

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرابوي"

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Dimensionnement du réseau d'assainissement du nouveau
pôle urbain de la ville El Omaria (W.MEDEA)**

Présenté par :

MELIKAOUI Mohamed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
KHETTAL Tahar	Professeur	Président
KADI Latifa	M.A.A	Examineur
BAGHRICHE Lilia	M.C.B	Examineur
TAFAT Leila	M.A.A	Promotrice

Session septembre 2021

Dédicace :

Je dédie ce travail

À ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui

*Particulièrement à mes très chers parents que je ne pourrais
jamais assez les remercier car leur affection, leur bienveillance et
leur présence à mes côtés sont la source de ma force.*

A mes chères sœurs et mes chers frères

Une spéciale dédicace à ma grand-mère et ma grande famille

A mes amis

et tous ceux qui m'aiment et qui m'aident

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

Que dieu vous garde pour moi.

Mohamed

Remerciement :

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.

Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donné cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Ainsi que mes chers frères et sœurs qui ont toujours étaient là pour moi.

Toute ma gratitude à ma promotrice M^{me} L.TAFAT pour sa disponibilité, son aide et ses conseils.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Ainsi que toutes mes gratitudes à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation.

Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

ملخص :

تهدف هذه المذكرة أساسا إلى تصميم شبكة الصرف الصحي للقطب الحضري الجديد بالعمارية (ولاية المدية) . في هذا الصدد اخترنا نظام موحد لتصريف مياه الأمطار و مياه الصرف الصحي إلى المجرى المائي .

فبعدما جمعنا كل المعطيات اللازمة لتحقيق هذا المشروع ، قمنا بتقدير حجم تدفقات المياه الواجب تصريفها ثم قمنا بحساب الأبعاد وتنفيذ مخطط الشبكة ، إضافة إلى تقييم المشروع من الناحية الاقتصادية وذلك بتقدير التكلفة الإجمالية .

Résume :

La projection d'un réseau d'assainissement du nouveau pole urbain d'El Omaria (W.MEDEA) , fait l'objet de notre mémoire. Dans le but de réalisation d'une ville exemplaire pour un environnement agréable, nous avons opté pour un système unitaire, pour évacuer les eaux usées et les eaux pluviales vers le milieu naturel.

Une fois avoir rassemblé toutes les données nécessaires pour ce travail, nous avons entamer l'estimation des débits à évacuer en premier lieu, puis le dimensionnement et le tracé des réseaux. De plus nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif.

Abstract:

The design of a sanitation network for the new urban pole of El Omaria (MEDEA province) is the object of our dissertation. In order to realize an exemplary city for a pleasant environment, we opted for a unitary system to evacuate wastewater and rainwater to the natural environment.

Once we have gathered all the necessary data for this work, we have estimated the flows to be evacuated, then the sizing and layout of the networks. In addition, we have prepared a quantitative and estimative cost.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.Introduction.....	2
II. Situation géographique	2
II.1. Relief	4
II.2. Climatologie.....	4
II.3. Géotechnique.....	4
II.4. Hydrologie.....	4
II.5. Séismicité.....	4
III. Situation hydraulique.....	5
III.1. Ressources en Eau.....	5
III.2. -Assainissement actuel.....	7
III.2. 1-Système d'assainissement.....	7
III.2. 2- Caractéristiques du réseau d'assainissement.....	7
III.2. -3- Matériaux des conduites.....	7
IV .Situation démographique.....	7
Conclusion.....	8

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction.....	9
-------------------	---

I. La série des données pluviométriques	9
II. Homogénéisation des données	11
III. Etude des précipitations maximales journalières	14
III.1. Caractéristiques empiriques de la série	15
III.2. Ajustement de la série	15
III.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel	16
III.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)	17
III.2.3. Ajustement à la loi GEV	19
III.2.4. Choix de la loi d'ajustement	20
III.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée	22
IV. Intensité moyenne maximale	25
Conclusion	25

CHAPITRE III : ELEMENTS DE BASE

Introduction	26
I. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement.....	26
I.1 Système séparatif	26
I.2 Système unitaire.....	27
I.3 Système pseudo- séparatif	28
II. Choix du système d'évacuation	30
III. Différent schéma d'évacuation.....	31
III.1 Schéma perpendiculaire.....	31
III.2 Schéma par déplacement latéral.....	31
III.3 Schéma de collecteur par zones étagées.....	32
III.4 Schéma radial.....	32
III.5 Schéma à collecte transversale oblique.....	33

IV. Choix du schéma d'évacuation.....	33
V. Principe du tracé du réseau.....	33
VI. Evaluation du coefficient de ruissellement	34
VI.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation	34
VI.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.....	35
VI.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence	35
VI.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces	35
VII. Calcul de la population de chaque sous bassin.....	36
VII.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins.....	36
VII.2 Choix de la limite des surfaces élémentaires (sous bassins).....	36
VII.3 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total	37
VII.4 Calcul de nombre d'habitants de chaque sous-bassin.....	37
VII.5 Calcul de la densité partielle	37
Conclusion.....	38

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Introduction.....	39
I. Origine et nature des eaux à évacuer.....	39
I.1. Les eaux usées	39

I.1.1. Les eaux usées domestiques	39
I.1.2. Les eaux usées des services publics	40
I.1.3. Les eaux usées industrielles	40
I.1.4. Les eaux parasites	40
I.2. Les eaux pluviales	41
II. Estimation des débits des eaux usées	41
II.1. Débits des eaux usées domestiques	42
II.1.1. Débit moyen journalier.....	42
II.1.2. Débit de pointe	42
II.2. Débits des eaux usées des établissements publics.....	43
II.2.1. Débit moyen journalier	43
II.2.2. Débit de pointe	44
II.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer.....	45
III. Estimation des débits des eaux pluviales	46
III.1. La méthode rationnelle	46
III.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité.....	47

III.1.2. Validité de la méthode rationnelle	47
III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle	48
III.1.4. Temps de concentration	48
III.1.5. Critique de la méthode rationnelle	49
III.2. La méthode superficielle	49
III.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot	50
III.2.2. Validité de la méthode superficielle	51
III.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence.....	51
III.2.4. Critique de la méthode superficielle.....	52
III.3. Choix de la méthode.....	53
III.4. Calcul des débits pluviaux	53
Conclusion	54

CHAPITRE V : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction	55
I. Conditions d'implantation des réseaux	55
II. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	55
III. Mode de calcul	56
Conclusion	57

CHAPITRE VI : LES ELEMENTS DU RESEAU D'EGOUT ET OUVRAGES ANNEXES

Introduction	58
I. Les ouvrages principaux	58
I.1. Les canalisations	58
I.2. Formes et sections de conduites.....	58

I.3. Critères du choix de conduite.....	58
I.4. Types de matériaux.....	59
I.4.1. Conduite en fonte.....	59
I.4.2. Conduite en amiante ciment.....	59
I.4.3. Conduite en grés.....	60
I.4.4. Conduite en matière plastique.....	60
I.4.5. Conduite en béton armé	61
I.5. Les essais de conduites préfabriqués.....	62
I.5.1. Essai à l'écrasement	62
I.5.2. Essai d'étanchéité	62
I.5.3. Essai de corrosion (chimique)	63
I.6. Les remèdes.....	63
I.7. Pose de canalisation.....	63
I.7.1. Les conditions de pose	63
I.7.2. Les modes de pose	63
II. Les ouvrages annexes	65
II.1. Les ouvrages normaux.....	65
II.1.1. Les branchements particuliers.....	65
II.1.2. Les bouches d'égout.....	65
II.1.3. Les regards	66
II.2. Les ouvrages spéciaux.....	68
Conclusion	68

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET

Introduction	69
I.Les étapes de réalisation du projet	69
I.1. Manutention et stockage des conduites.....	69
I.1.1. Manutention	69
I.1.2. Stockage	69
I.2. Décapage de la terre végétale.....	69
I.3. Exécution des tranchées et des fouilles des regards.....	69
I.4. Aménagement du lit de sable	70
I.5. Emplacement des piquets.....	70
I.6. Pose des canalisations	70
I.7. Assemblage des canalisations.....	70
I.8. Essai d'étanchéité.....	71
I.9. Réalisation des regards.....	71
I.10. Réalisation des branchements	71
I.11. Remblayage et compactage	72
II.Choix des engins	72
III.Détermination des différents volumes des travaux	74
III.1. Volume du décapage de la couche végétale.....	74
III.2. Volume du déblai des tranchées	75
III.3. Volume occupé par le lit de sable	75
III.4. Volume occupé par les conduites.....	75

III.5. Volume de l'enrobage	75
III.6. Volume du remblai de protection.....	76
III.7. Volume excédentaire	76
IV. Devis quantitatif et estimatif	77
Conclusion	78
CONCLUSION GENERALE.....	79

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Fig I. 1: Limites Administratives de la commune d'El Omaria	3
Fig I. 2: Limites géographique de la zone d'étude.....	3
Fig I. 4: Localisation des Forages d'El Omaria.	5
Fig I. 3: Carte de zonage sismique du territoire National.....	6

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel.....	17
Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale.....	18
Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV.....	20

CHAPITRE III : ELEMENTS DE BASE

Figure IV.5 Schéma par déplacement latéral.....	27
Figure IV.6 Schéma de collecteur par zones étagées.....	27
Figure IV.8 Schéma à collecte transversale oblique.....	28
Figure IV.7 Schéma de collecteur par zones étagées.....	31

CHAPITRE VI : LES ELEMENTS DU RESEAU D'EGOUT ET OUVRAGES ANNEXES

Figure VI-4 : Joints sur tuyaux en amiante ciment.....	32
Figure VI-5 : Joints sur tuyau en grès.....	32
Figure VI-6 : Joints sur tuyaux en béton.....	33
Figure VI-7 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire.....	59
Figure VI-8 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain.....	60
Figure VI-9 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais.....	62
Figure VI-10 : Exemple d'un branchement simple.....	64
Figure VI-11 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.....	64
Figure VI-12 : Exemple d'un regard simple.....	64

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET

Figure VII-13 : Pose du lit de sable.....	70
Figure VII-14 : Niveleuse.....	73
Figure VII-15 : Bulldozer.....	73
Figure VII-16 : Pelle à chenille.....	73
Figure VII-17 : Chargeuse.....	74
Figure VII-18 : Compacteur à rouleaux lisses.....	74

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tab I. 1: Liste des ressources en eau de la zone d'El Omaria.....	6
---	---

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique d'EL OMARIA.....	10
Tableau II-2 : La série pluviométrique (station d'EL OMARIA) 1970-2015.....	12
Tableau II-3 : Résultats du test de la médiane.....	13
<i>Tableau II-4 : Calcul des paramètres du test de la médiane.....</i>	<i>15</i>
Tableau II-5 : Les caractéristiques de la série pluviométriques.....	16
Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).....	18
Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran).....	19
Tableau II-8 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).....	21
Tableau II-9 : Résultat du test de Pearson χ^2	23
Tableau II-10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensité.....	29

CHAPITRE III : ELEMENTS DE BASE

Tableau III.11 Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	34
Tableau0 III.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation.....	35
Tableau III.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.....	35
Tableau III.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.....	35
Tableau III.5 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	37
Tableau III.6 Coefficient de ruissellement des sous-bassins.....	38
Tableau III.7 Répartition de la population.....	43

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

TableauIV-12: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.....	44
Tableau IV-13 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin.....	46
Tableau IV-14 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.....	52
Tableau IV-15 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot.....	53
TableauIV-16 Évaluation des débits pluviaux pour chaque sous-bassin	53
Tableau IV- 6 Évaluation des débits totaux de notre agglomération bassin.....	53

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET

Tableau VII-17 : Devis quantitatif et estimatif du réseau	77
---	----

LISTES DES PLANCHES

Planche n°1/4 : Levé topographique du nouveau pole urbain de la ville El Omaria .

Planche n°2/4 : Plan de masse avec le réseau d'assainissement projeté du nouveau pole urbain de la ville El Omaria .

Planche n°3/4 : profil en long du collecteur principal.

Planche n°4/4 : les éléments constitutifs du réseau d'égout.

LISTE DES ANNEXES

Annexe n°01 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement .

Annexe n°02 : Abaque (Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif -canalisation circulaire-)

Annexe n°03 : Abaque(Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage -ouvrage circulaire-)

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'assainissement est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement en supprimant toute cause d'insalubrité. Il est composé de différentes phases allant de la collecte à l'évacuation par voie hydraulique des eaux usées et pluviales à travers un réseau bien dimensionné, assurant le rejet dans un exutoire, dans le but de protéger la santé humaine, conserver la faune et la flore et enfin préserver l'environnement.

De nos jours, la wilaya de MEDEA connaît, comme toutes les grandes villes du pays, une explosion dans le domaine de construction de logements aussi bien sociaux qu'autres. Ce qui entraîne inévitablement une production croissante de rejets, et nécessite donc une évacuation convenable des eaux usées et également des eaux pluviales.

C'est donc dans ce sens que nous avons élaboré ce mémoire, qui est axé sur le dimensionnement du réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain de la ville d'El Omaria située au nord de la Wilaya de MEDEA.

Dans notre travail, nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, on fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 165 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en raison de la topographie du site, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées et les eaux pluviales vers le cours d'eau.

Nous avons choisi des conduites en béton pour tout le réseau vu ses avantages (bonne étanchéité, bonne résistance mécanique, bonne stabilité dans les tranchées, ainsi pose et assemblage facile.)

En fin, nous avons élaboré le devis quantitatif et estimatif de notre projet après le calcul des volumes des différents travaux exécutés.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I. Introduction:

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement , l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- les données naturelles du site.
- les données correspondant à l'agglomération et à son développement futur.

II. Situation géographique :

La wilaya de Médéa est située au Nord de l'Algérie, Le Chef-lieu de la wilaya est à 88 km à l'Ouest de la capitale.

La commune d'El Omaria se trouve à 40 km à l'est du chef-lieu de Médéa, au point de croisement des coordonnées 36°18'14''Nord et 3°00'36''Est. Elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Hammam Melouane dans la wilaya de Blida.
- Au Nord-est par la commune de Baata .
- A l'Est et au Sud-est par la commune de Sidi Naamane .
- Au Sud et au Sud-ouest par la commune de Ouled Brahim .
- A l'Ouest par la commune de Ouzera .
- Au Nord-ouest par la commune d'El Hamdania .

Le périmètre communal couvre une superficie de 115 Km² et se présente comme relativement montagneux surtout dans sa partie centrale où l'altitude culmine à 1213 m et une superficie du centre d'EL OMARIA d'environ 90 Ha.

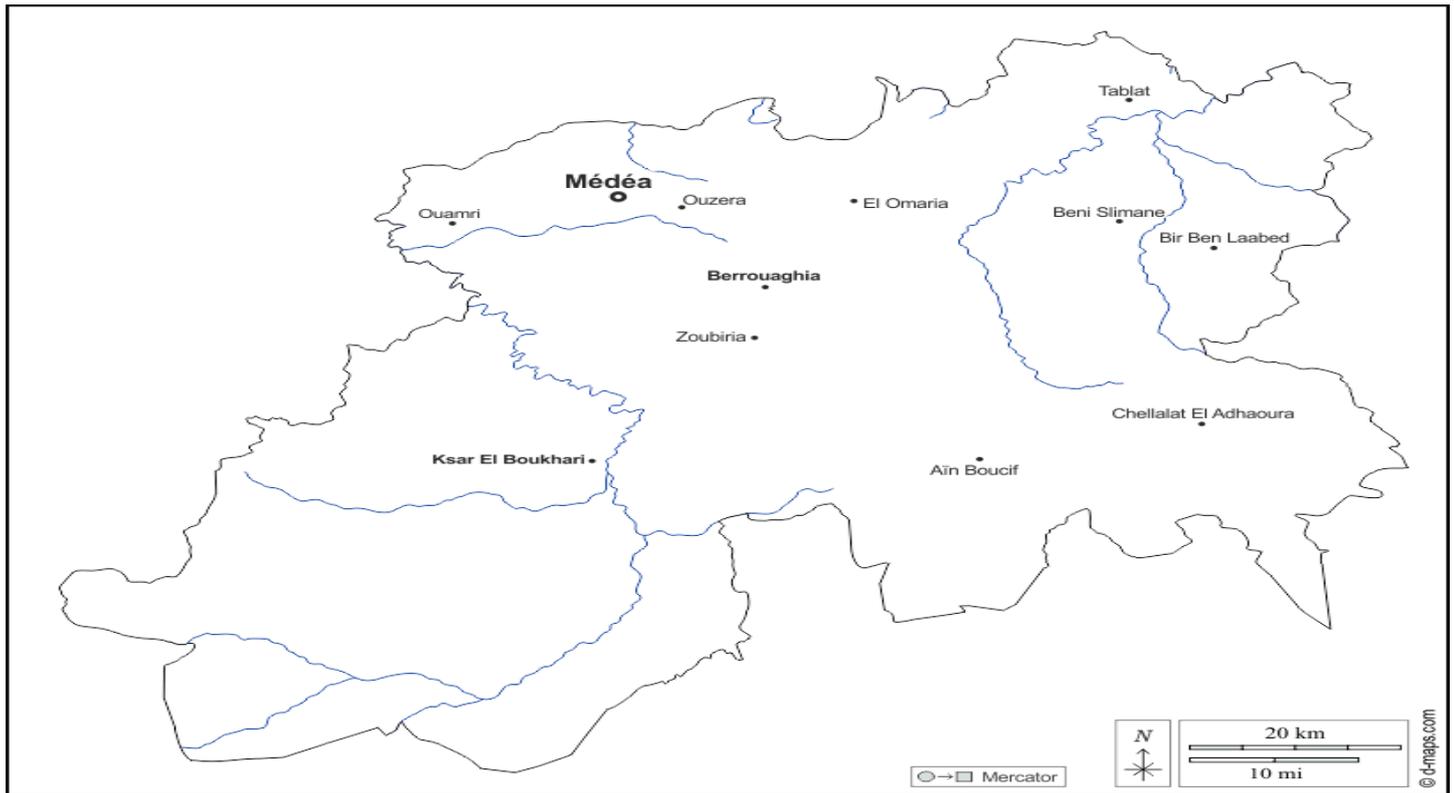


Fig I. 1: Limites Administratives de la commune d'El Omria

Source : DRE MEDEA

Et L'aire d'étude s'étale sur une surface de 37,15 ha. Elle est limitée :

- Au Nord par : Terrain agricole.
- Au Sud par : Terrain agricole et oued thlathaa.
- A l'Est par : terrain agricole et un court d'eau.
- A l'Ouest par : La Route national N°64.



Fig I. 2: Limites géographique de la zone d'étude.

Source: Google Earth2021

II.1. Relief :

Dans son relief, le site de la commune est composé par des pentes moyennes qui varient de 0% à 5% réparties sur l'étendue de la surface de **37,15 ha**.

L'aire d'étude trouve dans la zone caractérisée par une altitude moyenne de 800 m.

II.2. Climatologie :

L'étude climatique a permis d'estimer la lame de pluie à 480mm.

La température moyenne annuelle est chiffrée à 15°C pour l'année 2015, ce qui a permis d'évaluer l'évapotranspiration réelle à 400mm soit 85% de précipitations.

La région d'El Omaria est caractérisée par un climat semi-aride du point de vue réserve hydrique on constate une période sèche s'étale du mois de Mai au mois d'Octobre.

Les valeurs de température mensuelles maximale et minimale pour l'année 2015 aux environs du site sont respectivement +26°C et +6°C.

Mensuellement les mois les plus pluvieux sont Novembre, Décembre, Février et Mars.

