

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



# Mémoire de fin d'étude

*EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
MASTER PROFESSIONNELE EN GENIE CIVIL  
Spécialité : Constructions Hydrauliques et Aménagements*

## Thème

**Etude d'un réseau d'assainissement et aménagement  
d'un canal d'évacuation pour la zone Est de la  
commune de Tizi-Ouzou**

Présenté par :

**IFREK Said  
MAACHA Nazim**

Devant le jury composé de :

M <sup>me</sup> HAMMOUM Karima, Professeur à L'UMMTO	Présidente
Mr KHATTAOUI Mohammed, Professeur à L'UMMTO	Promoteur
Mr DJEMAI Mohammed, Professeur à L'UMMTO	Examineur
Mr DAHMOUS Hocine, Maitre de conférences A à L'UMMTO	Examineur

**Promotion 2018 / 2019**

# *Remerciements*

Nous tenons à présenter nos respectueux remerciements à Monsieur KHATTAOUI Mohammed professeur au Département de Génie Civil de l'UMMTO, qui a bien voulu.

Diriger ce mémoire, pour ses précieux conseils et l'intérêt constant qu'il a porté à ce travail.

Qu'il nous soit permis de remercier messieurs les membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner ce travail.

Nous témoignons tout particulièrement notre reconnaissance à Monsieur Rachid TAREB, Chef du service assainissement de la DRE de Tizi Ouzou, pour nous avoir accueillie au sein de son service et offert un cadre propice pour le déroulement de ce travail.

Nous voudrions remercier le bureau d'étude BOUROUBA, pour avoir mis à notre disposition la documentation et les informations nécessaires.

Nous adressons nos vifs remerciements à tous nos enseignants du département de génie civil et plus particulièrement les enseignants de notre spécialité (CHA).

Nous adressons aussi notre profonde reconnaissance et remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

Nous ne saurons oublier tous nos camarades de la promotion CHA 2018/2019.

Enfin, nous rendons hommage à nos familles MAACHA et IFREK qui nous ont soutenu tout au long de notre cursus scolaire et universitaire jusqu'à l'obtention du diplôme de fin d'étude.

## Liste des figures

<b>Figure 1-1</b> : Types d'installation d'assainissement collectif .....	3
<b>Figure 1-2</b> : Type d'installation d'assainissement autonome .....	4
<b>Figure 1-3</b> : Schéma d'un réseau unitaire.....	5
<b>Figure 1-4</b> : schéma d'un système séparatif .....	5
<b>Figure 1-5</b> : schéma du réseau mixte.....	6
<b>Figure 1-6</b> : Schéma d'un réseau pseudo-séparatif. ....	6
<b>Figure 1-7</b> : Schéma perpendiculaire.....	8
<b>Figure 1-8</b> : Schéma par déplacement latéral. ....	8
<b>Figure 1-9</b> : Schéma transversal ou oblique .....	8
<b>Figure 1-10</b> : Schéma par zone étagée.....	9
<b>Figure 1-11</b> : Schéma radial. ....	9
<b>Figure 1-12</b> : Caniveaux.....	12
<b>Figure 1-13</b> : bouche d'égout .....	12
<b>Figure 1-14</b> : Station de relevage. ....	15
<b>Figure 2-1</b> : situation géographique de la zone d'étude .....	17
<b>Figure 2-2</b> : schéma général des eaux usées et pluviales à évacuer. ....	17
<b>Figure 2-3</b> : Précipitations mensuelles interannuelles.....	19
<b>Figure 2-4</b> : Températures moyennes interannuelles.....	20
<b>Figure 2-5</b> : graphique ombro-thermique à la station de Tizi Ouzou.....	20
<b>Figure 3-1</b> : graphique de GAUSS .....	30
<b>Figure 3-1</b> : courbes IDF .....	32
<b>Figure 4.1</b> : Evolution de la population en fonction des horizons.....	44
<b>Figure 5-1</b> : Surface d'impact d'un camion de 30 tonnes. ....	64
<b>Figure 5-2</b> : Schéma d'une paroi verticale.....	65
<b>Figure 5-3</b> : Schéma d'une paroi sous l'effet d'une charge d'exploitation .....	66
<b>Figure 6-1</b> : Charges vives qui s'exercent sur une conduite.....	72
<b>Tableau 7-2</b> : Le coefficient de Manning de chaque matériau .....	80
<b>Figure 7-2</b> : Section à parois hétérogène .....	81
<b>Figure 7-3</b> : représentant l'état actuel d'Oued mdayah. ....	83
<b>Figure 7-4</b> : représentant le Modèle géométrique de cours d'eau principale. ....	86
<b>Figure 7-5</b> : représentant la vue en 3D de l'oued Mdayah. ....	87
<b>Figure 7-6</b> : représentant les Données géométriques de la Section transversal N°4.3 dans HEC-RAS.....	88
<b>Figure 7-7</b> : représentant les Données géométriques de la Section transversal N°4.5 dans HEC-RAS.....	89
<b>Figure 7-8</b> : Profil en long de l'oued. ....	90
<b>Figure 7-9</b> : représentant les Données géométriques de la Section transversal N°5 dans HEC-RAS.....	94
<b>Figure 7-10</b> : Représentation de la Ligne d'eau dans le système d'évacuation proposé.....	95

