  
Par Thermomètre de résistance PT100

### Enduit

Préparation  
Procédure par projection  
Apprêt  
Epaisseur de la couche sèche  
Couche de finition  
Teneur en matières solides  
Epaisseur de la couche sèche  
Coloris

Sa 2 1/2 to ISO 8501-1 / ISO 12 944-4 DIN 55928, Part 4  
Grenaillage  
Phosphate ou poussière de zinc  
> 35 micromètres  
Résine d'époxy deux composants  
> 82 %  
> 150 micromètres  
Bleu ultra marine (RAL 5002 selon DIN 6174)

### Installation

#### INSTALLATION

Type d'installation:

Installation immergée avec dispositif pour  
accouplement automatique de la pompe  
avec le tuyau coudé à bride

Section nominale tuyau coudé à bride:

DN 150

Brides selon:

EN 1092-2, PN 16

Fixation:

Vissée à la pompe

Profondeur de montage:

4,5 m

Dispositif de guidage:

Guidage par câble

Divergence verticale autorisée:

+/- 5 degrés

Moyen de levage:

Chaîne de levage en acier galvanisé

Long. du moyen de levage:

5 m

Oeillets de levage:Toutes 1 m

Pièces:

Tuyau coudé à bride,  
Eléments de fixation,  
Fixation, console, moyen de levage  
Câbles de guidage

Matériaux:

Tuyaux coudés à bride:

Fonte grise EN-JL1040

Fixation:

Fonte grise EN-JL1040

Console:

Acier inoxydable EN-1.4571

Câble de guidage:

Acier inoxydable EN-1.4401

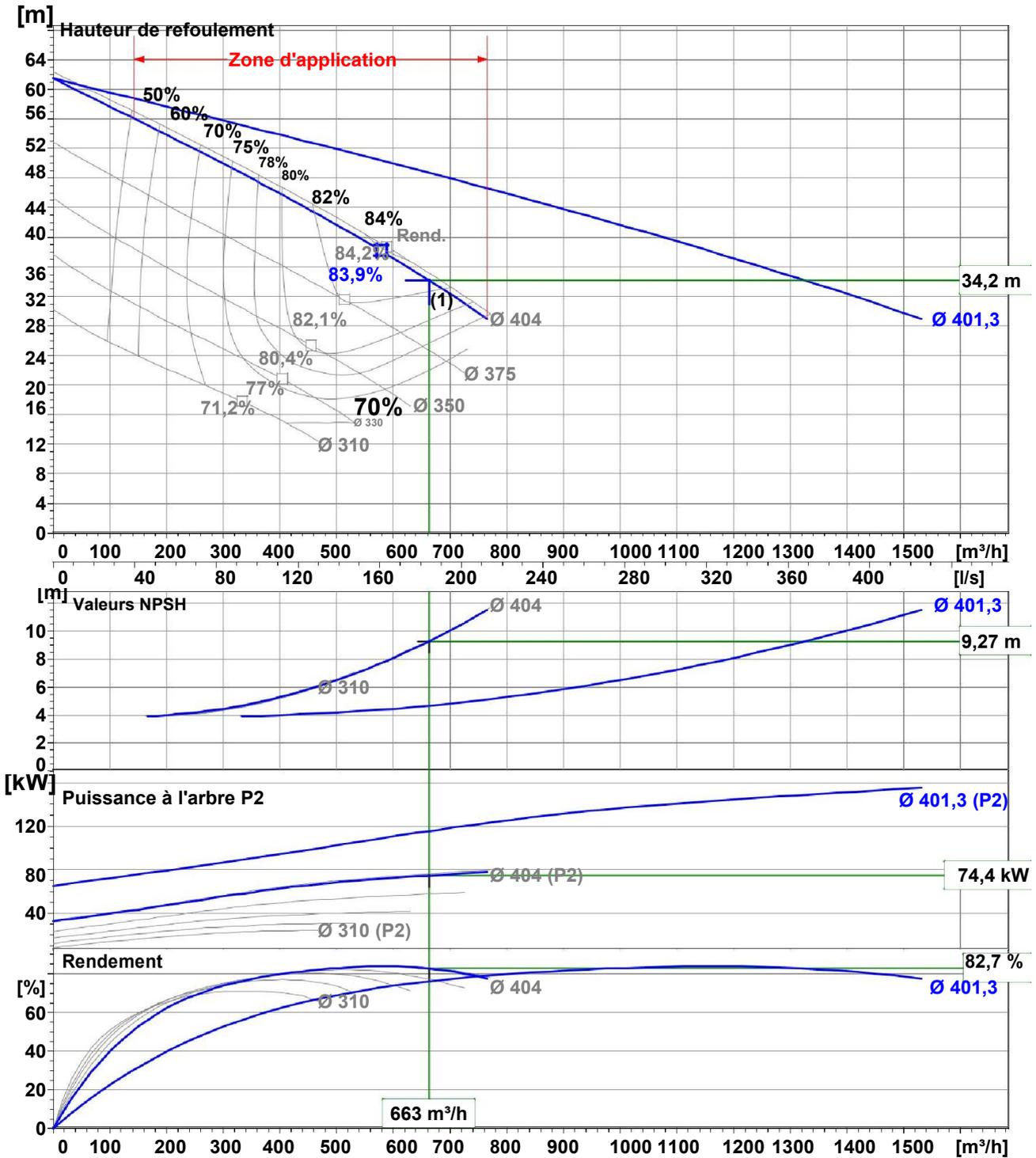
Moyen de levage:

Acier galvanisé EN-10038 + Z (A 283 niveau B galv.)

# Courbe de performance

Type de pompes

**Amarex KRT K 150-401/954XNG-S**



Type de roue	Roues multicanales	Densité	Fermé	Numéro de courbe	K42484/3
Passage libre	80 mm	Viscosité	1,00 kg/dm <sup>3</sup>	Fréquence	50 Hz
Diam. de roue	401 mm		1E0 mm <sup>2</sup> /s	Vitesse	1450 1/min

## Fiche technique - Données moteur

### Type de moteur **954XNG**

Constructeur moteur	KSB	Tension nominale	400	V
Exécution standard	-	Fréquence du réseau	50	Hz
Indice de protection	IP68	Puissance nominale P2	90	kW
Classe d'isolation	H	Intensité nominale	176	A
Température du réfrigérant	< / = 40 °C (104 °F)	Vitesse nominale	1450	1/min
Mode de démarrage	Direct	Couple au démarrage	6,7	
Nr. démarrages/heure	10	Intensité de démarrage	1180	A
		Tension maxi	420	V
		Tension mini	380	V
Carter moteur	Fonte grise EN-JL1040			
Protection antidéflagrante	ATEX II 2G, EEX dIIB T3			
Type de pompes	Amarex KRT K 150-401/954XNG-S			

Charge	P1 kW	P2 kW	eta %	cos phi	I A
4/4	98,02	90,0	91,8	0,8	175,9
3/4	73,96	67,5	91,3	0,76	141,1
2/4	49,48	45,0	90,9	0,64	112,0
1/4	26,36	22,5	85,4	0,42	91,0

Câble d'alimentation	2 x S1BN8-F 4G35	Diamètre	30,30..32,30 mm
Câble de commande	1 x S1BN8-F 10G1.5	Diamètre	15,90..16,90 mm
Câble, enveloppe externe	Caoutchouc synthétique imperméable		
Long. Conduite	10 m		