II.3. Géologie :

La géologie est un paramètre essentiel en ce qui concerne l'argumentation et le zoning d'un terrain donnée. Cela concerne surtout la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches.

Notre terrain est composé essentiellement d'argile plus ou moins gréseuse, ensuite viennent les conglomérats, les dépôts d'alluvions caillouteuses ainsi que les marnes qui affleurent sur les sommets des collines.

II.4. Hydrologie :

A travers la commune coulent trois principaux oueds (Oued Adha, Saifi et celui situé au Nord du site).

Ces derniers sont alimentés par les eaux pluviales qui viennent des hauteurs en suivant des chemins préférentiels forment ainsi ruisseaux qui déversent à leur tour dans les oueds.

II.5. Séismicité :

D'après le nouveau découpage des zones sismiques en Algérie, due au dernier séisme de Mihoub (wilaya de Médéa) de 5.3 degrés en mai 2016, la Wilaya se trouve dans la zone 2a, c'est-à-dire une zone à moyenne sismicité.

III. Situation hydraulique :

III.1. Ressources en Eau :

Le réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'El Omaria est alimenté à partir des points suivants :

- Forage F1 Haouch el kaid : au voisinage du réservoirs de Draa El Eldj.
- Forage F2 R'hat El Kaid : situé à 430ml au réservoir.
- Forage F3 El Mansoura : alimente le réservoir de Lotissement 5.
- Forage F4 Ouled thlathaa : alimente le réservoir centre d'El Omaria.
- Barrage de Koudiat Asserdoune : situé à environ de 57km du réservoirs d'El Omaria.

Nom du forage	Cote (m)	Débit(l/s)	Profondeur(m)	Observation
F1 Haouch El kaid	847	6.39	110	En service
F2 R'hat El Kaid	804	6.98	150	En service
F3 El Mansoura	800	6.11	100	En service
F4 Ouled thlatha	783	2.94	100	En service
Barrage du koudiet- asserdoune	/	144	/	Conduite projetée

Tab I. 1: Liste des ressources en eau de la zone d'El Omaria

Source : DRE 2012



Fig I. 4: Localisation des Forages d'El Omaria. .

Source : Google Earth2020

III.2. -Assainissement actuel

III.2. 1-Système d'assainissement

La ville El OMARIA dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire destiné à collecter les eaux usées domestiques sur une longueur de 4500.00 m et avec un taux de raccordement au réseau de 80% et pour notre nouveau pôle urbain nous allons projeté un réseau d'assainissement de même type càd unitaire .

III.2. 2- Caractéristiques du réseau d'assainissement

- Le diamètre des collecteurs varie entre 250mm à 1000mm.
- La profondeur des canalisations varie entre 0,96m et de 2,85m.
- Le nombre total des regards est de 187.
- Les eaux usées rejettent à proximité de la ville dans deux Chaabats situés à l'amont du barrage Ladrat.

III.2. -3- Matériaux des conduites

- Canalisation en béton armé DN 1000mm, cette canalisation sera posée entre les deux rejets actuels et les déversoirs d'orage projetés.
- Canalisation en PVC DN 400mm, est prévue entre les déversoirs d'orage et le point de raccordement des deux émissaires A et B.
- Regards de visite en béton armé.
- Canalisation en PVC DN 500mm, est prévue entre le point de raccordement des deux émissaires jusqu'à l'exutoire projeté en aval du barrage.

- IV .Situation démographique :

En hydraulique urbaine, l'ingénieur doit prévoir, dès le stade de la conception, quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée ; pour répondre aux besoins de cette population.

Concernant le nouveau pôle urbain d'El OMARIA, et vu qu'il n'y aura pas d'extensions car ce sont des logements sociaux, le bureau d'étude concepteur a fixé un taux d'occupation de sept (07) personnes par logement pour un horizon d'étude de 30 ans.

Et sachant que ce pôle urbain comporte 750 logements, donc le nombre d'habitants sera :

$$P_{2050} = 750 \times 7 = \mathbf{5250 \text{ habitants}}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre ; on a donné un aperçu général sur la zone d'étude, on a défini les caractéristiques nécessaires du site et on a déterminé les données de base pour entamer le projet qui est le dimensionnement et la conception du réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain d'EL OMARIA (W.MEDEA) , tout en respectant les exigences de la santé publique et l'environnement.

CHAPITRE II :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

D'une façon générale, L'hydrologie peut se définir comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, plus précisément les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Elle s'intéresse aussi à l'estimation de ses différents flux.

Pour la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique est un volet important dont le but est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des pluies extrêmes et des averses et le choix de la période de retour, afin de protéger le réseau contre les risques des fortes crues.

V. La série des données pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est 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 pluviométrique d'El Omaria est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-18 : Identification de la station pluviométrique d'EL OMARIA

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
EL OMARIA	090201	X (km)	530.2	1970-2015 (45 ans)
		Y (km)	329.2	
		Z (m)	790	

Source : ANRH Blida (2021)

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 45 ans allant de 1970/1971 jusqu'à 2014/2015. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant

(Tableau II-2) :

Tableau II-19 : La série pluviométrique (station d'EL OMARIA) 1970-2015

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
1970-1971	-	3.2	0	23	15.2	10.1	13.4	23.2	6.2	0	0	0.7	23.2
1971-1972	32.5	14.3	83.3	39.2	69.3	12.6	22.3	21.4	12.4	12.4	0	7.2	83.3
1972-1973	12.4	12.1	19.7	20.2	9.4	17.6	6.9	28.8	0	20.4	0	4.2	28.8
1973-1974	30.3	0	7.2	13.9	0.8	32.3	25.2	28.2	5.7	4.6	0	-	32.3
1974-1975	4.5	14.7	23	0	1.4	9.2	5.5	8	8	32	0	0	32
1975-1976	36	0	19	22	19.5	38	16	12	10.5	11	2.5	0	38
1976-1977	10	13	20	18	10	10	2.5	4.5	26	7	0	0	26
1977-1978	0	0	13	8.5	24.5	4.5	45	47.9	32	0	0	0	47.9
1978-1979	0	37	44	16	12.8	15	18	7.5	5.2	7.5	0	0	44
1979-1980	66	10.5	22.5	8.5	42	16	64	24	10	0	0	2.5	66
1980-1981	0	5	6	59	2.5	10.5	13	16.5	0	11	0	16	59
1981-1982	2.5	12	2	15	18	25.5	6.5	17.5	24	14	0	0.5	25.5
1982-1983	7.5	18	41.5	48	0	8	15.5	17.5	2.5	0	-	-	48
1983-1984	-	-	-	-	-	-	-	24	11.5	23.3	-	-	24
1984-1985	-	-	10.9	10.1	8	32	15.7	13.3	4.3	-	-	-	32
1985-1986	9.5	8	21.2	28.3	20.6	30.5	32.8	11.6	-	4.7	0	0	32.8
1986-1987	23.5	11.1	17.7	39.5	30	45.2	5.5	1.2	10.3	4.7	0	0	45.2
1987-1988	6	18	27.4	5.5	14.6	6.8	7.1	13.1	28.3	12.3	0	0	28.3
1988-1989	21	9.2	9.7	26.5	8	7.7	24	23.7	5.8	5.4	-	-	26.5
1989-1990	19	10.8	7	8.3	9.5	0	22.8	12.5	13.8	0	32.2	0	32.2
1990-1991	5.5	11.1	9.7	30.4	8.7	19.1	17.1	11.6	9.9	2.5	0	21.1	30.4
1991-1992	12	68	15.2	0	26	4.9	41.1	30.5	20	0	0	0	68
1992-1993	0	5.4	21.5	17.5	16.7	-	6.1	8.6	40.8	0	0	0	40.8

1993-1994	8.9	16.8	15.8	14	10.3	9.2	0	15.8	0	0	0	0.3	16.8
1994-1995	44	32	13.5	26.7	52.8	-	-	0	0	0	0	-	52.8
1995-1996	5.3	-	15	12.8	32.1	47	12.1	12.8	20.8	8.3	8.6	3	47
1996-1997	12.5	9.8	0	13	25.8	-	2.3	24	4.2	1.1	0	0.5	25.8
1997-1998	3.2	-	27	27.7	17.4	28	2.8	19.9	30.1	4.7	0	2.5	30.1
1998-1999	13	7.9	15.7	13	14.5	9.9	14.6	0	12	0	0	0.9	15.7
1999-2000	16.5	26.5	62	36.1	32	18.8	14.4	8.1	2.4	0	0	0	62
2000-2001	10.2	26.5	20.9	32	34.2	39	12.1	1	16	0	0	3.8	39
2001-2002	10	1.5	10.4	11.4	12	18	3	14.5	0	0	6.5	5	18
2002-2003	11.7	25	63	33	32	36	0	33.5	3.8	0	4.3	3.2	63
2003-2004	5.7	11.9	63	33	12.9	14.9	14.8	14	16	0	0	6.3	63
2004-2005	5.7	17	38	28.3	33.2	19.5	15	17	23.6	7.5	3.7	0	38
2005-2006	10	39.5	15.2	29.4	20.6	16.8	12	11.5	28.5	3.2	0	0	39.5
2006-2007	27.7	1.9	29	31.1	3.3	27	83	21.8	10.4	5.1	5.4	0	83
2007-2008	34.7	16	30.4	8	10	10	1.3	3.4	9.6	28.8	7.9	4.5	34.7
2008-2009	10.8	11	18.6	21	31.2	12	28	22.2	24.3	0	0	9.7	31.2
2009-2010	29	10.5	30.5	33.4	20.8	25.5	19.7	15	19.5	0	0	16.2	33.4
2010-2011	0	29.3	23.6	10.5	40	35	14	24.5	25	10.7	0	0	40
2011-2012	0	17	24.5	20.5	8	21.5	35.2	35.1	19.3	0	0	1.1	35.2
2012-2013	3	13.5	16	0	39	34.5	24.9	11.5	12.6	0	0	10.7	39
2013-2014	10	0	15.4	14	12.9	25.7	36.5	0	0	26.5	0	0	36.5
2014-2015	20.6	4	20.8	96	31.9	34	11.8	0	76	3.4	0	11	96

Source : ANRH Blida (2021)

Homogénéisation des données :

On doit s'assurer que notre série est dépourvue de ruptures artificielles et vérifier si la série des données est homogène ou pas. Pour cela, on fait appel au test de la médiane, dont les démarches sont les suivantes :

- 1- Trier la série par ordre croissant.
- 2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieures à x). Deux cas sont alors possibles :
 - Si N est impair, on prend la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur.
 - Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur et la $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{\text{ième}}$ valeur.
 - On a : $N = 45$, donc : $m = \frac{45+1}{2} = 23$, alors la médiane est : **$M = 36.5 \text{ mm}$** .
 - Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

Les calculs des étapes précédentes sont résumés dans le tableau II-4 (la page suivante).

- Calculons les quantités N_S et T_S tel que : N_S est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_S est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_S > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1}) \quad (\text{II.1})$$

$$T_S < 3.3 [\log_{10}(N) + 1] \quad (\text{II.2})$$

Tableau II-20 : Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_S	22	$22 > 16.35 \rightarrow$ condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$	16.35	
T_S	5	$5 < 8.75 \rightarrow$ condition n°2 vérifiée
$3.3 [\log_{10}(N) + 1]$	8.75	

Interprétation : d'après les résultats du test de la médiane (Tableau II-3), on conclut que la série des pluies maximales journalières est homogène.

Tableau II-21 : Calcul des paramètres du test de la médiane

Série triée par ordre croissant			Série non triée	
Année	$P_{\max,j}(\text{mm})$	Ordre m	Année	$P_{\max,j}(\text{mm})$
1998-1999	15.7	1	1970-1971	- 23.2
1993-1994	16.8	2	1971-1972	+ 83.3
2001-2002	18	3	1972-1973	- 28.8
1970-1971	23.2	4	1973-1974	- 32.3
1983-1984	24	5	1974-1975	- 32
1981-1982	25.5	6	1975-1976	+ 38
1996-1997	25.8	7	1976-1977	- 26
1976-1977	26	8	1977-1978	+ 47.9
1988-1989	26.5	9	1978-1979	+ 44
1987-1988	28.3	10	1979-1980	+ 66
1972-1973	28.8	11	1980-1981	+ 59
1997-1998	30.1	12	1981-1982	- 25.5
1990-1991	30.4	13	1982-1983	+ 48
2008-2009	31.2	14	1983-1984	- 24
1974-1975	32	15	1984-1985	- 32
1984-1985	32	16	1985-1986	- 32.8
1989-1990	32.2	17	1986-1987	+ 45.2
1973-1974	32.3	18	1987-1988	- 28.3
1985-1986	32.8	19	1988-1989	- 26.5
2009-2010	33.4	20	1989-1990	- 32.2
2007-2008	34.7	21	1990-1991	- 30.4
2011-2012	35.2	22	1991-1992	+ 68
2013-2014	36.5	23	1992-1993	+ 40.8
2004-2005	38	24	1993-1994	- 16.8

1975-1976	38	25	1994-1995	+ 52.8
2012-2013	39	26	1995-1996	+ 47
2000-2001	39	27	1996-1997	- 25.8
2005-2006	39.5	28	1997-1998	- 30.1
2010-2011	40	29	1998-1999	- 15.7
1992-1993	40.8	30	1999-2000	+ 62
1978-1979	44	31	2000-2001	+ 39
1986-1987	45.2	32	2001-2002	- 18
1995-1996	47	33	2002-2003	+ 63
1977-1978	47.9	34	2003-2004	+ 63
1982-1983	48	35	2004-2005	+ 38
1994-1995	52.8	36	2005-2006	+ 39.5
1980-1981	59	37	2006-2007	+ 83
1999-2000	62	38	2007-2008	- 34.7
2002-2003	63	39	2008-2009	- 31.2
2003-2004	63	40	2009-2010	- 33.4
1979-1980	66	41	2010-2011	+ 40
1991-1992	68	42	2011-2012	- 35.2
2006-2007	83	43	2012-2013	+ 39
1971-1972	83.3	44	2013-2014	+ 36.5
2014-2015	96	45	2014-2015	+ 96

Etude des précipitations maximales journalières :

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement statistique à une loi de probabilité. Donc, il faut effectuer un ajustement adéquat à une loi théorique de la série des pluies maximales journalières afin de déterminer les intensités de pluie les plus extrêmes et d'estimer le débit de crue. Les principales étapes de l'étude sont les suivantes :

- Classer la série des $P_{\max,j}$ par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ (au non dépassement).
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajuster la série graphiquement.
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les averses et les intensités de courte durée.

III.1. Caractéristiques empiriques de la série :

❖ La moyenne « $\overline{P_{\max,j}}$ » :

Avec $N = 45$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N} = 41.2 \text{ mm} \quad (\text{II.3})$$

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

Pour $N = 45$ supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{N}} = 18.1 \text{ mm} \quad (\text{II.4})$$

❖ Le coefficient de variation « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}} = 0.440 \quad (\text{II.5})$$

Tableau II-22 : Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombres d'années d'observation	45
Valeur maximale (mm)	96
Valeur Minimale (mm)	15.7
Médiane (mm)	36.5
Moyenne (mm)	41.2
Ecart-type (mm)	18.1
Coefficient de variation	0.440

III.2. Ajustement de la série :

L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de ses caractéristiques. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant

empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une loi donnée est efficace.

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les trois lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (Log-normal) et la loi GEV.

III.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.6})$$

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

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$) ; x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (\text{II.8})$$

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

$$\alpha = 13.10 \quad ; \quad x_0 = 33.23 \text{ mm}$$

Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

❖ **Tableau II-23 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)**

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	93.5	8.00	77.8 - 109
50	0.98	84.4	6.95	70.7 - 98.0
20	0.95	72.2	5.58	61.2 - 83.1
10	0.90	62.7	4.55	53.8 - 71.6
5	0.80	52.9	3.53	46.0 - 59.8

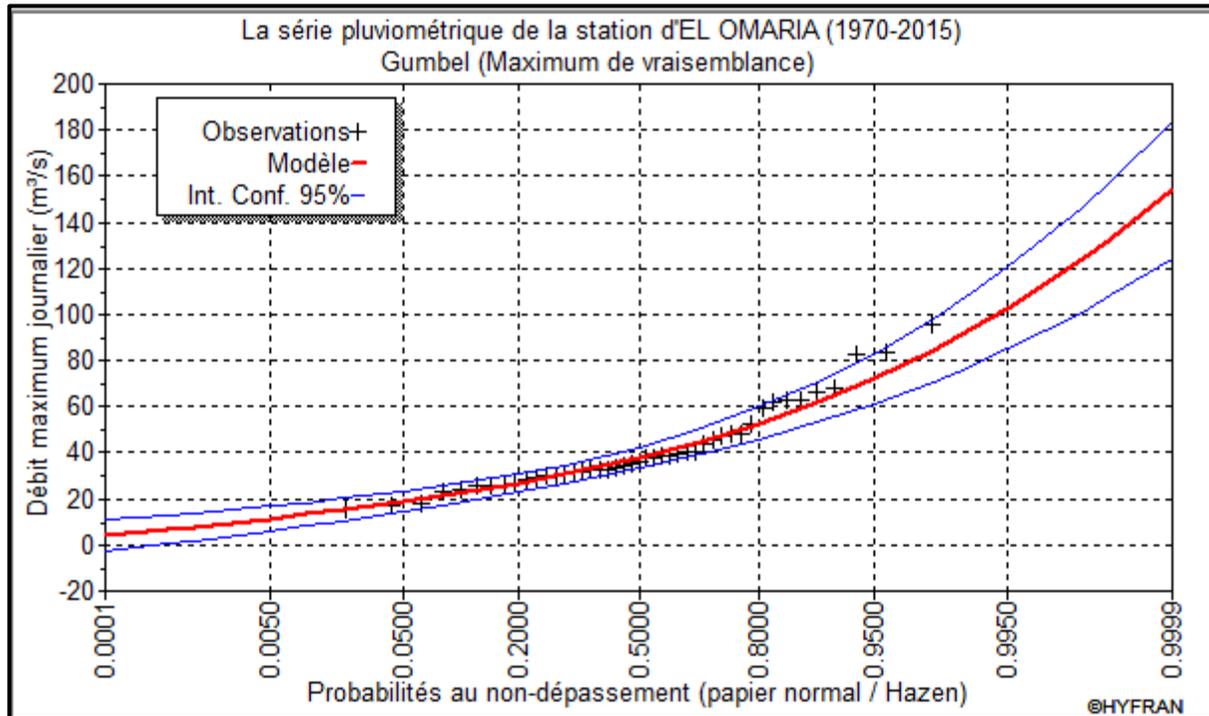


Figure II-19 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

III.2.2.Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

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

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \tag{II.9}$$

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

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \tag{II.10}$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \tag{II.11}$$

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

$$\sigma_{\ln(x)} = \mathbf{0.41} \quad ; \quad \overline{\ln(x)} = \mathbf{3.63}$$

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

❖ **Tableau II-24 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)**

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	98.9	11.8	75.8 - 122
50	0.98	88.4	9.68	69.4 - 107
20	0.95	74.7	7.10	60.7 - 88.6
10	0.90	64.2	5.37	53.7 - 74.8
5	0.80	53.6	3.85	46.0 - 61.1