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1.1</b> : Avantages et inconvénients des différents systèmes .....	7
<b>Tableau 1-2</b> : Différents type de conduite et leur utilisation. ....	11
<b>Tableau 2-1</b> : caractéristiques de la station pluviométrique de Tizi-Ouzou. ....	18
<b>Tableau 2-2</b> : Précipitations mensuelles interannuelles.....	18
<b>Tableau 2-3</b> : Températures mensuelles et interannuelles.....	19
<b>Tableau 2-4</b> : Les moyennes interannuelles des températures et des précipitations.....	20
<b>Figure 2-6</b> : Réseau hydrographique de la ville de Tizi Ouzou.....	22
<b>Tableau 3-1</b> : précipitations maximales journalières (1995-2017) .....	25
<b>Tableau 3-2</b> : Fréquence des Pjmax représentatives de la région d'études pendant la période 1995-2017.....	26
<b>Tableau 3-3</b> : Représentation statistique de la série pluviométrique .....	27
<b>Tableau 3-4</b> : Test d'adéquation.....	29
<b>Tableau 3-5</b> : l'intensité fréquentielle de la région. ....	31
<b>Tableau 4-1</b> : Les coefficients de ruissellement en zone rurale [ <b>13</b> ].....	36
<b>Tableau 4-2</b> : les différents coefficients de ruissellement selon les catégories d'urbanisation [ <b>13</b> ].....	36
<b>Tableau 4-3</b> : débits d'eaux pluviales « <b>Actuel</b> » .....	37
<b>Tableau 4-4</b> : débits d'eaux pluviales « <b>Futur</b> ».....	38
<b>Tableau 4-5</b> : Paramètres de calcul du projet.....	39
<b>Tableau 4-6</b> : Débits des eaux pluviales « Actuel » corrigés à l'exutoire des S.B.V.....	40
<b>Tableau 4-7</b> : Débits des eaux pluviales « Futur » corrigés à l'exutoire des S.B.V.....	40
<b>Tableau 4-8</b> : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	41
<b>Tableau 4-9</b> : Evaluation des débits« Actuel » suivant l'assemblage des bassins .....	42
<b>Tableau 4-10</b> : Evaluation des débits« futur » suivant l'assemblage des bassins. ....	42
<b>Tableau 4-11</b> : Population aux différents horizons. ....	44
<b>Tableau 4-12</b> : Nombre d'habitant pour chaque sous bassin .....	46
<b>Tableau 4-13</b> : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements. ....	48
<b>Tableau 4-14</b> : débits des eaux usées total à évacuer .....	48
<b>Tableau 4-15</b> : Tableau récapitulatif des eaux usées et des eaux pluviales à évacuer .....	49
<b>Tableau 5-1</b> : Valeurs de $\alpha$ en fonction de la nature des parois [ <b>11</b> ] .....	51
<b>Tableau 5-2</b> : Valeur de $\alpha$ en fonction de la nature de la paroi du collecteur[ <b>11</b> ].....	52
<b>Tableau 5-4</b> : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur A (Système séparatif).....	55
<b>Tableau 5-5</b> : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur B (Système séparatif).....	56
<b>Tableau 5-6</b> : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur C (Système séparatif et unitaire).....	60
<b>Tableau 5-7</b> : Les dimensions des regards en fonction du diamètre des conduites [ <b>1</b> ].....	62
<b>Tableau 5-8</b> : Surcharge d'exploitation d'un système de charge Bc d'un camion de 30 t.....	64
<b>Tableau 5-9</b> : Tableau récapitulatif des armatures. ....	68
<b>Tableau 6-1</b> : valeurs suggérées pour le facteur de tassement, $I_{sd}$ en fonction du type de la nature du sol naturel) [ <b>2</b> ] .....	71
<b>Tableau 6-2</b> : valeurs du facteur d'impact en fonction de la profondeur à laquelle la conduite est installée[ <b>2</b> ] .....	73
<b>Tableau 6-3</b> : Charges de rupture R par mètre de tuyau (en daN) et épaisseurs e (en mm) [ <b>14</b> ] .....	74
<b>Tableau 6-4</b> : Divers valeurs de $L_f$ pour les classes d'assises de tuyau en BA[ <b>2</b> ].....	74
<b>Tableau 6-5</b> : Tableau récapitulatif des forces qui agissent sur les conduites. ....	75

<b>Tableau 7-1</b> : Distance entre les sections en travers. ....	84
<b>Tableau 7-2</b> : Le coefficient de Manning de chaque matériau.....	84
<b>Tableau 7-3</b> : Les Valeurs des coefficients d'expansion et de contraction Utilisés par HEC-RAS. ....	84
<b>Tableau 7-4</b> : Débit de dimensionnement .....	85

# Sommaire

<b>Introduction générale .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : Généralités sur l'assainissement</b>	
1.1. Introduction .....	3
1.2. Rôle de l'assainissement .....	3
1.3. Types d'assainissement .....	3
1.3.1. L'assainissement collectif .....	3
1.3.2. L'assainissement individuel ou autonome .....	4
1.4. Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales .....	4
1.4.1. Systèmes fondamentaux .....	4
1.4.2. Systèmes spéciaux .....	4
1.5. Choix du système d'assainissement .....	6
1.6. Schémas d'évacuation .....	6
1.7. Choix du schéma du réseau d'évacuation .....	9
1.8. Principe du tracé du réseau .....	9
1.9. Les éléments constitutifs du réseau d'égout .....	10
1.9.1. Les ouvrages principaux .....	10
1.9.1.1. Canalisations .....	10
1.9.2. Les ouvrages annexes .....	11
1.9.2.1. Les ouvrages normaux .....	11
1.9.2.2. Les ouvrages spéciaux .....	13
1.10. La dégradation d'un réseau d'assainissement .....	14
1.10.1. Types de dégradation .....	14
1.11. Conclusion .....	15
<b>CHAPITRE 2 : Présentation du Site</b>	
2.1. Introduction .....	16
2.2. Situation géographique .....	16
2.3. Situation climatique .....	18
2.4. Situation géologique .....	21
2.5. Situation hydrographique .....	21
2.6. Situation topographique .....	22
2.7. Ressources en eau de la zone d'étude .....	22
2.8. Conclusion .....	23

## CHAPITRE 3 : Etude Hydrologique

1.1. Introduction .....	24
3.2. Objectif de l'étude hydrologique .....	24
3.3. Généralités sur les précipitations .....	24
3.3.1. Les averses .....	24
3.3.2. Période de retour .....	24
3.3.3. Intensité moyenne des précipitations.....	24
3.4. Etude des précipitations maximales journalières .....	25
3.4.1. Analyse des données pluviométriques .....	25
3.4.1.1. Calcul de la fréquence expérimentale .....	25
3.4.1.2 Analyse statistique .....	26
3.4.2. Le choix du type de la loi .....	27
3.4.2.1 Méthode de GAUSS .....	28
3.5. Calcul de l'intensité des précipitations .....	31
3.6. Intensités fréquentielle.....	31
3.7. Courbes intensité-durée-fréquence IDF .....	32
3.8. Passage aux débits de crues cinquantennale et centennales .....	32
3.9. Conclusion .....	33

## CHAPITRE 4 : Evaluation Des Débits

4.1. Introduction .....	34
4.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	34
4.2.1. Méthode rationnelle.....	34
4.2.1.1. Aire des sous bassins .....	35
4.2.1.2 Intensité des précipitations .....	35
4.2.1.3. Coefficient de ruissellement .....	35
4.2.1.4. Validité de la méthode rationnelle .....	37
4.2.1.6. Calcul des débits des eaux pluviales. ....	37
4.2.2. La Méthode superficielle .....	38
4.2.2.1. Les limites d'application de la méthode superficielle. ....	39
4.2.2.2. Evaluation des différents paramètres et coefficients de calcul de projet.....	39
4.2.2.3. Calcul des débits des eaux pluviales. ....	40
4.2.2.4. Estimation des débits des eaux pluviales suivant l'assemblage des bassins .....	41
4.3. Estimation de la population aux différents horizons .....	44
4.3.1. Détermination de nombre d'habitant pour chaque sous bassin .....	45
4.3.1.1. Coefficient de ruissellement pondéré .....	45
4.3.1.2. Calcul de la densité partielle .....	45
4.4. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer .....	46
4.4.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques .....	47
4.4.2. Evaluation du débit moyen journalier .....	47
4.4.3. Evaluation du débit de pointe .....	47
4.4.4. Estimation des débits des eaux usées des équipements .....	47
4.5. Récapitulatif des débits à évacuer .....	48
4.6. Conclusion .....	49