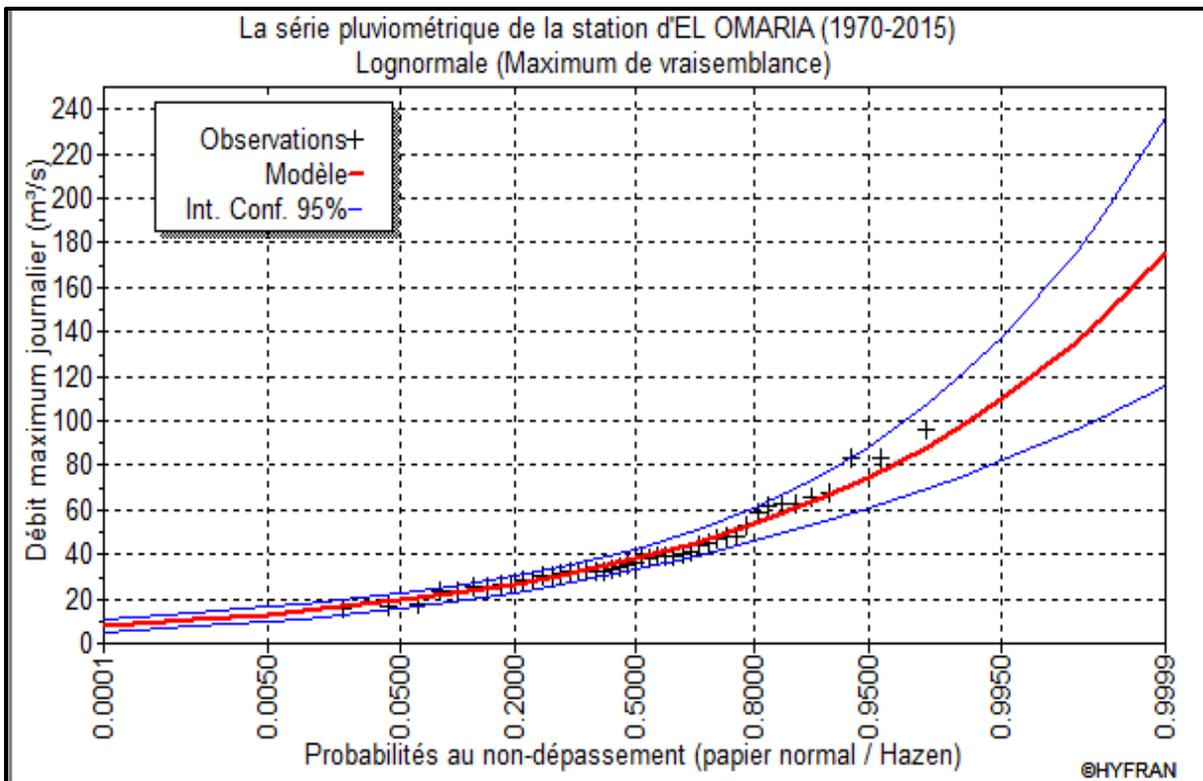


Figure II-20 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

III.2.3. Ajustement à la loi GEV :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.12})$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \quad (\text{II.13})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- u : paramètre de position
- α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).
- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \quad (\text{II.14})$$

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

$$u = \mathbf{32.61} \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = \mathbf{12.31} \quad ; \quad k = \mathbf{-0.110416}$$

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

Tableau II-25 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	106	21.3	64.7 - 148
50	0.98	92.6	15.0	63.2 - 122
20	0.95	75.9	9.00	58.2 - 93.5
10	0.90	64.0	5.92	52.4 - 75.7
5	0.80	52.7	3.92	45.0 - 60.4

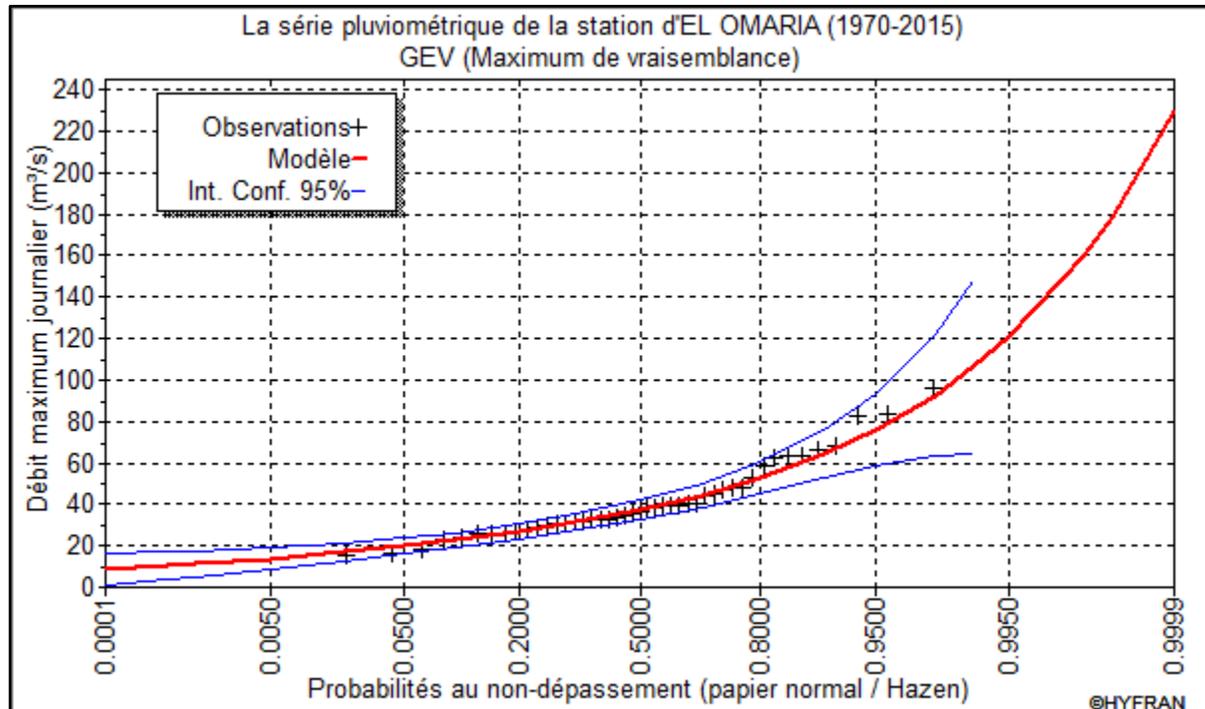


Figure II-21 : Ajustement graphique à la loi GEV

III.2.4. Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

❖ Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II-1, II-2 et II-3, on remarque que :

- La loi GEV donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs négatives et autres non définies → la loi est inadéquate ; à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi de Gumbel et à celle de Galton est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

❖ **Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :**

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeur calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau II-9) comme suit :

Tableau II-26 : Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Observation
Gumbel	2	6	2.84	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
Log-normale	2	6	4.09	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

Interprétation des résultats du test :

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Khi-deux montre que les lois Log-normale et de Gumbel sont adéquates.

Sélection de la loi :

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_t sont très proches pour les deux. Mais vu que plusieurs études en Hydrologie montrent que la loi Log-normale est celle qui s'adapte mieux au Nord d'Algérie, donc on opte pour celle-ci : la loi de **Galton (Log-normal)**.

III.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans ce volet, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi Log-normale.

❖ Pluies de courte durée :

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.15})$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH Blida, $b = 0.32$ pour la région d'EL OMARIA.

- **Intensités de courte durée:**

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « $p\%$ », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \quad (\text{II.16})$$

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

Tableau II-27 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5ans		10ans		20ans		50ans		100ans	
X_t	53.6 mm		64.2 mm		74.7 mm		88.4 mm		98.9 mm	
t (h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)								
0.1	9,28	92,79	11,11	111,14	12,93	129,32	15,30	153,03	17,12	171,21
0.2	11,58	57,92	13,87	69,37	16,14	80,71	19,10	95,52	21,37	106,86
0.25	12,44	49,76	14,90	59,60	17,34	69,35	20,52	82,07	22,95	91,82
0.5	15,53	31,06	18,60	37,20	21,64	43,29	25,61	51,23	28,65	57,31
0.75	17,68	23,58	21,18	28,24	24,64	32,86	29,16	38,88	32,62	43,50
1	19,39	19,39	23,22	23,22	27,02	27,02	31,97	31,97	35,77	35,77
2	24,20	12,10	28,99	14,49	33,73	16,86	39,91	19,96	44,65	22,33
3	27,55	9,18	33,00	11,00	38,40	12,80	45,44	15,15	50,84	16,95
4	30,21	7,55	36,18	9,05	42,10	10,53	49,82	12,46	55,74	13,94
5	32,45	6,49	38,86	7,77	45,22	9,04	53,51	10,70	59,87	11,97
6	34,40	5,73	41,20	6,87	47,94	7,99	56,73	9,45	63,47	10,58
7	36,14	5,16	43,28	6,18	50,36	7,19	59,60	8,51	66,67	9,52

8	37,71	4,71	45,17	5,65	52,56	6,57	62,20	7,77	69,59	8,70
9	39,16	4,35	46,91	5,21	54,58	6,06	64,59	7,18	72,26	8,03
10	40,50	4,05	48,51	4,85	56,45	5,64	66,80	6,68	74,74	7,47
11	41,76	3,80	50,02	4,55	58,20	5,29	68,87	6,26	77,05	7,00
12	42,94	3,58	51,43	4,29	59,84	4,99	70,81	5,90	79,23	6,60
13	44,05	3,39	52,76	4,06	61,39	4,72	72,65	5,59	81,28	6,25
14	45,11	3,22	54,03	3,86	62,87	4,49	74,40	5,31	83,23	5,95
15	46,12	3,07	55,24	3,68	64,27	4,28	76,06	5,07	85,09	5,67
16	47,08	2,94	56,39	3,52	65,61	4,10	77,64	4,85	86,87	5,43
17	48,00	2,82	57,49	3,38	66,90	3,94	79,16	4,66	88,57	5,21
18	48,89	2,72	58,55	3,25	68,13	3,79	80,63	4,48	90,20	5,01
19	49,74	2,62	59,58	3,14	69,32	3,65	82,03	4,32	91,78	4,83
20	50,56	2,53	60,56	3,03	70,47	3,52	83,39	4,17	93,29	4,66
21	51,36	2,45	61,51	2,93	71,58	3,41	84,70	4,03	94,76	4,51
22	52,13	2,37	62,44	2,84	72,65	3,30	85,97	3,91	96,18	4,37
23	52,87	2,30	63,33	2,75	73,69	3,20	87,20	3,79	97,56	4,24
24	53,60	2,23	64,20	2,68	74,70	3,11	88,40	3,68	98,90	4,12

VI. Intensité moyenne maximale :

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$, pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-10, On a:

$$i_{15\text{min},10\%} = 59,60 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{59,60 \times 10000}{3600} = 165,56 \text{ L/s/ha}$$

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

Conclusion :

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale ; cela en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale, et les calculs des pluies de courte durée.

$$i = 165 \frac{\text{L}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$$

CHAPITRE III :

ELEMENTS DE BASE

Introduction :

Quel que soit la nature d'un réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, il doit répondre à deux catégories de précipitation, à savoir, assuré :

- Le transit vers l'épuration des eaux et le cas échéant, des eaux résiduelles industrielles;
- L'évacuation des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on trouve, le calcul de base du réseau, le schéma de réseau, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, passe par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

Au sein de cette partie on fait une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

I. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement

On appelle « système d'évacuation des eaux » l'ensemble des dispositifs et des produits utilisés et raccordés entre eux, et ce, afin d'évacuer les eaux de pluie ainsi que les eaux usées d'un bâtiment individuel ou collectif.

L'établissement du réseau d'assainissement d'une Agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation. Il s'agit d'assurer:

- Le transit vers l'épuration des eaux usées;
- La gestion des eaux pluviales:
 - ✓ Empêcher la submersion des zones urbanisés;
 - ✓ Eviter toute stagnation non maîtrisée dans les points bas après les averses

I. 1 Système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

La collecte séparative des eaux usées domestiques nécessite des ouvrages de section réduite en raison du volume limité des effluents. C'est un système économique si l'évacuation des eaux pluviales ne nécessite pas un autre réseau complet c'est à dire qu'elle puisse être réalisée en faisant un large appel au ruissellement dans les caniveaux.

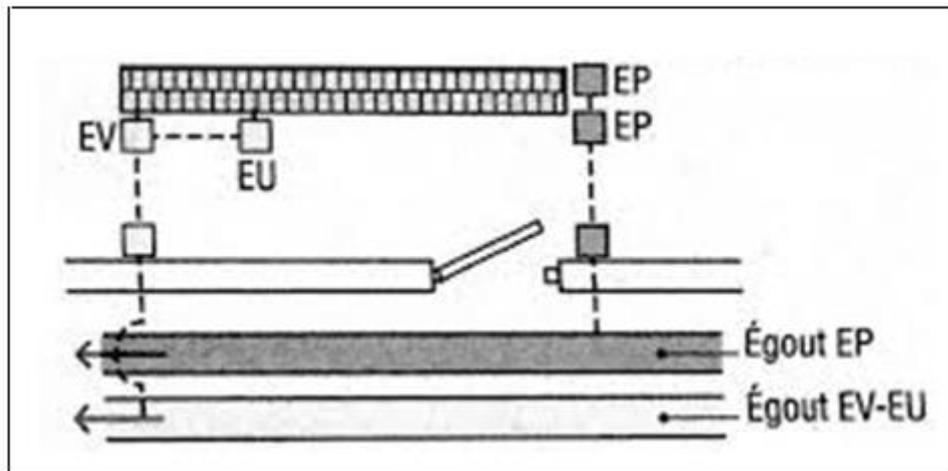


Figure IV.1 Représentation schématique d'un réseau séparatif

I. 2 Système unitaire

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

Il s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilité de concevoir économiquement un réseau des eaux pluviales de surface, c'est à dire:

- Si l'exutoire est éloigné des points de collecte.
- Lorsque les pentes du terrain sont faibles, ce qui impose de grosses sections aux réseaux d'égouts séparatifs.

Il est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque habitation.

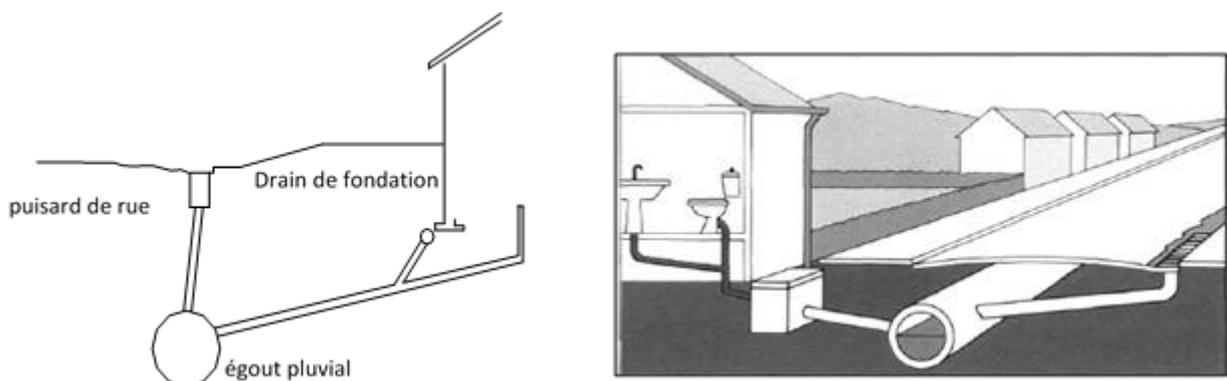


Figure IV.2: Représentation schématique d'un réseau unitaire.

I. 3 Système pseudo- séparatif

Les eaux météoriques y sont divisées en deux parties :

- D'une part, les eaux provenant des surfaces de voiries qui s'écoulent par des ouvrages conçus à cet effet : caniveaux, fossés, etc ...
- D'autre part, les eaux des toitures, cours, jardins qui déversent dans le réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

Ce système est intéressant lorsque les surfaces imperméabilisées collectives (voiries, parking, etc...) représentent une superficie importante avec de fortes pentes.

Il constitue alors une alternative au réseau séparatif, en réduisant le nombre de branchements par habitation à un.

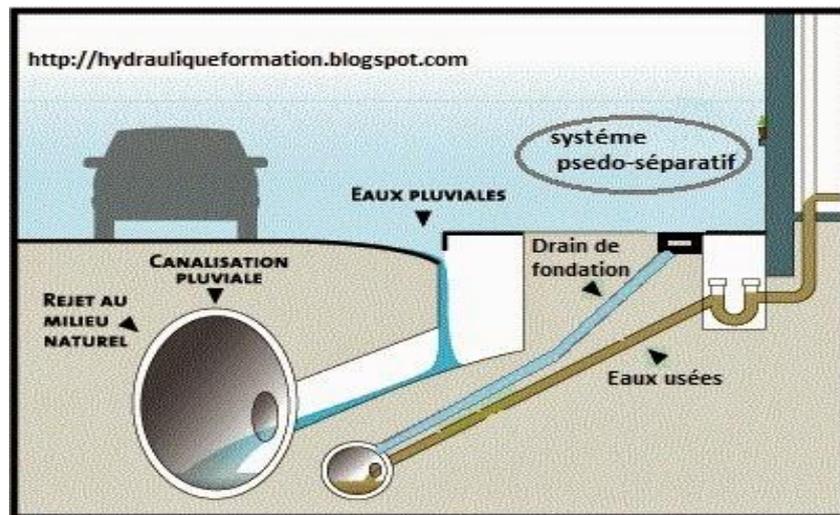


Figure IV.3 Représentation schématique d'un réseau pseudo séparatif.

Tableau III.28 Avantages et inconvénients des différents systèmes

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> -Milieu récepteur éloigné des points de collecte. -Topographie à faible relief -Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> -Conception simple -Encombrement réduit du sous-sol à priori économique -Pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> -Débit à la STEP très variable -La dilution des eaux usées est variable apport de sable important à la STEP rejet direct vers le milieu récepteur du mélange "eaux usées & eaux pluviales" au droit des déversoirs 	<ul style="list-style-type: none"> -Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage -Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -Petites et moyennes agglomérations ; -Extension des villes ; -Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur 	<ul style="list-style-type: none"> -Diminution des sections des collecteurs Exploitation plus facile de la STEP -Milieu naturel Préservé 	<ul style="list-style-type: none"> -Encombrement important du sous-sol -Coût d'investissement élevé -Risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> -Surveillance accrue débranchements -Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)

Pseudo-Séparatif	<p>-Petites et moyennes Agglomération.</p> <p>-Présence d'un milieu</p> <p>-Récepteur proche.</p>	<p>-Le problème des faux branchements est éliminé.</p> <p>-Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre Dimension</p>	<p>-Le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité</p>	<p>-Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage;</p> <p>Surveillance accrue des branchements.</p>
-------------------------	---	---	--	--

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH, 2013)

Remarque

Dans certaines agglomérations on peut rencontrer un système mixte. Dans ce type de système, une zone peut être assainie en partie par le système unitaire, et l'autre partie par le système séparatif.

Il est couramment appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont l'extension ne pourrait être supportée, par le réseau ancien, qu'en assurant le stockage d'une partie des eaux des extensions.

II. Choix du système d'évacuation

Les choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : Une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- L'impact provoqué sur le milieu naturel à savoir que :
 - ✓ Une station d'épuration est obligatoire pour un système unitaire.
 - ✓ En un système séparatif les eaux pluviales sont rejetées directement dans le milieu naturel, mais ces eaux peuvent porter un préjudice majeur à ce dernier.

III. Différent schéma d'évacuation

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types décrits ci-après :

III. 1 Schéma perpendiculaire

C'est souvent celui des villes ou communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides sans avoir un souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

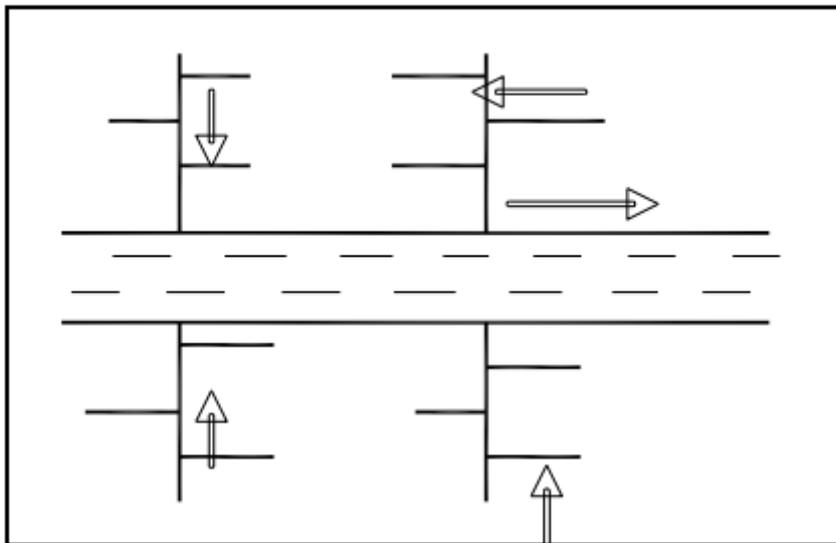


Figure IV.4 schéma perpendiculaire

III.2 Schéma par déplacement latéral

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

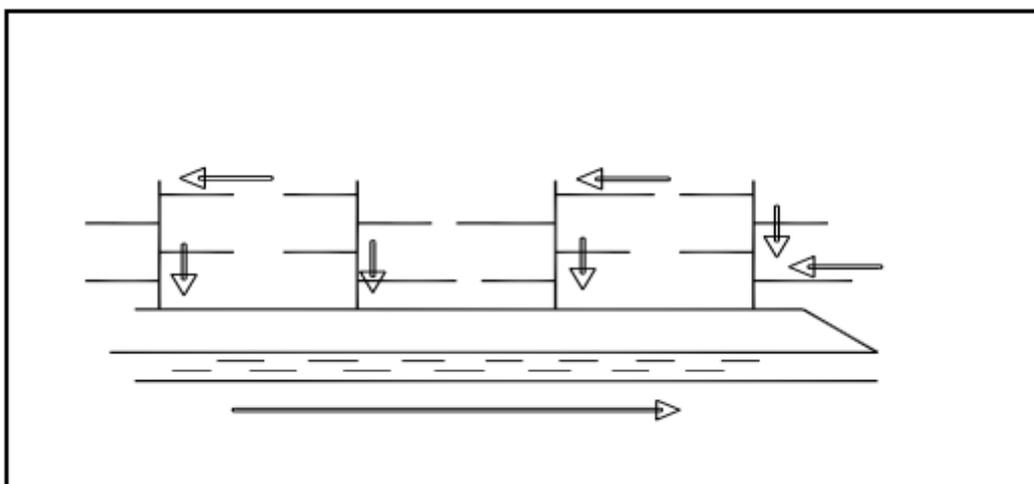


Figure IV.5 Schéma par déplacement latéral.

III.3 Schéma de collecteur par zones étagées

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

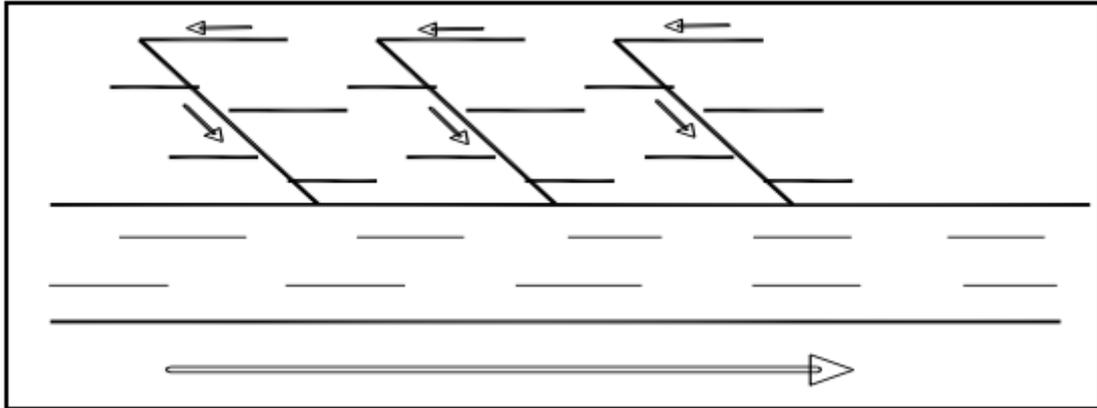


Figure IV.6 Schéma de collecteur par zones étagées

III.4 Schéma radial

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

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

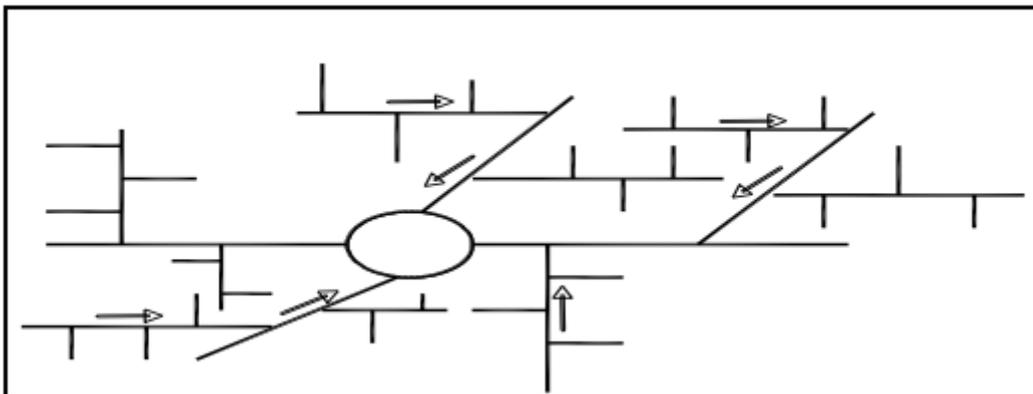


Figure IV.7 Schéma de collecteur par zones étagées

III.5 Schéma à collecte transversale oblique

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

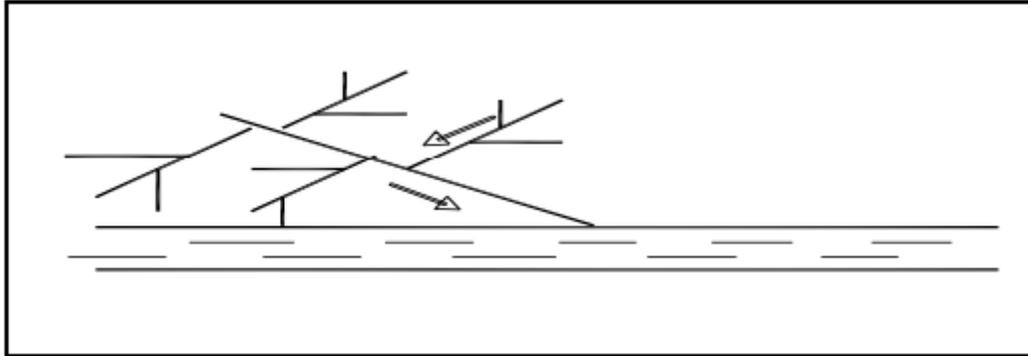


Figure IV.8 Schéma à collecte transversale oblique

IV. Choix du schéma d'évacuation

Le tracé du réseau dépend de plusieurs paramètres, dont les principaux sont les suivantes :

- La topographie du terrain ;
- La répartition des habitants à travers la zone urbaine ;
- L'emplacement de la station d'épuration si elle existe ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- Les conditions de rejet ;
- La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel.

Remarque

En tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la ville et en vue d'éviter de fortes pentes, le schéma le plus adéquat dans notre cas est le schéma à déplacement latéral.

V. Principe du tracé du réseau

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

- La topographie du site.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les conditions de rejet.
- L'emplacement des cours d'eau et talweg.

- L'emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit répondre à certains critères comme :

- La profondeur des caves avoisinante.
- La résistance de la canalisation aux différents efforts et au gel.

VI. Evaluation du coefficient de ruissellement

L'action des précipitations commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5 mm de pluie. Dès que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage le ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur le bassin considéré. Ce coefficient à la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soit aussi homogènes que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que : La nature du sol, L'inclinaison du terrain, Le mode d'occupation du sol, la densité de population, La durée de pluie, L'humidité de la surface et L'humidité de l'air.

VI. 1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation

Tableau0 III.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH, 2013)

VI.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Tableau III.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (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

VI.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Tableau III.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence

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

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH, 2013)

VI. 4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau III.5 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
• Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
• Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
	0.15 – 0.20

<ul style="list-style-type: none"> • Pente abrupte 	0.13 – 0.17
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.18 – 0.22
<ul style="list-style-type: none"> • Plat (pente < à 2 %). 	0.25 – 0.35
<ul style="list-style-type: none"> • Pente moyenne de 2 à 7 %. 	0.15 – 0.30
<ul style="list-style-type: none"> • Pente abrupte 	
Entrée de garage en gravier	

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH, 2013)

VII. Calcul de la population de chaque sous bassin

VII.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

En générale le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crêtes ou par les lignes de partage des eaux. Il faut bien délimiter l'aire d'étude en surfaces élémentaires.

VII.2 Choix de la limite des surfaces élémentaires (sous bassins)

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

- Topographie du terrain.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible.
- Limites naturelles : oueds, talweg, collines,...etc.

Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduit à distinguer 8 sous bassins.

A défaut de connaître le nombre exacte d'habitants de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

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

VII.3 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A}$$

Avec

- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin.
- A : Surface totale de la zone urbanisée.

Application numérique : $C_{rp} = \frac{17.86}{37.15} = 0.48$ **$C_{rp} = 0,48$**

Les résultats du coefficient de ruissellement de chaque sous bassin est dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Coefficient de ruissellement des sous-bassins

Sous bassin	Surface (ha)	Cr
1	8.41	0.4
2	5.84	0.5
3	2.62	0.6
4	1.99	0.55
5	3.68	0.65
6	6.43	0.5
7	1.74	0.1
8	4.44	0.1
total	37.15	-

VII.4 Calcul de nombre d'habitants de chaque sous-bassin:

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

VII.5 Calcul de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A}$$

Avec :

La surface totale **A =37.15 ha**

Pt : nombre total d'habitants (hab) est **Pt =5250 hab**

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

$$P_i = D_i * A_i$$

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau suivant:

Tableau III.7 Répartition de la population

Sous bassin	Surface (ha)	Cr	Di (hab/ha)	P(hab)
1	8.41	0.4	117.77	990
2	5.84	0.5	147.21	860
3	2.62	0.6	176.65	463
4	1.99	0.55	161.93	322
5	3.68	0.65	191.37	704
6	6.43	0.5	206.09	1737
7	1.74	0.1	-	-
8	4.44	0.1	-	-

Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- ✓ L'horizon de calcul sera 2050. Soit une population future de 5250 habitants.
- ✓ Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- ✓ Il a été déduit 8 sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine.

CHAPITRE IV :

**EVALUATION DES
DEBITS A EVACUER**

Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées des différentes origines. Donc, il est impératif de passer par la phase d'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales, avant d'entamer le dimensionnement du réseau.

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités. Ces rejets, qui varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée, doivent être évacués le plus rapidement possible et par le moyen le plus sûr afin d'éviter toute contamination de l'être humain ou pollution de l'environnement ; d'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

I. Origine et nature des eaux à évacuer :

I.1. Les eaux usées :

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

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

I.1.1. Les eaux usées domestiques :

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations aux centres des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.

- Conditions climatiques.

I.1.2 Les eaux usées des services publics :

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers.

I.1.3 Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent des différentes activités industrielles de diverses usines. La quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

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

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes :

- **Industrie de production** : on s'intéresse aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
- **Industrie de transformation** : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération :

- La température élevée peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations ; les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- L'agressivité de l'effluent exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle, pour éviter les méfaits des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des substances toxiques (traitement difficile au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds (frottement contre les parois des conduites).

I.1.4 Les eaux parasites :

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

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Les joints mal confectionnés(mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation.
- Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

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

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

I.2. Les eaux pluviales :

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle ; du fait du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement.

II. Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable.

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés,

industries, usines ...). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

II.1. Débits des eaux usées domestiques :

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée.

II.1.1. Débit moyen journalier:

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation de la consommation d'eau potable.

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

$$Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 L/hab/j. (source : ADE de la wilaya de Médéa)
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.1.2. Débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe. Ce dernier est donné par la formule

suivante :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

- Q_p^{dom} : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \text{ si : } Q_{moy,j}^{dom} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.19})$$

$$K_p = 3 \text{ si : } Q_{moy,j}^{dom} < 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.20})$$

→ Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-29: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° SB	N _{hab}	K _r	D (L/j/hab)	Q _{moy,j} ^{dom} (L/s)	K _p	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _p ^{dom} (m ³ /s)
01	990	0,8	150	1.375	3	4.125	0.004
02	860	0,8	150	1.194	3	3.582	0.003
03	463	0,8	150	0.643	3	1.929	0.002
04	322	0,8	150	0.447	3	1.341	0.001
05	704	0.8	150	0.978	3	2.934	0.003
06	1737	0.8	150	2.413	3	7.239	0.007
07	-	-	-	-	-	-	-
08	-	-	-	-	-	-	-

II.2. Débits des eaux usées des établissements publics:

L'évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'utilisateur.

II.2.1. Débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,j}^{éq} = \frac{K_r \times D_{éq} \times N_u}{86400} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

- $Q_{moy,j}^{eq}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- N_u : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D_{eq} : dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'utilisateur à un autre.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.2.2. Débit de pointe :

On est appelé à déterminer le débit de pointe des eaux usées des équipements publics.

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{eq} = K_p \times Q_{moy,j}^{eq} \quad (IV.22)$$

Avec :

- Q_p^{eq} : débit de pointe des eaux usées publiques (L/s).
- $Q_{moy,j}^{eq}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{eq}}} \text{ si : } Q_{moy,j}^{eq} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (IV.23)$$

$$K_p = 3 \text{ si : } Q_{moy,j}^{eq} < 2.81 \text{ L/s} \quad (IV.24)$$

➔ Les débits des eaux usées des équipements publics à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-30 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité de mesure	N_u	D_{eq} (L/j/unité)	$Q_{moy,j}^{eq}$ (L/s)	K_p	Q_p^{eq} (L/s)	Q_p^{eq} (m ³ /s)	Q_{ptot}^{eq} (m ³ /s)
01	Jardin publique	Visiteur	100	20	0,019	3	0,056	0,00006	0,00006
02	Ecole primaire	Élève	350	30	0,097	3	0,292	0,00029	0,00043
	Crèche	Enfant	150	25	0,035	3	0,104	0,00010	
	Station service	Fonctionnaire	30	35	0,010	3	0,029	0,00003	

03	Daira	Fonctionnaire	35	15	0,005	3	0,015	0,00001	0,00003
	CASNOS	Fonctionnaire	40	15	0,006	3	0,017	0,00002	
04	Salle omnisport	Vestiaire	200	60	0,111	3	0,333	0,00033	0,00058
	Piscine	Vestiaire	150	60	0,083	3	0,250	0,00025	
05	Bibliothèque	Lecteur	90	15	0,013	3	0,038	0,00004	0,00084
	Salle de sport	Vestiaire	150	60	0,083	3	0,250	0,00025	
	Crèche	Enfant	100	25	0,023	3	0,069	0,00007	
	Lycée	Élève	500	35	0,162	3	0,486	0,00049	
06	Polyclinique	Patient	200	20	0,037	3	0,111	0,00011	0,00110
	Siège d'APC	Fonctionnaire	40	15	0,006	3	0,017	0,00002	
	Mosqué	Fidèle	800	15	0,111	3	0,333	0,00033	
	Ecole coranique	Elève	300	10	0,028	3	0,083	0,00008	
	Maison de jeune	Personne	50	15	0,007	3	0,021	0,00002	
	CEM	Elève	600	30	0,167	3	0,500	0,00050	
	Banque	Fonctionnaire	50	15	0,007	3	0,021	0,00002	
	Sureté urbain	Fonctionnaire	30	15	0,004	3	0,013	0,00001	

II.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Pour le calcul du débit total des eaux usées à évacuer, et en l'absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, on doit prendre en considération l'hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d'eaux usées.

➔ Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-31 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° SB	A(ha)	Q_p^{dom} (m ³ /s)	$Q_p^{ég}$ (m ³ /s)	Q_t^{EU} (m ³ /s)
01	8.41	0.004	0.00006	0.00406
02	5.84	0.003	0.00043	0.00343
03	2.62	0.002	0.00003	0.00203
04	1.99	0.001	0.00058	0.00158
05	3.68	0.003	0.00084	0.00384
06	6.43	0.007	0.00110	0.0081
07	1.74	-	-	-
08	4.44	-	-	-

III .Estimation des débits des eaux pluviales :

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal).

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselée intéresse le dimensionnement d'un ouvrage appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, on considère différentes méthodes pour l'évaluation du débit pluvial, dont nous citons :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

III.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A » caractérisée par un coefficient de ruissellement « C_r ».

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épiceutre et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV.25})$$

Avec:

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).
- α : coefficient réducteur(correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

III.1.1.Coefficient réducteur de l'intensité :

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité : $\alpha \leq 1$.

❖ Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

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

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.26})$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.27})$$

Avec :

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

III.1.2.Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des surfaces relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Ainsi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe « Qp » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « tc » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Qp » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « tc » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Qp » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin-versant est constant.

III.1.4. Temps de concentration :

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

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

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

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV.28})$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
 - v : vitesse d'écoulement (m/s).
 - Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).
- **t₂** : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- **t₃** (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV.29})$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

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

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
- 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 « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV.30})$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

III.1.5. Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement « C_r » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse. La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin ; en négligeant le rôle des surfaces non revêtues (trous, crevasse, ...).

III.2. La méthode superficielle :

La méthode de Caquot ou la méthode superficielle est une variante de la méthode rationnelle. Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration « t_c » où on observe le débit de pointe « Q_p » à l'exutoire. L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_p = K_u^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV.31})$$

Avec:

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m^3/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (\text{IV.32})$$

$$u = 1 - b \times f \quad (\text{IV.33})$$

$$v = c \times b \quad (\text{IV.34})$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (\text{IV.35})$$

III.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :

- **Paramètres liés à la pluviométrie :**

- a, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.

- ε : abattement spatial de la pluie ;

$$\varepsilon = 0.5 \quad \text{pour } S < 100 \text{ ha.}$$

$$\varepsilon = 0.03 \quad \text{la valeur la plus adoptée.}$$

- **Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit:**

- $\beta + \delta = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

- **Paramètres concernant le bassin versant :**

- $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$.

- μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad (\text{IV.36})$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad (\text{IV.37})$$

Avec :

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m^2).