## CHAPITRE 5 : Dimensionnement et Calcul Hydraulique

5.1. Introduction .....	50
5.2. Conditions d'écoulement et du dimensionnement .....	50
5.3. Calcul hydraulique.....	50
5.3.1. Equation de base .....	50
5.3.1.1. Evaluation de coefficient de CHEZY .....	51
5.4. Calcul de la vitesse à pleine section $V_{ps}$ .....	52
5.5. Calcul du débit à pleine section $Q_{ps}$ .....	52
5.6. Calcul des vitesses et hauteurs d'eau dans les conduites .....	53
5.7 Dimensionnement des regards.....	62
5.7.1 Ferrailage des regards.....	62
5.7.2. Caractéristiques des matériaux .....	62
5.7.3 Détermination de la Surcharge routière .....	63
5.7.4 Principe de calcul des efforts et sollicitations .....	64
5.7.5 Dimensionnement des regards pour le cas du projet .....	65
5.7.6 Calcul des armatures.....	67
5.7.6.1 Calcul des armatures du radier .....	67
5.7.6.2 Condition de non fragilité de la section.....	67
5.7.6.3 Calcul des armatures des voiles.....	68
5.9. Conclusion.....	69

## CHAPITRE 6 : Calcul Des Forces Qui Agissent Sur Les Conduites

6.1. Introduction .....	70
6.2. Divers type d'installation des conduites dans le sol.....	70
6.2.1. Construction en tranchées.....	70
6.2.2. Enfouissement .....	70
6.2.3. Construction en tunnel.....	70
6.3. Forces dues au remblai et au sol naturel qui s'exercent sur les conduites (forces mortes) ...	70
6.3.1. Calcul des forces dues aux remblais qui s'exerce sur les conduites rigides installée en tranchée.....	70
6.3.2. Calcul des forces dues aux charges vives .....	72
6.3.3. Forces résultantes dues aux charges mortes et aux charges vives qui s'exerce sur les conduites.....	73
6.4. Classe de résistance des conduites en béton armé .....	73
6.5. Assises (aménagement des fonds de tranchée).....	74
6.6. Calcul des forces qui agisse sur les conduites pour le projet étudié .....	74
6.7. Conclusion.....	77

## CHAPITRE 7 : Aménagement du canal d'évacuation

<b>PARTIE 1 : Présentation du logiciel HEC-RAS .....</b>	<b>78</b>
7.1.1 Introduction .....	78
7.1.2 Présentation du logiciel HEC-RAS .....	78
7.1.3 Fonctionnement de HEC-RAS .....	78
7.1.3.1 Géométrie du cours d'eau simulé.....	78
7.1.3.2 Débits, conditions aux limites et de calcul .....	79
7.1.3.3 Visualisation des Résultats.....	79
7.1.4 Vue d'ensemble des capacités hydrauliques .....	79
7.1.4.1 Calcul de la ligne d'eau en écoulement uniforme .....	79
7.1.4.2 La simulation en écoulement non uniforme .....	79
7.1.4.3 Calcul du transport solide .....	79
7.1.4.4 Analyse de la qualité des eaux .....	79

7.1.5 Les équations de base de calcul sur HEC-RAS en écoulement uniforme .....	80
7.1.5.1 Calcul de la ligne d'eau et de la ligne de charge .....	80
7.1.5.2 Calcul de débitante .....	81
7.1.5.3 Estimation de la valeur du coefficient de Manning composé .....	81
7.1.5.4 Evaluation des pertes par frottements .....	82
7.1.6 Conclusion.....	82
<b>PARTIE 2 : Application du logiciel HEC-RAS sur Oued MDAYAH .....</b>	<b>82</b>
7.2.1. Introduction .....	82
7.2.2. Bref présentation de Oued MEDYAH .....	82
7.2.3. Banque de données nécessaires à l'application du modèle HEC-RAS.....	83
7.2.3.1. Les données géométriques.....	83
7.2.3.2. Les données de l'écoulement et les conditions aux limites .....	85
7.2.4. Lancement de la simulation .....	85
7.2.5. Résultats et discussion.....	85
7.2.6. Analyse et aménagement proposé .....	91
7.2.6.1. Généralité sur les projets d'aménagement.....	91
7.2.6.2. Différents type d'aménagement .....	91
7.2.6.3. Caractéristiques d'un dimensionnement.....	91
7.2.7. Conclusion.....	96
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>97</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	
Annexes	

# **Introduction générale**

## **Introduction générale**

L'assainissement est un processus par lequel des personnes peuvent vivre dans un environnement plus sain. Pour cela, des moyens physiques, institutionnels et sociaux, sont mis en œuvre dans différents domaines, tels que l'évacuation des eaux usées et de ruissellement, l'évacuation des déchets solides et leurs traitements.