Remarque :

La valeur de « M » doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour $M = 2$. Et pour des valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_p » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \quad (\text{IV.38})$$

- **Temps de concentration :**

D'après DESBORDES, Le temps de concentration (valable pour les deux méthode) est donné par l'expression suivante :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \quad (\text{IV.39})$$

Avec :

$$- t_c \text{ (min)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)} \quad ; \quad A \text{ (ha)} \quad ; \quad Q_p \text{ (m}^3\text{/s)}$$

III.2.2. Validité de la méthode superficielle :

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la formule de Caquot pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont celles préconisées par l'instruction technique 1977 :

- Superficie totale : $A < 200 \text{ ha}$.
- Coefficient de ruissellement : $0.2 < C_r < 1$
- Pente : $0.2 \% < I < 5 \%$
- Coefficient d'allongement : $M > 0.8$

III.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence:

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour des bassins de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle superficielle à un groupement de sous bassins hétérogènes nécessite l'emploi de formules d'équivalence.

Ces formules diffèrent selon la hiérarchie des sous bassins constituant le groupement ; des bassins seront dits en série lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre, les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser :

Tableau IV-32 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum (I_i \times Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,\text{max}})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Avec :

- $A_{\text{éq}}, C_{\text{éq}}, I_{\text{éq}}, M_{\text{éq}}$: sont les paramètres du bassin équivalent.
- A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- $L(t_{c,\text{max}})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.
- Pour calculer le coefficient d'allongement « $M_{\text{éq}}$ » qui est sans unité, les longueurs « $L_i ; L(t_{c,\text{max}})$ » et les surfaces « A_i » doivent être exprimés en des unités similaires (par exemple : m et m²).

III.3. Choix de la méthode:

Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes ; on opte pour la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins ; des superficies inférieures à 10 ha.

III.4. Calcul des débits pluviaux :

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient « α » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau IV-33 Évaluation des débits pluviaux pour chaque sous-bassin

Sous bassin	S (ha)	Cri	α	I (l/s/ha)	Q _{pl} (l/s)	Q _{pl} (m ³ /s)
1	8.41	0.4	1	165	555,06	0,555
2	5.84	0.5	1	165	481,80	0,482
3	2.62	0.6	1	165	259,38	0,259
4	1.99	0.55	1	165	180,59	0,181
5	3.68	0.65	1	165	394,68	0,395
6	6.43	0.5	1	165	530,47	0,530
7	1.74	0.1	1	165	28,71	0,029
8	4.44	0.1	1	165	73,26	0,073

III.5. 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 sous-bassins :

Tableau IV- 6 Évaluation des débits totaux de notre agglomération bassin

N° sous bassin	Débit usé m ³ /s	Débit pluvial (m ³ /s)	Débit total (m ³ /s)
1	0.00406	0,555	0,559
2	0.00343	0,482	0,485
3	0.00203	0,259	0,261
4	0.00158	0,181	0,183
5	0.00384	0,395	0,399
6	0.0081	0,530	0,538
7	-	0,029	0,029
8	-	0,073	0,073

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer. Ces débits incluent des eaux usées et des eaux pluviales ; on signale que la zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

La présente phase constitue une étape importante pour entamer le prochain chapitre ; le calcul hydraulique du réseau d'assainissement.

CHAPITRE V :

CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction :

Le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement consiste à dimensionner les ouvrages de ce dernier tout en respectant les normes d'écoulement.

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

I. Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclus, dans la mesure où cette position entrainerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance des agglomérations devraient être relevés vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

II. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans la mesure du possible, permettre l'entraînement des sables par les débits Pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0,6m/s pour le 1/10ème du débit de pleine section, et une vitesse de 0,3m/s pour le 1/100ème de ce même débit avec un diamètre minimal. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section.

III. Mode de calcul :

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

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

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- ❖ Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m)
- ❖ Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- ❖ Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).
- ❖ Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).

Le dimensionnement des collecteurs se fait à la base des abaques de BAZIN.

Le procédé de calcul :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque de BAZIN le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

$$\text{➤ Rapport des débits } R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad \text{VI.1}$$

$$\text{➤ Rapport des vitesses } R_V = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{VI.2}$$

$$\text{➤ Rapport des hauteurs } R_h = \frac{h}{D} \quad \text{VI.3}$$

Avec :

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

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

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

D : diamètre normalisé de la conduite en (mm).

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

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

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

$$Q=V.S \quad \text{VI.4}$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = Ks Rh^{\frac{2}{3}}\sqrt{I} \quad \text{VI.5}$$

Où :

- ❖ **KS** : représente le Coefficient de Manning, il dépend de la nature des parois (Pour notre réseau d'assainissement, on prend $Ks = 75$ pour les conduite en béton .
- ❖ **I** : Pente en (m/m).

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = Ks S Rh^{\frac{2}{3}}\sqrt{I} \quad \text{VI.6}$$

D'où le diamètre pour les canalisations circulaires est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left[\frac{3.282Q}{Ks\sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad \text{VI.7}$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \frac{\pi(D)^2}{4} \quad \text{VI.8}$$

Remarque : Tous les calculs sont résumés dans un tableau à l'annexe.

Conclusion :

Au cours de ce chapitre , nous avons étudié le coté hydraulique et le dimensionnement du réseau d'évacuation , on a choisi un tracé pour l'agglomération de tel sort qu'il vérifie les conditions d'implantation et on a dimensionné l'ensemble des canalisations respectant tous les critères de l'écoulement à surface libre et les critères économiques , en respectent les normes et les exigences de dimensionnement de réseau pour satisfaire la vitesse d'auto curage Nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. Donc l'addition des débits d'eaux usée dans une conduite, ainsi la pente du tronçon qui nous a permis de procéder un dimensionnement de tout le réseau après un calcul précis. On remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 300 et 800 mm.

CHAPITRE VI :

**LES ELEMENTS DU
RESEAU D'EGOUT
ET OUVRAGES
ANNEXES**

Introduction :

Le réseau d'assainissement a pour but la collecte des eaux usées et pluviales, et par conséquent la protection du milieu naturel.

Afin d'accomplir au mieux ses objectifs, le réseau d'assainissement se compose de plusieurs ouvrages dont on distingue :

- Les ouvrages principaux : constituant l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une exploitation rationnelle du réseau tels : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages,...etc.

I. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux représentent tous les éléments nécessaires à l'évacuation de l'effluent hors du réseau d'assainissement, entre autres les canalisations et les joints.

I.1. Les canalisations :

Ce sont les éléments principaux du système d'évacuation, présentés sous diverses formes :

- Les conduites circulaires : définies par leurs diamètres nominaux en mm.
- Les conduites ovoïdes : désignées par leurs hauteurs intérieures en cm.

I.2. Formes et sections de conduites:

- Conduites circulaires :Les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections par rapport aux autres formes.
- Conduites ovoïdes :Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

I.3. Critères du choix de conduite:

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.

I.4. Types de matériaux:

I.4.1. Conduite en fonte:

La particularité de ce type de conduite, réside dans leur composition à base de fonte, ce qui les rends inoxydables et solides, et par conséquent s'imposent à titre de sécurité. Elles sont utilisées généralement au niveau des raffineries de pétrole pour évacuer les eaux usées industrielles.

I.4.2. Conduite en amiante ciment:

Ce sont des conduites munies d'un revêtement intérieur de la paroi à base d'enduit antiacide. Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm et Les longueurs utiles varient de 0.5 à 5 m.

❖ Joints :

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboîtement. On distingue :

- Le joint « Everitube »
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

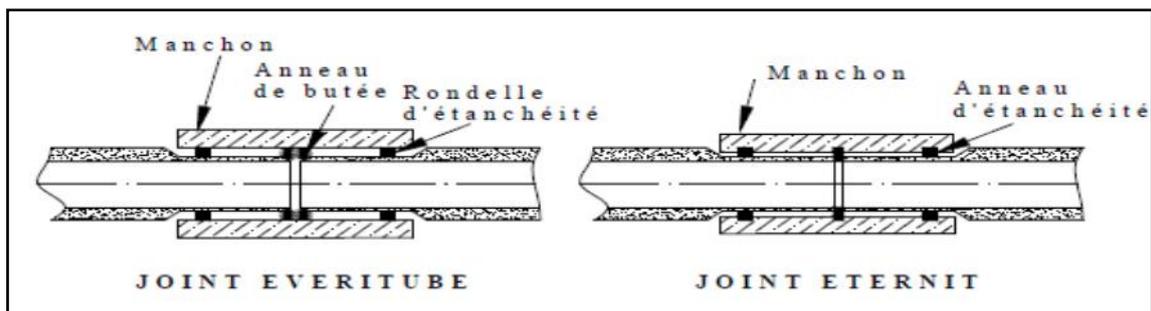


Figure VI-22 : Joints sur tuyaux en amiante ciment

I.4.3. Conduite en grès:

Les conduites en grès sont caractérisées par une très grande dureté, et une excellente résistance aux agressions chimiques ou climatiques. Cette résistance est obtenue grâce à une cuisson à une température supérieure à 1 200 °C. Ces conduites sont livrables en longueur utiles de 1.0m, 1.5m et 2.0m.

❖ Joints :

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joints à double anneaux.

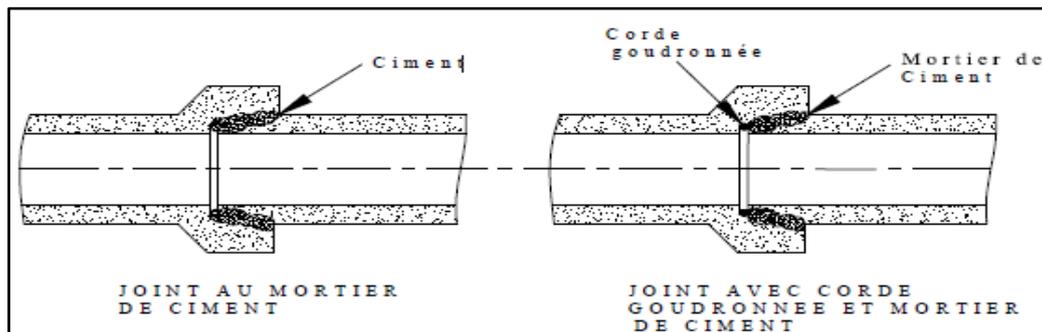


Figure VI-23 : Joints sur tuyau en grès

I.4.4. Conduite en matière plastique:

Les conduites en plastique sont résistantes à la corrosion, inertes et stables vis-à-vis de nombreux réactifs chimiques. On peut distinguer :

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

❖ **Joints** : Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

I.4.5. Conduite en béton armé :**❖ Nature du matériau :**

L'armature formant la conduite en béton armé se compose de :

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation.
- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices.

❖ Fabrication :

On dispose de trois procédés de fabrication :

- La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :
 - Vibrateurs fixe ou mobiles.
 - Table vibrante.
 - Noyau vibrant.
- La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.
- Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm.

❖ Joints :

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint type Rocla.
- Joint torique.
- Joint à 1/2 emboitement.
- Joint à coller.
- Joint plastique.

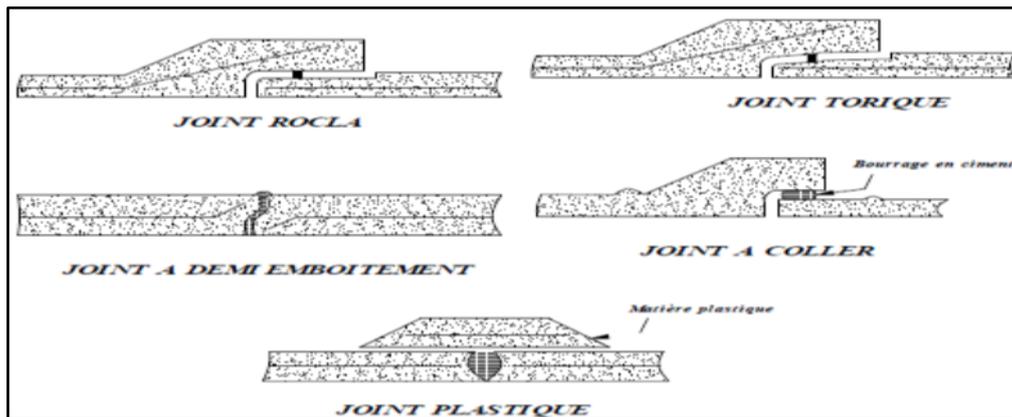


Figure VI-24 : Joints sur tuyaux en béton

→ Pour notre projet, nous avons choisi ce type de conduites, vu les avantages qu'elles présentent :

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

I.5. Les essais de conduites préfabriqués:

Pour assurer le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, de nombreux essais s'imposent notamment les essais à l'écrasement, à l'étanchéité, et à la corrosion.

I.5.1. Essai à l'écrasement :

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

I.5.2. Essai d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur chantier.

- A l'usine : La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur chantier : Un des trois essais peut être envisagé :
 - L'essai à l'eau.
 - L'essai à la fumée.
 - L'essai à l'air sous pression.

I.5.3. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré (H_2S) produit par les fermentations anaérobies. Le développement de bactéries, qui amorcent la formation d'acide sulfurique, entraîne une baisse du pH superficiel du béton suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. Celle-ci permet le développement rapide de bactéries acidophiles et s'accompagnent de la progression du processus de corrosion vers l'intérieur du béton.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique ...). Après un lavage à l'eau douce et un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

I.6. Les remèdes:

Les remèdes qu'il est possible de proposer pour lutter contre l'action des sulfures sont de deux natures :

- Remèdes hydrauliques.
- Remèdes Chimiques.

I.7. Pose de canalisation:**I.7.1. Les conditions de pose :**

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

I.7.2. Les modes de pose :

Le mode de pose des canalisations diffère selon la nature du terrain.

❖ **Terrain ordinaire :**

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond exempt de massifs durs, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des Fabricants de conduites.

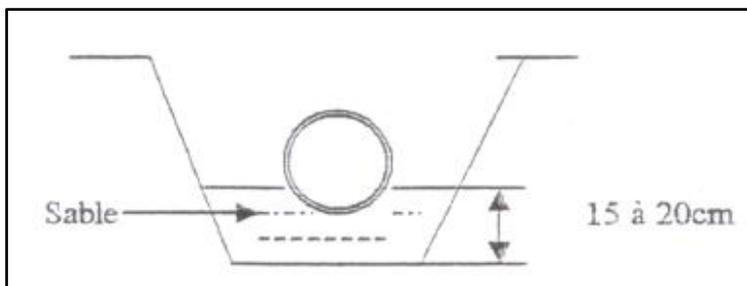


Figure VI-25 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire

❖ **Mauvais terrain :**

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

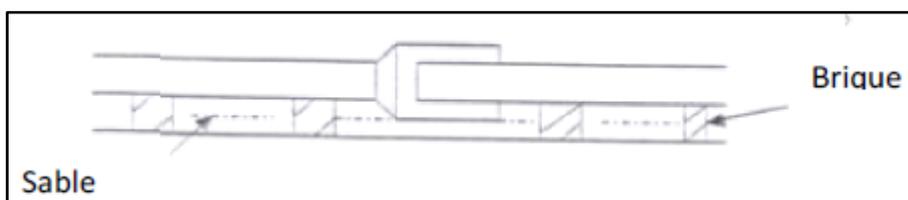


Figure VI-26 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain

❖ **Terrain très mauvais :**

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriquée doit être envisagée au fond de la tranchée.

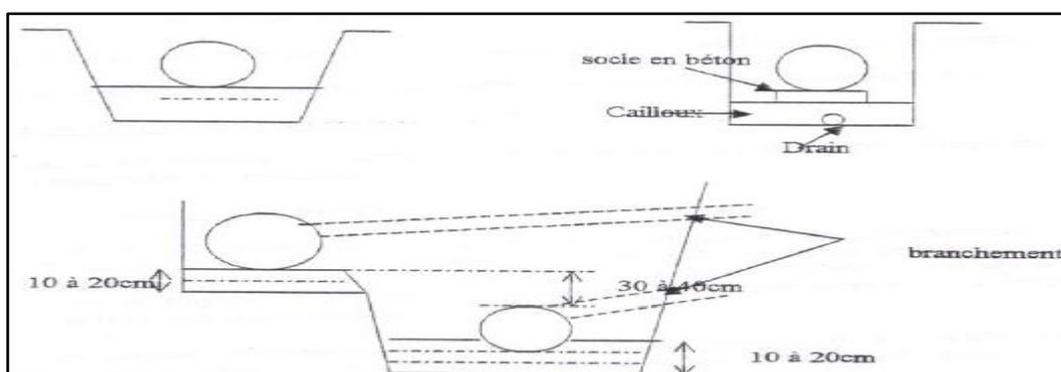


Figure VI-27 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais

II. Les ouvrages annexes :

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

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

II.1. Les ouvrages normaux:

Les ouvrages normaux, sont les ouvrages courants, qui sont indispensable en amont ou au cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents.

On les divise en trois catégories :

II.1.1. Les branchements particuliers:

Ce sont des ouvrages qui doivent assurer une meilleure hygiène pour l'habitation. Ces branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisation capable de résister à la pression, résultant de la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique.

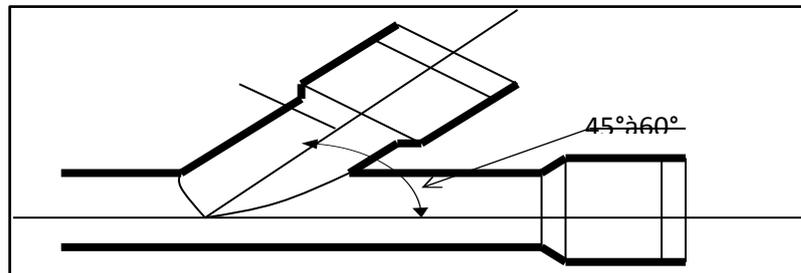


Figure VI-28 : Exemple d'un branchement simple

II.1.2. Les bouches d'égout:

Les bouches d'égout, appelés aussi regard de chaussée, sont des ouvrages à vocation prioritairement utilitaire et sécuritaire ; il s'agit de limiter et d'absorber les eaux de surfaces (Les eaux pluviales et les eaux de lavages).

Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption par le bas), soit dans la chaussée (absorption par le haut).

On peut classer les bouches d'égout selon le recueil des eaux, en cinq types :

- **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique** :Ce type de bouche d'égout, permet l'entrée des eaux dans le réseau, soit au moyen d'un siphon, soit directement par sur verse au-dessus du seuil du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique** :Afin d'évacuer l'eau, un entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton** : Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.
- **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné** :Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.
- **La bouche d'égout à grille seule** : Les bouches d'égout à grille seule, s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

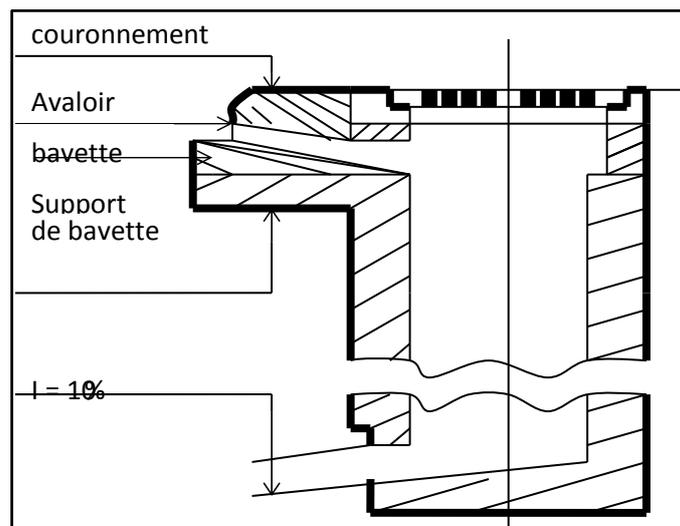


Figure VI-29 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

II.1.3. Les regards :

Les regards sont des dispositifs donnant accès à l'ensemble du système d'assainissement, et à cet effet, permettent de contrôler et d'entretenir ce dernier plus facilement.

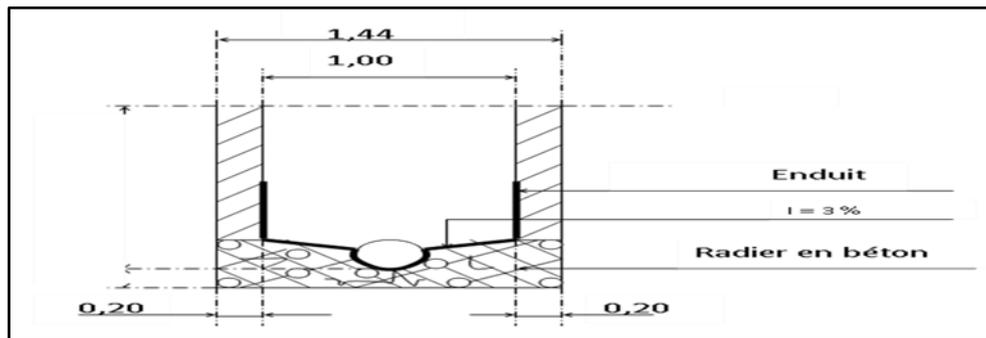


Figure VI-30 : Exemple d'un regard simple

❖ Fonctions :

Dans le système d'assainissement le regard a quatre fonctions principales, il permet de :

- Réaliser des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation).
- Insérer des accessoires de nettoyage à tout moment.
- Contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement.
- Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'assainissement.

❖ Emplacement :

Un regard doit être installé sur les canalisations :

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

❖ Types de regards :

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

- **Regard de visite** : Ces regards sont destinés à l'entretien courant, et le curage régulier des canalisations, tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières. L'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.
- **Regard de ventilation** : La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
- **Regard de jonction** : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- Une absence de reflux d'eau par temps sec.
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.
- **Regard de chute :** C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour la chute verticale et la chute toboggan.

II.2. Les ouvrages spéciaux:

Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau. Mais dans certains cas, leur présence s'avère indispensable tel le déversoir d'orage.

Conclusion :

Afin d'assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation des eaux usées et pluviales, il est nécessaire de faire un bon choix en matière de canalisation et de joint.

Concernant notre projet, on a opté pour des conduites en béton armé pour tout le réseau .

De plus, pour une exploitation rationnelle de ce réseau d'assainissement, pour faciliter les opérations de curage et enfin pour éviter quelques problèmes techniques tels l'obscurité, on doit projeter des ouvrages annexes qui seront convenablement dimensionnés. Cependant, la présence de ces ouvrages s'avère inutile dans notre projet.

CHAPITRE VII:

**ORGANISATION DE
CHANTIER ET
ESTIMATION DU COUT
DE PROJET**

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

I. Les étapes de réalisation du projet :

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

I.1. Manutention et stockage des conduites:

I.1.1. Manutention :

Afin de préserver les conduites pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et éviter le déchargement brutal sur le sol.

I.1.2. Stockage :

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.

I.2. Décapage de la terre végétale :

C'est une opération préliminaire, qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

I.3. Exécution des tranchées et des fouilles des regards:

Le fond de fouille doit être arasé à la pente du projet, en évitant le remaniement, et en respectant les largeurs minimales des tranchées par mesure de sécurité.

I.4. Aménagement du lit de sable :

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable, qui sera bien nivelée suivant les côtes du profil en long comme le montre la figure ci-dessous :

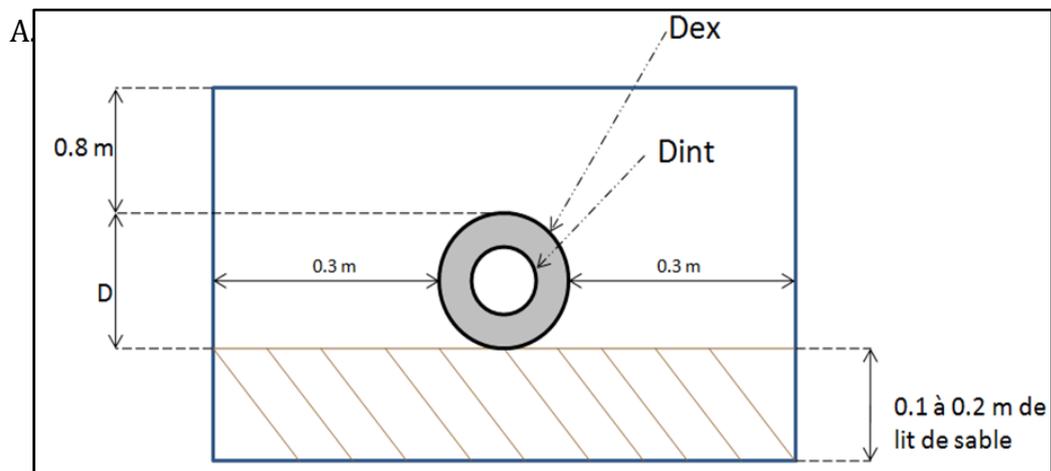


Figure VII-31 : Pose du lit de sable

I.5. Emplacement des piquets:

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

I.6. Pose des canalisations :

Durant la pose de canalisation, il faut vérifier que :

- La décente du tuyau se fait dans une fouille blindée.
- Les surfaces des abouts doivent être débarrassés.
- Les joints doivent être vérifiés et nettoyés.

I.7. Assemblage des canalisations :

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.

I.8. Essai d'étanchéité:

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

I.9. Réalisation des regards:

Pour l'exécution d'un regard, on doit suivre les étapes 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.

Les regards ont généralement une forme cubique, leurs dimensions varient en fonction des profondeurs des tranchées. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé comme on peut avoir aussi des regards préfabriqués.

I.10. Réalisation des branchements :

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principal (généralement un regard)
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3% ;
- Eventuellement un regard collecteur de branchement.
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public.

I.11. Remblayage et compactage :

Pour assurer la protection de la canalisation, et la transmission des charges, on doit effectuer un remblayage avec un matériau similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

II. Choix des engins :

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

- **Les engins de chargement :**
 - Les chargeuses.
 - Les pelles hydrauliques.
 - Les pelles mécaniques.
- **Les engins de transport :**
 - Les brouettes.
 - Les camions bennes.
 - Les dumpers.
 - Les motos basculeurs.
 - Les véhicules utilitaires.
- **Les engins de mise en place des matériaux :**
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.
 - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

❖ **Pour le décapage :**

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains facile à décapé, elle est constituée d'un tracteur à quatre roues dans deux prolongé vers l'avant, une lame montée sur une couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement dans toutes directions.



Figure VII-32 : Niveleuse

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



Figure VII-33 : Bulldozer

❖ **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. Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.



Figure VII-34 : Pelle à chenille

❖ **Pour le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.



Figure VII-35 : Chargeuse

❖ **Pour le compactage :**

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.



Figure VII-36 : Compacteur à rouleaux lisses

III. Détermination des différents volumes des travaux :

III.1. Volume du décapage de la couche végétale:

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad \text{(VII.40)}$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).

- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

III.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad \text{(VII.41)}$$

Tel que :

- V_d : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad \text{(VII.42)}$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.4. Volume occupé par les conduites:

$$V_{cond} = (\pi \times D_{ext} / 4) \times L \quad \text{(VII.43)}$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.5. Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad \text{(VII.44)}$$

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage
- B : Largeur de la tranchée(m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.6. Volume du remblai de protection:

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}}) \quad \text{(VII.45)}$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).

III.7. Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad \text{(VII.46)}$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad \text{(VII.47)}$$

Avec :

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

IV. Devis quantitatif et estimatif :

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire(da)	Montant (da)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M3	1676.45	120.00	201174,00
2	Déblais	M3	24267.65	600.00	14560590,00
3	Pose de lit de sable	M3	2510.78	1200.00	3012936,00
4	Remblais de la tranchée	M3	21625.43	600.00	12975258,00
5	Evacuation des déblais excédentaire	M3	2642.59	120.00	317110,00
6	Grillage	MI	4326	80.00	346080,00
B	Canalisation				
	Fournitures, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en béton				
1	Ø 300	MI	2462	1500	3693000,00
2	Ø 400	MI	210	2300	483000,00
3	Ø 500	MI	178	3100	551800,00
4	Ø 600	MI	967	4000	3868000,00
5	Ø 800	MI	511	5000	2555000,00
C	Construction				
	Regards en béton armé	Unité	184	40000.00	7360000,00
	Total ht				49923948,00
	Total tva 19 %				9485550,12
					59409498,12

source :société hydraulique BOURENANE à Bordj Bou Arreridj

Conclusion :

Ce chapitre a résumé les différentes procédures à prendre en charge pour la réalisation de notre projet étudié de l'organisation de chantier pour assurer le bon déroulement de la mise en œuvre. Ainsi, nous sommes arrivés à une estimation approximative du cout du projet d'une somme égale à cinquante neuf millions quatre-cents neuf mille quatre cent quatre-vingt dix-huit dinars et douze centimes.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

En conclusion, nous pouvons dire que dans ce mémoire, nous avons conçu un système d'évacuation des eaux usées et pluviales du nouveau pôle urbain d'El Omaria (W.Médéa) vers un exutoire afin de protéger la santé publique et l'environnement.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, on fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 165 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en raison de la topographie du site, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées et les eaux pluviales vers le cours d'eau.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publics vu qu'il n'y a pas des industries au niveau de la zone. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 8 sous-bassins, choisi le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté pour la méthode rationnelle.

Nous avons choisi des conduites en béton pour tout le réseau vu ses avantages (bonne étanchéité, bonne résistance mécanique, bonne stabilité dans les tranchées, ainsi pose et assemblage facile.)

Du côté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de 59409498,12 DA.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

AZARI, S. Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida).

DERNOUNI, F.(2009). Cours d'assainissement, 4^{ème} édition. ENSH, Blida.

GOMELLA, C. & GUERREE, H. (1986). Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales. Édition Paris Eyrolles

SALAH, B. (1993). Polycopie de l'assainissement. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), Blida.

SELMİ, B. (1999). Guide technique de l'assainissement, 2^{eme} édition, Moniteur, France.

TOUAÏBIA, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique(ENSH),Blida.

ANNEXES

Annexe n°01: Calcul hydraulique du réseau d'assainissement .

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	V min (m/s)	H (mm)	H Min (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "A"																							
R1-R2	25	76,53	76,25	75,03	74,7	0,013	0.099	325	400	1.37	0.172	0.007	0.57	0.039	1.04	0.49	0.54	0.13	1.42	0.67	215.8	53.2	V
R2-R3	25	76,25	75,98	74,7	74,38	0,012	0.108	336	400	1.37	0.172	0.007	0.63	0.039	1.06	0.49	0.57	0.13	1.45	0.67	227.6	53.2	V
R3-R4	25	75,98	75,7	74,38	74,06	0,012	0.18	407	500	1.59	0.312	0.003	0.58	0.010	1.04	0.29	0.54	0.07	1.65	0.46	270.2	35.4	V
R4-R5	25	75,7	75,42	74,06	73,73	0,013	0.2	423	500	1.59	0.312	0.003	0.64	0.010	1.06	0.29	0.58	0.07	1.69	0.46	288.4	35.4	V
R5-R6	19,01	75,42	75,21	73,73	73,48	0,013	0.22	352	500	2.47	0.310	0.003	0.71	0.010	1.08	0.29	0.62	0.07	2.66	0.72	247.6	28.4	V
R6-R7	27,44	75,21	74,91	73,48	73,13	0,012	0.24	411	500	2.06	0.405	0.003	0.59	0.007	1.05	0.27	0.55	0.06	2.16	0.55	274.8	31.1	V
R7-R8	26	74,91	74,62	73,13	72,79	0,013	0.26	396	500	2.12	0.267	0.003	0.97	0.011	1.14	0.31	0.79	0.08	2.42	0.65	314.5	30.5	V
R8-R9	26,98	74,62	74,32	72,79	72,44	0,013	0.62	596	600	2.30	0.718	0.007	0.86	0.009	1.13	0.29	0.72	0.07	2.61	0.66	451.0	44.0	V
R9-R10	24,02	74,32	74,06	72,44	72,13	0,012	0.642	517	600	3.49	1.089	0.007	0.59	0.006	1.04	0.25	0.55	0.06	3.65	0.89	345.2	35.6	V
R10-R11	23,21	74,06	73,83	72,13	71,83	0,012	0.664	520	600	2.30	0.718	0.007	0.92	0.009	1.14	0.29	0.75	0.07	2.62	0.66	474.0	44.0	V
R11-R12	22,2	73,83	74,03	71,83	71,54	0,013	0.686	534	600	2.16	0.675	0.007	1.02	0.010	1.15	0.29	0.83	0.07	3.65	0.63	521.0	45.3	V
R12-R13	23,59	74,03	74,28	71,54	71,23	0,013	0.708	541	600	3.73	1.163	0.007	0.61	0.006	1.05	0.25	0.56	0.05	2.62	0.93	351.9	34.4	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	V min (m/s)	H (mm)	H Min (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur " B "																							
R14-R15	19	74,68	74,48	72,99	72,72	0,014	0.001	49,71	300	2,19	0,171	-	0,01	0,00	0,266	0,18	0,06	0,03	0,583	0,394	19.00	9.00	V
R15-R13	18,41	74,48	74,28	72,72	71,23	0,081	0.002	46,25	300	5,23	0,407	-	0,01	0,00	0,252	0,18	0,06	0,03	1,318	0,941	18.00	9.00	V
Collecteur " C "																							
R16-R17	22,99	102,3	101	100,8	99,02	0,078	0,021	104,47	300	4,98	0,352	0,001	0,06	0,001	0,561	0,19	0,16	0,02	2,789	0,933	49.00	7.00	V
R17-R18	23.00	100,5	98,7	99,02	97,22	0,078	0,042	135,51	300	4,98	0,35	0,001	0,12	0,001	0,663	0,19	0,23	0,03	3,300	0,969	70.00	8.00	V
R18-R19	23.00	98,72	96,9	97,22	95,42	0,078	0,063	157,77	300	4,98	0,35	0,001	0,18	0,002	0,751	0,20	0,29	0,03	3,734	1,006	86.00	9.00	V
R19-R20	20,11	96,92	95,4	95,42	93,85	0,078	0,082	173,73	300	4,97	0,35	0,001	0,23	0,002	0,819	0,21	0,33	0,03	4,071	1,036	98.00	10.00	V
R20-R21	29,9	95,35	93	93,85	91,51	0,078	0,109	193,55	300	4,98	0,35	0,001	0,31	0,003	0,886	0,22	0,38	0,04	4,408	1,082	114	12.00	V
R21-R22	23,01	93,02	91,2	91,51	89,71	0,078	0,130	206,84	300	4,97	0,35	0,001	0,37	0,004	0,921	0,22	0,42	0,04	4,582	1,116	127	13.00	V
R22-R23	23,14	91,22	89,4	89,71	87,9	0,078	0,151	218,89	300	4,97	0,35	0,001	0,43	0,004	0,957	0,23	0,46	0,05	4,761	1,150	138	14.00	V
R23-R24	23.00	89,41	87,6	87,90	86,11	0,077	0,173	230,07	300	4,96	0,35	0,001	0,49	0,005	0,996	0,24	0,50	0,05	4,944	1,181	149	15.00	V
R24-R25	23.00	87,61	85,8	86,11	84,31	0,078	0,194	239,99	300	4,98	0,35	0,002	0,55	0,005	1,029	0,24	0,53	0,05	5,121	1,216	158	16.00	V
R25-R26	23.00	85,81	84	84,31	82,52	0,077	0,215	249,74	300	4,96	0,35	0,002	0,61	0,006	1,053	0,25	0,56	0,06	5,224	1,246	169	17.00	V
R26-R27	23.00	84,02	82,2	82,52	80,72	0,078	0,236	258,40	300	4,98	0,35	0,002	0,67	0,006	1,069	0,26	0,60	0,06	5,317	1,280	179	17.00	V
R27-R28	23.00	82,22	80,4	80,72	78,92	0,078	0,257	266,83	300	4,98	0,35	0,002	0,73	0,007	1,087	0,26	0,63	0,06	5,406	1,311	190	18.00	V
R28-R29	23.00	80,42	78,6	78,92	77,12	0,078	0,278	274,85	300	4,98	0,35	0,002	0,79	0,008	1,110	0,27	0,67	0,06	5,522	1,342	202	19.00	V
R29-R1	26,72	78,62	76,5	77,12	75,03	0,078	0,303	283,72	300	4,97	0,35	0,003	0,86	0,008	1,133	0,28	0,72	0,07	5,637	1,377	215	20.00	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	V min (m/s)	H (mm)	H Min (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "D"																							
R30-R31	25.00	105	104	103,5	102,1	0,054	0,023	115,59	300	4,13	0,292	0,001	0,08	0,001	0,600	0,19	0,19	0,02	2,480	0,784	57.00	7.00	V
R31-R16	24,1	103,6	102	102,1	100,8	0,056	0,045	147,66	300	4,22	0,30	0,001	0,15	0,001	0,708	0,20	0,26	0,03	2,991	0,839	79.00	9.00	V
Collecteur " E "																							
R32-R33	27.00	97,86	96,6	96,13	94,96	0,043	0,024	123,98	300	3,70	0,26	0,001	0,09	0,001	1,140	0,19	0,21	0,03	4,220	0,710	62.00	8.00	V
R33-R20	27,62	96,58	95,4	94,96	93,85	0,040	0,050	163,77	300	3,57	0,25	0,001	0,20	0,002	0,777	0,20	0,30	0,03	2,770	0,729	90.00	10.00	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur " F "																							
R34-R35	19.98	97.95	96.01	95.65	93.79	0.093	0.411	554	600	1.86	0.579	0.003	0.71	0.005	1.08	0.24	0.62	0.05	2.00	0.45	390.4	32.6	V
R35-R36	20.01	96.01	94.22	93.79	91.92	0.093	0.42	559	600	1.86	0.579	0.003	0.73	0.005	1.08	0.24	0.63	0.05	2.01	0.45	396.7	32.6	V
R36-R37	22.00	94.22	92.17	91.92	89.87	0.093	0.429	563	600	1.86	0.579	0.003	0.74	0.005	1.09	0.24	0.64	0.05	2.02	0.45	402.9	32.6	V
R37-R38	26.40	92.17	89.71	89.87	87.41	0.093	0.447	572	600	1.86	0.579	0.003	0.77	0.005	1.10	0.24	0.66	0.05	2.04	0.45	415.5	32.6	V
R38-R39	22.95	89.71	87.64	87.41	85.61	0.078	0.456	560	600	2.64	0.519	0.003	0.88	0.006	1.14	0.25	0.72	0.05	3.00	0.66	362.4	27.4	V
R39-R40	23.05	87.64	85.93	85.61	83.81	0.078	0.465	597	600	1.72	0.537	0.003	0.87	0.006	1.13	0.25	0.72	0.05	1.95	0.43	452.1	33.9	V
R40-R41	23.58	85.93	84.26	83.81	81.96	0.078	0.484	547	600	3.31	0.649	0.003	0.75	0.005	1.09	0.24	0.64	0.05	3.61	0.78	321.1	24.4	V
R41-R42	24.99	84.26	81.93	81.96	79.85	0.084	0.484	589	600	1.86	0.579	0.003	0.84	0.005	1.13	0.24	0.70	0.05	2.09	0.45	440.7	32.6	V
R42-R43	25.00	81.93	80.03	79.85	77.73	0.085	0.484	589	600	1.86	0.579	0.003	0.84	0.005	1.13	0.24	0.70	0.05	2.09	0.45	440.7	32.6	V
R43-R44	23.94	80.03	78.78	77.73	76.65	0.045	0.484	589	600	1.86	0.579	0.003	0.84	0.005	1.13	0.24	0.70	0.05	2.09	0.45	440.7	32.6	V
R44-R45	20.51	78.78	77.89	76.65	75.72	0.045	0.484	589	600	1.86	0.579	0.003	0.84	0.005	1.13	0.24	0.70	0.05	2.09	0.45	440.7	32.6	V
R45-R46	20.00	77.89	77.03	75.72	74.81	0.045	0.484	589	600	1.86	0.579	0.003	0.84	0.005	1.13	0.24	0.70	0.05	2.09	0.45	440.7	32.6	V
R46-R47	20.00	77.03	76.16	74.81	73.89	0.046	0.484	589	600	1.86	0.579	0.003	0.84	0.005	1.13	0.24	0.70	0.05	2.09	0.45	440.7	32.6	V
R47-R48	20.00	76.16	75.30	73.89	72.99	0.045	0.484	589	600	1.86	0.579	0.003	0.84	0.005	1.13	0.24	0.70	0.05	2.09	0.45	440.7	32.6	V
R48-R49	17.32	75.30	74.50	72.99	72.09	0.045	0.666	711	800	1.81	0.912	0.004	0.73	0.004	1.09	0.23	0.63	0.05	1.97	0.42	506.1	37.9	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur " G "																							
R50-R51	21,1	106,2	105,9	104,6	104,2	0,019	0.004	74,35	300	2,51	0,18	0.001	0,02	0,00	0,410	0,19	0,11	0,02	1,029	0,467	32.00	7.00	V
R51-R52	23,01	105,9	105,6	104,2	103,7	0,020	0.009	97,95	300	2,51	0,18	0.001	0,05	0,00	0,533	0,19	0,15	0,03	1,341	0,485	45.00	8.00	V
R52-R53	23,01	105,6	105,4	103,7	103,3	0,020	0.013	114,65	300	2,51	0,18	0.001	0,08	0,00	0,597	0,20	0,19	0,03	1,501	0,501	46.00	9.00	V
R53-R54	23,01	105,4	105,1	103,3	102,0	0,053	0.018	106,33	300	4,13	0,292	0.001	0,06	0,00	0,568	0,20	0,17	0,03	2,344	0,808	50.00	8.00	V
Collecteur " G' "																							
R54-R55	21,38	105,1	102,8	102,0	100,1	0,089	0.401	549	600	2.32	0.723	0.007	0.69	0.009	1.07	0.29	0.61	0.07	2.49	0.66	383.1	43.8	V
R55-R56	22	102,8	100,5	100,1	98,18	0,090	0.423	502	600	3.07	0.958	0.007	0.55	0.007	1.03	0.26	0.52	0.06	3.15	0.81	329.7	38.0	V
R56-R57	22	100,5	98,21	98,18	96,21	0,089	0.5	505	600	2.79	0.548	0.007	0.99	0.012	1.14	0.32	0.80	0.08	3.19	0.88	400.8	39.7	V
Collecteur "H"																							
R58-R59	27,69	116,2	113	113,7	111,1	0,091	0.001	38,33	300	5,39	0,381	0.01	0,01	0,00	0,231	0,20	0,05	0,03	1,245	1,055	14.00	8.00	V
R59-R60	28	113	109,6	111,1	108,4	0,099	0.002	46,88	300	5,60	0,40	0.01	0,01	0,00	0,264	0,20	0,06	0,03	1,479	1,114	18.00	9.00	V
R60-R61	27,99	109,6	107,5	108,4	106,0	0,085	0,004	55,31	300	5,19	0,37	0.01	0,01	0,00	0,304	0,20	0,08	0,03	1,576	1,058	23.00	10.00	V
R61-R62	26	107,5	106	106,0	104,5	0,058	0.005	65,23	300	4,29	0,303	0.01	0,02	0,00	0,358	0,21	0,09	0,04	1,533	0,914	28.00	11.00	V
R62-R63	26	106	104,9	104,5	103,0	0,058	0.006	70,29	300	4,29	0,303	0.01	0,02	0,00	0,387	0,22	0,10	0,04	1,657	0,931	30.00	12.00	V
R63-R64	25,69	104,9	104,5	103,0	102,7	0,011	0.008	103,01	300	1,82	0,129	0.01	0,06	0,01	0,555	0,27	0,16	0,06	1,011	0,495	48.00	19.00	V
R64-R65	22,01	104,5	104,6	102,7	102,5	0,011	0.008	107,09	300	1,86	0,131	0.01	0,06	0,01	0,571	0,28	0,17	0,07	1,060	0,514	51.00	20.00	V
R65-R66	22	104,6	104,9	102,5	102,2	0,011	0.009	111,53	300	1,86	0,131	0.01	1,12	0,01	0,833	0,28	1,06	0,07	1,547	0,527	53.00	21.00	V
R66-R54	17,44	104,9	105,1	102,2	102,0	0,011	0.010	114,89	300	1,86	0,131	0.01	0,08	0,01	0,598	0,29	0,19	0,07	1,110	0,537	56.00	21.00	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "I"																							
R67-R68	25.00	104.6	101.9	102.2	100.2	0.08	0.012	108	300	2.68	0.209	0.007	0.06	0.032	0.55	0.46	0.16	0.12	1.48	1.22	50.6	38.4	V
R68-R69	25.00	101.9	99.58	100.2	98.08	0.08	0.024	161	300	1.86	0.145	0.007	0.17	0.046	0.73	0.52	0.27	0.14	1.35	0.96	86.6	45.5	V
R69-R70	25.00	99.58	98.44	98.08	96.90	0.05	0.036	191	300	1.74	0.136	0.007	0.27	0.049	0.85	0.53	0.35	0.15	1.48	0.92	109.8	46.9	V
R70-R57	13.39	98.44	98.21	96.90	96.61	0.02	0.048	234	300	1.36	0.106	0.007	0.45	0.063	0.97	0.57	0.47	0.17	1.32	0.77	148.6	53.0	V
R57-R71	11.61	98.21	98.04	96.61	96.43	0.02	0.060	267	300	1.19	0.093	0.007	0.65	0.072	1.06	0.59	0.58	0.18	1.27	0.70	182.7	56.8	V
R71-R72	25.00	98.04	97.68	96.43	96.05	0.02	0.072	287	300	1.18	0.092	0.007	0.78	0.073	1.11	0.59	0.67	0.18	1.31	0.70	209.7	57.1	V
R72-R34	25.71	97.68	97.95	96.05	95.65	0.02	0.084	303	300	1.19	0.093	0.007	0.90	0.072	1.14	0.59	0.74	0.18	1.36	0.70	233.0	56.8	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "J"																							
R73-R74	24.52	111.1	110.1	109.1	107.2	0.08	0.011	143	300	1.17	0.091	0.007	0.12	0.074	0.66	0.59	0.24	0.18	0.78	0.69	74.1	57.4	V
R74-R75	25.04	110.1	107.9	107.2	105.3	0.08	0.016	164	300	1.17	0.091	0.007	0.18	0.074	0.74	0.59	0.28	0.18	0.87	0.69	89.0	57.4	V
R75-R76	29.46	107.9	105.3	105.3	103.0	0.08	0.022	180	300	1.25	0.097	0.007	0.23	0.069	0.81	0.58	0.32	0.18	1.01	0.73	100.9	55.5	V
R76-R77	29.81	105.3	102.7	103.0	100.7	0.08	0.032	213	300	1.17	0.091	0.007	0.35	0.074	0.91	0.59	0.41	0.18	1.06	0.69	128.8	57.4	V
R77-R78	31.00	102.7	100.0	100.7	98.4	0.07	0.033	215	300	1.17	0.091	0.007	0.36	0.074	0.92	0.59	0.42	0.18	1.07	0.69	131.1	57.4	V
R78-R34	30.89	100.0	97.95	98.4	95.6	0.09	0.044	240	300	1.17	0.091	0.007	0.48	0.074	0.99	0.59	0.49	0.18	1.16	0.69	154.2	57.4	V
Collecteur "K"																							
R79-R80	20.22	96.37	94.21	94.37	92.42	0.10	0.009	132	300	1.17	0.091	0.007	0.10	0.074	0.63	0.59	0.21	0.18	0.74	0.69	66.9	57.4	V
R80-R81	27.55	94.21	91.26	92.42	89.76	0.10	0.018	171	300	1.17	0.091	0.007	0.20	0.074	0.77	0.59	0.30	0.18	0.91	0.69	94.3	57.4	V
R81-R82	20.98	91.26	90.70	89.76	89.16	0.03	0.027	170	300	1.78	0.139	0.007	0.19	0.048	0.77	0.53	0.30	0.15	1.37	0.94	93.6	46.4	V
R82-R83	22.00	90.70	90.11	89.16	88.52	0.03	0.036	166	300	2.54	0.198	0.007	0.18	0.034	0.75	0.47	0.29	0.12	1.91	1.18	90.6	39.3	V
R83-R38	22.00	90.11	89.71	88.52	87.41	0.05	0.045	242	300	1.17	0.091	0.007	0.49	0.074	1.00	0.59	0.50	0.18	1.17	0.69	156.1	57.4	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Qeu (m³/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "L"																							
R84-R85	20.00	90.10	89.90	88.60	88.21	0.02	0.009	132	300	1.17	0.091	0.007	0.10	0.077	0.63	0.60	0.21	0.19	0.74	0.70	66.9	58.7	V
R85-R86	20.00	89.90	89.70	88.21	87.82	0.02	0.018	171	300	1.17	0.091	0.007	0.20	0.077	0.77	0.60	0.30	0.19	0.91	0.70	94.3	58.7	V
R86-R38	20.95	89.70	89.71	87.82	87.41	0.02	0.027	200	300	1.17	0.091	0.007	0.30	0.077	0.88	0.60	0.37	0.19	1.02	0.70	116.8	58.7	V
Collecteur "M"																							
R87-R88	26.50	83.74	83.09	82.03	81.18	0.03	0.05	192	300	2.40	0.187	0.005	0.27	0.027	0.85	0.43	0.35	0.11	2.05	1.02	110.4	35.5	V
R88-R89	26.50	83.09	82.09	81.18	80.33	0.03	0.019	175	300	1.17	0.091	0.003	0.21	0.033	0.79	0.46	0.31	0.12	0.92	0.54	96.9	38.9	V
R89-R90	26.06	82.09	81.11	80.33	79.50	0.03	0.089	268	300	1.76	0.137	0.005	0.65	0.037	1.06	0.48	0.58	0.13	1.87	0.84	183.5	40.7	V
R90-R91	20.02	81.11	80.35	79.50	78.86	0.03	0.099	280	300	1.73	0.135	0.005	0.73	0.037	1.09	0.48	0.63	0.13	1.88	0.83	199.7	41.0	V
R91-R92	20.03	80.35	79.73	78.86	78.23	0.03	0.109	271	300	2.09	0.163	0.005	0.67	0.031	1.07	0.45	0.59	0.12	2.23	0.94	187.1	37.7	V
R92-R93	26.00	79.73	79.46	78.23	77.96	0.01	0.2	423	500	1.59	0.312	0.003	0.64	0.010	1.06	0.29	0.58	0.07	1.69	0.46	288.4	35.4	V
R93-R94	28.60	79.46	79.30	77.96	77.65	0.01	0.22	452	500	2.47	0.310	0.003	0.71	0.010	1.08	0.29	0.62	0.07	2.66	0.72	247.6	28.4	V
R94-R95	26.71	79.30	79.15	77.65	77.37	0.01	0.451	512	600	2.27	0.709	0.005	0.64	0.007	1.06	0.26	0.57	0.06	2.41	0.60	362.0	38.2	V
R95-R96	23.00	79.15	79.03	77.37	77.13	0.01	0.461	520	600	2.61	0.513	0.005	0.90	0.010	1.14	0.29	0.74	0.07	2.98	0.76	368.1	35.6	V
R96-R97	23.00	79.03	78.90	77.13	76.88	0.01	0.471	550	600	2.53	0.789	0.005	0.60	0.006	1.05	0.26	0.55	0.06	2.65	0.65	347.7	36.1	V
R97-R44	22.59	78.90	78.78	76.88	76.65	0.01	0.481	588	600	1.86	0.579	0.005	0.83	0.009	1.12	0.28	0.70	0.07	2.09	0.52	438.7	42.3	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "N"																							
R98-R99	15.27	97.08	95.37	94.58	93.06	0.10	0.011	143	300	1.17	0.091	0.005	0.12	0.055	0.66	0.55	0.24	0.16	0.78	0.64	74.1	49.4	V
R99-R100	29.76	95.37	92.20	93.06	90.10	0.10	0.022	185	300	1.17	0.091	0.005	0.24	0.055	0.83	0.55	0.33	0.16	0.97	0.64	104.4	49.4	V
R100-R101	23.00	92.20	89.79	90.10	87.81	0.10	0.033	215	300	1.17	0.091	0.005	0.36	0.055	0.92	0.55	0.42	0.16	1.07	0.64	131.1	49.4	V
R101-R102	23.29	89.79	87.35	87.81	85.49	0.10	0.044	240	300	1.17	0.091	0.005	0.48	0.055	0.99	0.55	0.49	0.16	1.16	0.64	154.2	49.4	V
R102-R103	24.00	87.35	84.84	85.49	83.10	0.10	0.055	261	300	1.17	0.091	0.005	0.60	0.055	1.05	0.55	0.56	0.16	1.23	0.64	175.0	49.4	V
R103-R104	24.00	84.84	82.32	83.10	80.70	0.10	0.066	279	300	1.17	0.091	0.005	0.72	0.055	1.08	0.55	0.63	0.16	1.27	0.64	198.0	49.4	V
R104-R92	24.74	82.32	79.73	80.70	78.23	0.10	0.077	296	300	1.17	0.091	0.005	0.85	0.055	1.13	0.55	0.70	0.16	1.32	0.64	222.0	49.4	V
Collecteur "O"																							
R105-R106	24.00	98.29	96.94	96.76	94.91	0.08	0.006	101	300	1.59	0.124	0.003	0.05	0.024	0.53	0.41	0.15	0.11	0.84	0.65	46.4	33.9	V
R106-R99	23.72	96.94	95.37	94.91	93.06	0.08	0.012	142	300	1.28	0.100	0.003	0.12	0.030	0.66	0.45	0.23	0.12	0.85	0.57	73.9	37.3	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "P"																							
R107-R108	21.64	91.54	89.17	89.04	87.67	0.06	0.01	104	300	2.44	0.190	0.005	0.05	0.026	0.54	0.42	0.15	0.11	1.31	1.03	48.4	35.2	V
R108-R109	25.00	89.17	86.43	87.67	84.93	0.11	0.02	147	300	1.96	0.152	0.005	0.13	0.033	0.68	0.46	0.25	0.12	1.33	0.90	77.2	38.8	V
R109-R87	24.51	86.43	83.74	84.93	82.03	0.12	0.03	157	300	2.47	0.192	0.005	0.16	0.026	0.71	0.42	0.27	0.11	1.76	1.04	84.0	35.0	V
Collecteur "Q"																							
R110-R111	24.43	78.44	78.30	76.94	76.59	0.01	0.01	118	300	1.75	0.136	0.003	0.07	0.022	0.59	0.39	0.18	0.10	1.03	0.69	57.3	32.6	V
R111-R112	23.00	78.30	78.18	76.59	76.27	0.01	0.021	177	300	1.26	0.098	0.003	0.21	0.031	0.80	0.45	0.31	0.12	1.00	0.56	98.1	37.6	V
R112-R113	22.00	78.18	78.06	76.27	75.96	0.01	0.031	207	300	1.22	0.095	0.003	0.33	0.032	0.90	0.45	0.39	0.12	1.09	0.55	123.7	38.2	V
R113-R114	22.00	78.06	77.94	75.96	75.65	0.01	0.041	232	300	1.19	0.093	0.003	0.44	0.032	0.96	0.46	0.47	0.12	1.15	0.55	146.7	38.5	V
R114-R115	22.00	77.94	77.82	75.65	75.34	0.01	0.095	320	400	1.37	0.172	0.003	0.55	0.017	1.03	0.36	0.53	0.09	1.41	0.49	210.7	37.3	V
R115-R116	23.80	77.82	77.69	75.34	75.00	0.01	0.114	343	400	1.37	0.172	0.003	0.66	0.017	1.07	0.36	0.59	0.09	1.46	0.49	235.8	37.3	V
R116-R117	17.76	77.69	77.75	75.00	74.75	0.01	0.36	527	600	1.86	0.579	0.004	0.62	0.007	1.06	0.26	0.57	0.06	1.96	0.49	356.7	37.8	V
Collecteur "R"																							
R118-R119	22.00	80.73	79.33	78.73	77.71	0.05	0.009	132	300	1.17	0.091	0.004	0.10	0.044	0.63	0.51	0.21	0.14	0.74	0.60	66.9	44.4	V
R119-R120	22.00	79.33	78.33	77.71	76.68	0.05	0.019	175	300	1.17	0.091	0.004	0.21	0.044	0.79	0.51	0.31	0.14	0.92	0.60	96.9	44.4	V
R120-R121	23.21	78.33	77.82	76.68	75.60	0.05	0.029	205	300	1.17	0.091	0.004	0.32	0.044	0.89	0.51	0.39	0.14	1.04	0.60	121.7	44.4	V
R121-R117	18.01	77.82	77.75	75.60	74.75	0.05	0.039	229	300	1.17	0.091	0.004	0.43	0.044	0.95	0.51	0.46	0.14	1.12	0.60	144.2	44.4	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "S"																							
R122-R123	24.72	80.82	78.44	77.82	76.90	0.04	0.126	356	400	1.37	0.172	0.004	0.73	0.023	1.09	0.40	0.63	0.11	1.49	0.55	253.2	42.3	V
R123-R124	25.26	78.44	77.95	76.90	75.97	0.04	0.151	381	400	1.37	0.172	0.004	0.88	0.023	1.14	0.40	0.72	0.11	1.56	0.55	289.4	42.3	V
R124-R116	26.27	77.95	77.69	75.97	75.00	0.04	0.176	390	400	1.37	0.172	0.004	1.02	0.023	1.15	0.40	0.83	0.11	1.57	0.55	333.1	42.3	V
Collecteur "T"																							
R125-R126	30.19	82.92	82.29	80.61	79.95	0.02	0.007	120	300	1.17	0.091	0.004	0.08	0.044	0.60	0.51	0.19	0.14	0.70	0.60	58.7	44.4	V
R126-R127	25.01	82.29	81.77	79.95	79.40	0.02	0.014	148	300	1.35	0.105	0.004	0.13	0.038	0.68	0.48	0.25	0.13	0.92	0.66	77.7	41.4	V
R127-R128	25.01	81.77	81.24	78.40	78.84	0.02	0.061	271	300	1.17	0.091	0.004	0.67	0.044	1.07	0.51	0.59	0.14	1.25	0.60	187.2	44.4	V
R128-R129	25.01	81.24	80.79	78.84	78.30	0.02	0.068	243	300	1.75	0.136	0.004	0.50	0.029	1.00	0.44	0.50	0.12	1.75	0.77	156.9	36.9	V
R129-R122	21.65	80.79	80.82	78.30	77.82	0.02	0.075	273	300	1.41	0.110	0.004	0.68	0.036	1.07	0.48	0.60	0.13	1.51	0.67	189.5	40.6	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Qeu (m³/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "U"																							
R130-R131	24.00	84.47	83.61	81.97	81.17	0.03	0.018	129	300	2.49	0.194	0.003	0.09	0.015	0.62	0.34	0.21	0.09	1.55	0.86	64.8	27.9	V
R131-R132	24.00	83.61	82.74	81.17	80.36	0.03	0.027	162	300	2.03	0.158	0.003	0.17	0.019	0.74	0.37	0.28	0.10	1.50	0.76	87.8	30.5	V
R132-R133	23.32	82.74	81.90	80.36	79.58	0.03	0.036	152	300	3.24	0.253	0.003	0.14	0.012	0.70	0.31	0.26	0.08	2.25	1.01	80.4	24.7	V
R133-R134	18.75	81.90	81.24	79.58	78.97	0.03	0.094	319	400	1.37	0.172	0.003	0.55	0.017	1.03	0.36	0.52	0.09	1.41	0.49	209.4	37.3	V
R134-R122	19.16	81.24	80.82	78.97	78.32	0.03	0.103	330	400	1.37	0.172	0.003	0.60	0.017	1.05	0.36	0.55	0.09	1.44	0.49	220.9	37.3	V
Collecteur "V"																							
R135-R118	18.09	91.70	89.27	89.40	87.77	0.09	0.01	138	300	1.17	0.091	0.003	0.11	0.033	0.65	0.46	0.22	0.12	0.76	0.54	70.6	38.9	V
R136-R137	18.23	89.27	86.81	87.77	85.31	0.13	0.02	132	300	2.64	0.205	0.003	0.10	0.015	0.63	0.34	0.21	0.09	1.66	0.89	66.4	27.2	V
R137-R138	18.18	86.81	84.35	85.31	82.85	0.14	0.03	151	300	2.72	0.212	0.003	0.14	0.014	0.69	0.33	0.25	0.08	1.89	0.91	80.1	26.8	V
R138-R133	18.19	84.35	81.90	82.85	80.40	0.13	0.04	192	300	1.91	0.149	0.003	0.27	0.020	0.85	0.38	0.35	0.10	1.63	0.73	110.5	31.3	V
Collecteur "W"																							
R139-R140	25.00	93.66	92.92	92.16	91.46	0.03	0.05	202	300	2.10	0.164	0.003	0.31	0.018	0.88	0.37	0.38	0.10	1.85	0.77	118.9	30.1	V
R140-R141	25.00	92.92	92.22	91.46	90.76	0.03	0.06	269	300	1.17	0.091	0.003	0.66	0.033	1.06	0.46	0.59	0.12	1.25	0.54	185.1	38.9	V
R141-R142	25.00	92.22	91.93	90.76	90.05	0.03	0.07	285	300	1.17	0.091	0.003	0.77	0.033	1.10	0.46	0.66	0.12	1.29	0.54	206.9	38.9	V
R142-R135	23.12	91.93	91.70	90.05	89.40	0.03	0.08	281	300	1.39	0.109	0.003	0.74	0.028	1.09	0.43	0.64	0.11	1.52	0.60	200.5	36.0	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Qeu (m³/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "X"																							
R143-R144	20.00	91.33	91.53	89.83	89.60	0.01	0.014	122	300	2.25	0.175	0.004	0.08	0.023	0.60	0.40	0.19	0.11	1.35	0.90	59.9	33.1	V
R144-R133	17.39	91.53	91.70	89.60	89.40	0.01	0.028	158	300	2.25	0.175	0.004	0.16	0.023	0.72	0.40	0.27	0.11	1.62	0.90	85.0	33.1	V
Collecteur "Y"																							
R145-R146	25.00	109.0	107.8	107.5	106.3	0.05	0.004	98	300	1.17	0.091	0.004	0.04	0.044	0.51	0.51	0.14	0.14	0.60	0.60	44.4	44.4	V
R146-R147	25.00	107.8	106.5	106.3	105.1	0.05	0.008	127	300	1.17	0.091	0.004	0.09	0.044	0.62	0.51	0.20	0.14	0.72	0.60	62.9	44.4	V
R147-R148	21.26	106.5	105.5	105.1	104.0	0.05	0.041	233	300	1.17	0.091	0.004	0.45	0.044	0.97	0.51	0.47	0.14	1.13	0.60	148.3	44.4	V
Collecteur "Z"																							
R148-R149	21.00	105.5	103.4	103.0	101.9	0.05	0.046	244	300	1.17	0.091	0.004	0.50	0.044	1.00	0.51	0.50	0.14	1.17	0.60	158.0	44.4	V
R149-R150	21.00	103.4	101.2	101.9	99.73	0.10	0.05	247	300	1.23	0.096	0.004	0.52	0.042	1.01	0.50	0.51	0.14	1.24	0.62	161.1	43.4	V
R150-R151	21.00	101.2	98.83	99.73	97.33	0.11	0.008	127	300	1.17	0.091	0.004	0.09	0.044	0.62	0.51	0.20	0.14	0.72	0.60	62.9	44.4	V
R151-R152	20.35	98.83	96.16	97.33	94.66	0.13	0.016	164	300	1.17	0.091	0.004	0.18	0.044	0.74	0.51	0.28	0.14	0.87	0.60	89.0	44.4	V
R152-R153	22.00	96.16	93.27	94.66	91.77	0.13	0.074	288	300	1.20	0.094	0.004	0.79	0.043	1.11	0.50	0.67	0.14	1.33	0.61	211.0	43.7	V
R153-Rex	21.01	93.27	90.50	91.77	89.00	0.13	0.082	292	300	1.18	0.092	0.004	0.89	0.043	1.14	0.51	0.73	0.14	1.34	0.60	230.6	44.1	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Qeu (m³/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "A-A"																							
R154-R155	24.00	85.70	83.56	84.20	81.97	0.09	0.475	583	600	1.87	0.584	0.004	0.81	0.007	1.12	0.26	0.69	0.06	2.09	0.49	431.6	37.6	V
R155-R156	24.00	83.56	81.42	81.97	79.74	0.09	0.487	591	600	1.86	0.579	0.004	0.84	0.007	1.13	0.26	0.70	0.06	2.09	0.49	442.7	37.8	V
R156-R95	25.51	81.42	79.15	79.74	77.37	0.09	0.499	596	600	1.86	0.579	0.004	0.86	0.007	1.13	0.26	0.72	0.06	2.10	0.49	450.6	37.8	V
Collecteur "A-B"																							
R13-R157	17,23	74,28	73,25	71,23	70,83	0,023	0.401	521	600	2.13	0.665	0.007	0.60	0.010	1.05	0.29	0.56	0.07	2.54	0.63	349.9	45.6	V
R157-R158	23,5	73,25	73,48	70,83	71,05	0,009	0.583	776	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R158-R159	23,5	73,48	73,96	71,05	70,58	0,020	0.593	778	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R159-R160	23,5	73,96	74,45	70,58	70,35	0,009	0.603	782	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R160-R49	25,55	74,45	74,5	70,35	70,09	0,010	0.623	790	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V

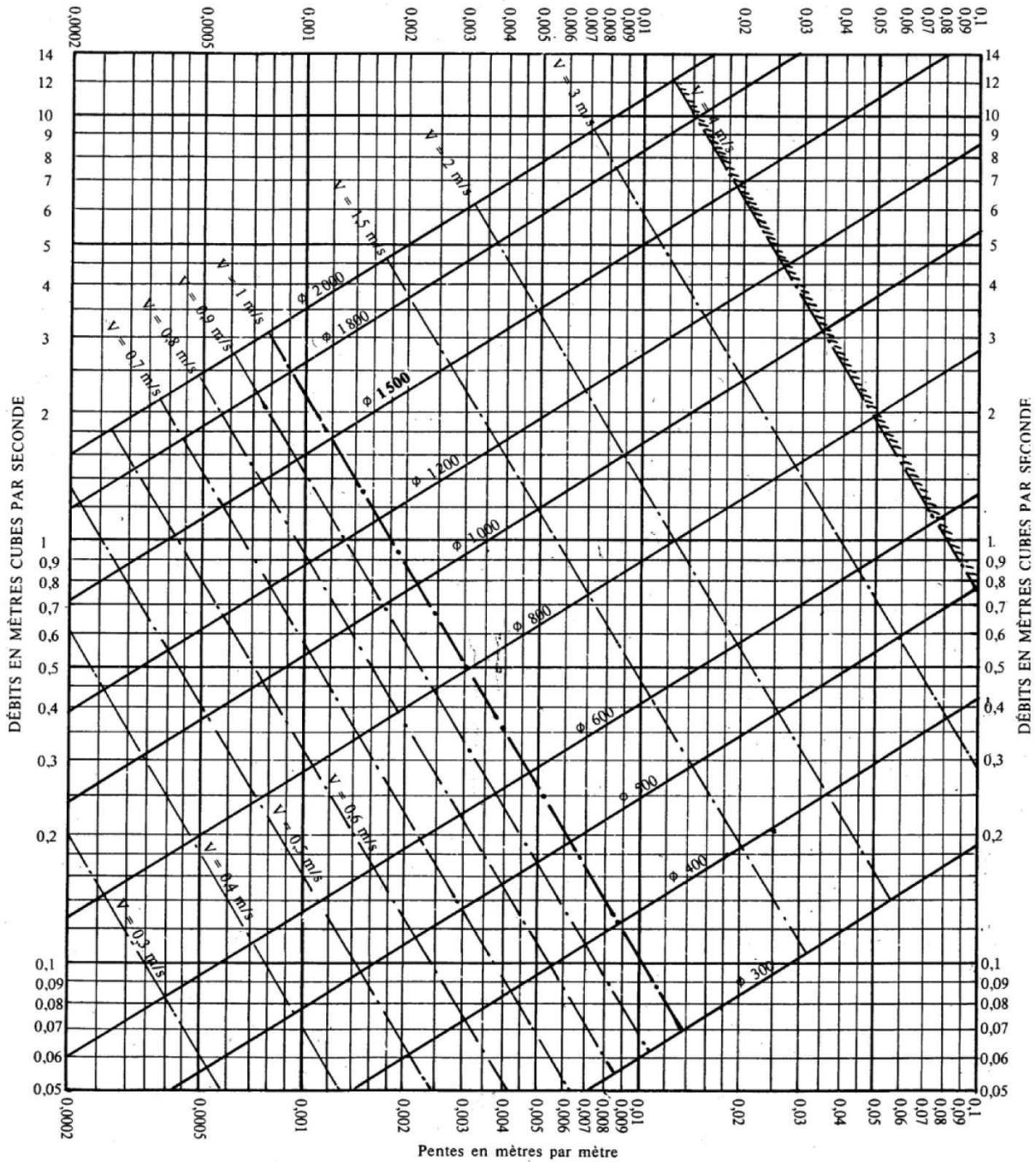
tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Qeu (m³/s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "A-C"																							
R49-R161	23.39	74.50	74.15	70.09	69.80	0.01	0.583	776	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R161-R162	25.02	74.15	73.17	69.80	69.49	0.01	0.613	779	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R162-R163	25.00	73.17	72.39	69.49	69.18	0.01	0.623	780	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R163-164	25.00	72.39	71.68	69.18	68.87	0.01	0.633	781	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R164-R165	25.00	71.68	71.43	68.87	68.57	0.01	0.653	783	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R165-R166	25.00	71.43	71.02	68.57	68.26	0.01	0.693	784	800	1.26	0.632	0.012	0.92	0.019	1.14	0.37	0.75	0.10	1.43	0.47	601.0	77.6	V
R166-R167	17.74	71.02	70.70	68.26	68.04	0.01	0.716	785	800	1.81	0.912	0.004	0.73	0.004	1.09	0.23	0.63	0.05	1.97	0.42	506.1	37.9	V
R167-R168	7.58	70.70	70.90	68.04	67.94	0.01	0.726	789	800	1.81	0.912	0.004	0.73	0.004	1.09	0.23	0.63	0.05	1.97	0.42	506.1	37.9	V
R168-R169	26.00	70.90	70.11	67.94	67.47	0.02	0.736	794	800	1.81	0.912	0.004	0.73	0.004	1.09	0.23	0.63	0.05	1.97	0.42	506.1	37.9	V
R169-R170	26.00	70.11	69.39	67.47	67.00	0.02	0.746	795	800	1.81	0.912	0.004	0.73	0.004	1.09	0.23	0.63	0.05	1.97	0.42	506.1	37.9	V
R170-R171	26.00	69.39	68.80	67.00	66.52	0.02	0.756	797	800	1.81	0.912	0.004	0.73	0.004	1.09	0.23	0.63	0.05	1.97	0.42	506.1	37.9	V
R171-R172	26.00	68.80	68.10	66.52	66.05	0.02	0.769	689	800	2.28	1.147	0.007	0.67	0.006	1.07	0.25	0.59	0.05	2.48	0.57	475.8	44.0	V
R172-R173	26.00	68.10	67.70	66.05	65.57	0.02	0.791	674	800	2.48	1.247	0.007	0.63	0.005	1.06	0.25	0.57	0.05	3.92	0.51	458.5	42.1	V
R173-R174	26.00	67.70	67.10	65.57	65.10	0.02	0.813	647	800	2.85	1.435	0.007	0.57	0.005	1.04	0.24	0.54	0.05	2.96	0.68	428.1	39.2	V
R174-R175	26.00	67.10	67.10	65.10	64.63	0.02	0.835	610	800	2.92	0.911	0.007	0.92	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	3.33	0.78	470.8	39.0	V
R175-R176	27.20	67.10	66.85	64.63	64.13	0.02	0.857	703	800	2.40	1.203	0.007	0.71	0.006	1.08	0.25	0.62	0.05	2.59	0.59	495.2	42.8	V
R176-Rex	14.02	66.85	66.72	64.13	63.87	0.02	0.901	744	800	2.18	1.054	0.007	0.82	0.006	1.12	0.25	0.69	0.06	2.44	0.55	553.3	45.1	V

tronçon	Dis (m)	cote du terrain naturel (m)		cote du radier (m)		Pent (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Auto cur
		am	av	am	av																		
Collecteur "A-D"																							
R117-R177	28.44	77.75	76.70	74.75	73.85	0.03	0.354	577	600	1.44	0.448	0.001	0.79	0.002	1.11	0.21	0.67	0.03	1.59	0.31	422.5	21.5	V
R177-R178	28.66	76.70	76.22	73.85	73.23	0.02	0.375	558	600	1.66	0.517	0.001	0.72	0.002	1.08	0.20	0.63	0.03	1.80	0.34	396.2	20.2	V
R178-R179	28.50	76.22	75.25	73.23	72.61	0.02	0.396	555	600	1.78	0.555	0.001	0.71	0.002	1.08	0.20	0.62	0.03	1.92	0.36	391.7	19.6	V
R179-R180	28.76	75.25	74.20	72.61	71.99	0.02	0.417	566	600	1.78	0.555	0.001	0.75	0.002	1.09	0.20	0.65	0.03	1.95	0.36	407.0	19.6	V
R180-R181	30.00	74.20	73.34	71.99	71.14	0.03	0.438	577	600	1.78	0.555	0.001	0.79	0.002	1.11	0.20	0.67	0.03	1.97	0.36	422.2	19.6	V
R181-R182	30.00	73.34	72.83	71.14	70.69	0.02	0.459	587	600	1.78	0.555	0.001	0.83	0.002	1.12	0.20	0.69	0.03	2.00	0.36	437.1	19.6	V
R182-R183	30.00	72.83	72.74	70.69	70.04	0.02	0.48	597	600	1.78	0.555	0.001	0.86	0.002	1.13	0.20	0.72	0.03	2.02	0.36	451.5	19.6	V
R183-R184	30.00	72.74	71.51	70.04	69.39	0.02	0.501	598	600	1.78	0.555	0.001	0.90	0.002	1.14	0.20	0.74	0.03	2.03	0.36	465.6	19.6	V
R184-R168	30.25	71.51	70.90	69.39	67.94	0.05	0.522	599	600	1.78	0.555	0.001	0.94	0.002	1.14	0.20	0.76	0.03	2.03	0.36	480.3	19.6	V

Annexe n° 02 : Abaque (Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif -canalisation circulaire-)

ABAQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



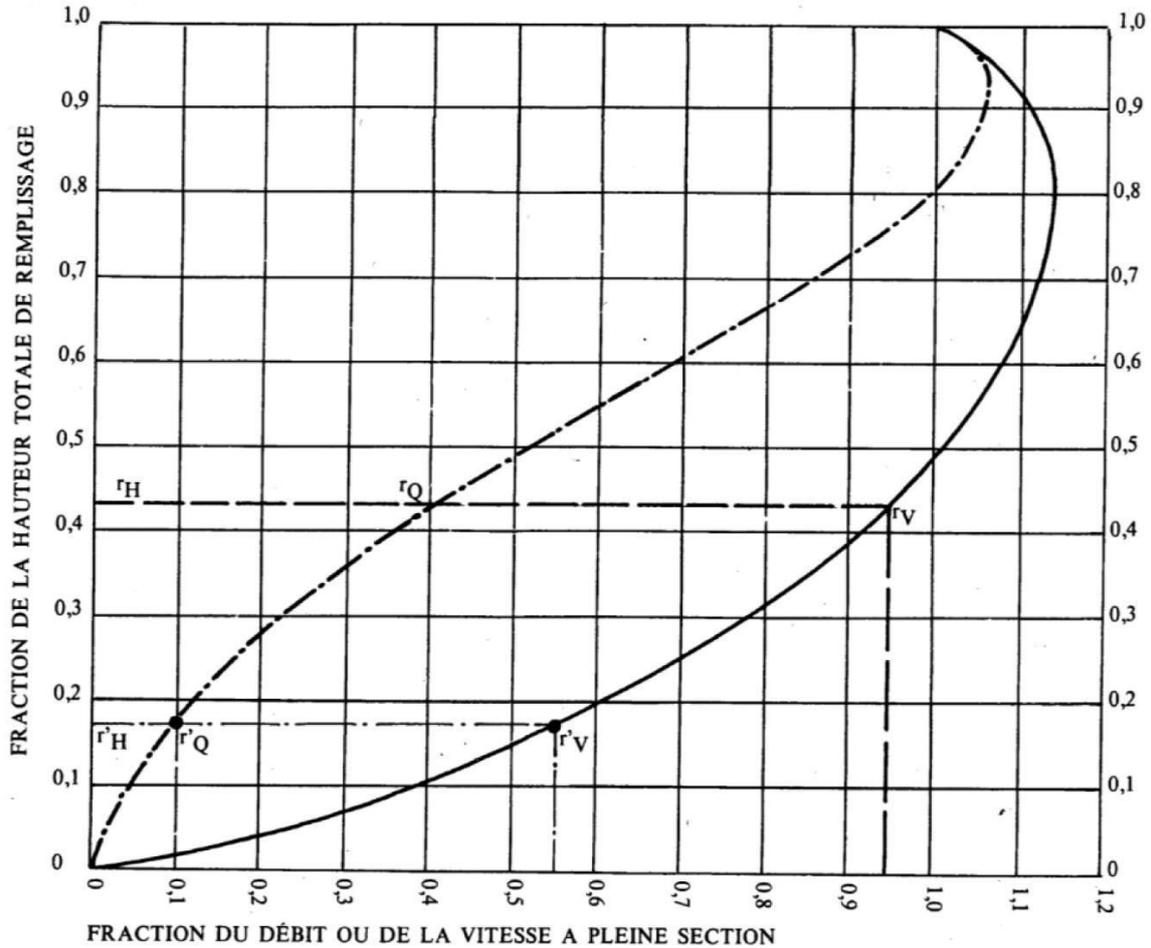
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Annexe n° 03 : Abaque (Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage - ouvrage circulaire-)

ABAQUE 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

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

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

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