L'assainissement est fortement lié à la santé publique en raison de nombreuses maladies liées à un milieu malsain ; la proximité avec les eaux usées, domestiques et urbaines industrielles ou agricoles peut engendrer des maladies comme la typhoïde et le choléra, ou bien des maladies liées à un vecteur (paludisme, filariose). D'autres maladies sont également liées à un mauvais assainissement de base et en particulier à des latrines défectueuses ou inexistantes (bilharziose).

Les eaux pluviales constituent un autre danger pour l'être humain. En effet, l'imperméabilisation des sols suite à l'urbanisation modifie le débit de l'écoulement des eaux vers l'aval et augmente partiellement le risque d'inondation ; de plus, les eaux de ruissellement entraînent avec elles les déchets solides et les boues qui peuvent être une source de pollution lorsqu'elles sont rejetées sans traitement préalable dans le milieu naturel.

La pollution, soit naturellement ou par les activités humaines, peut perturber l'équilibre naturel du cycle de l'eau et rendre difficile certaines utilisations (eau potable, baignade, pêche).

Actuellement, la zone d'étude ne possède pas un réseau d'assainissement bien définie, quelques localités sont dotées des fosses septiques et d'autres déversent leurs eaux usées directement dans le cours d'eau existant, ce qui constitue un danger de contamination et du développement des maladies à transmission hydrique (MTH).

Pour remédier à ce problème et minimiser les risques de contamination et d'inondation surtout en cas d'orages et d'averses dans notre zone d'étude, nous proposons l'installation d'un réseau mixte, imposé par les contraintes du terrain, et l'aménagement d'un oued qui acheminera la majeure partie des eaux pluviales et améliorera les conditions d'écoulement.

La topographie et les contraintes du terrain de la zone d'étude offre la possibilité d'évacuation des eaux pluviales vers deux points de rejet. La majeure partie de ces eaux seront évacués vers le canal, qui sera aménagé, et l'autre partie sera acheminée vers la station d'épuration existante.

Afin de mener à bien notre étude, nous avons subdivisé le présent mémoire en sept chapitres.

Dans le premier chapitre, nous avons présenté des généralités sur les réseaux d'assainissement.

La zone d'étude est présentée dans le second chapitre. La situation géographique, climatique, hydraulique ... est présentée en détail selon les besoins de notre étude.

Le chapitre trois est consacré à l'étude hydrologique afin de déterminer l'intensité des précipitations.

L'évaluation des débits à évacuer est abordée dans le quatrième chapitre.

Dans le cinquième chapitre, on s'est intéressé au calcul hydraulique et au dimensionnement des collecteurs ainsi qu'au ferrailage des regards de visite.

Le calcul des forces qui agisse sur les conduites, afin de pouvoir choisir celles qui puissent résister aux charges mortes (dues aux remblais) et vives (dues aux véhicules), est abordé dans le sixième chapitre.

Le septième chapitre, est consacré au dimensionnement d'un canal d'évacuation dans le but d'éliminer le risque d'inondation et d'améliorer les conditions d'écoulement dans ce dernier.

Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion générale dans laquelle nous avons rappelé les principales caractéristiques de notre projet.

# **CHAPITRE 1**

## **Généralités sur l'assainissement**

## CHAPITRE 1 : Généralités sur l'assainissement

### 1.1. Introduction

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

### 1.2. Rôle de l'assainissement

Le rôle d'un réseau d'assainissement est triple :

- Assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations
- Permettre la protection de la santé publique et la préserver
- Préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées.

### 1.3. Types d'assainissement

Il existe deux types d'installations d'assainissement :

- L'assainissement collectif, avec raccord ou tout-à-l'égout
- L'assainissement non collectif ou individuel (autrefois grâce à une fosse septique).

Dans les deux cas, une redevance d'assainissement est appliquée.

#### 1.3.1. L'assainissement collectif

L'établissement d'un réseau collectif d'assainissement d'une ville (figure 1-1) doit répondre aux deux catégories de préoccupations suivantes :

- Le transit vers une station d'épuration des eaux usées domestiques et éventuellement des eaux 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. L'écoulement de ces eaux peut se faire de manière gravitaire en utilisant les pentes naturelles ; cependant, dans des cas très rares, il peut être sous pression.

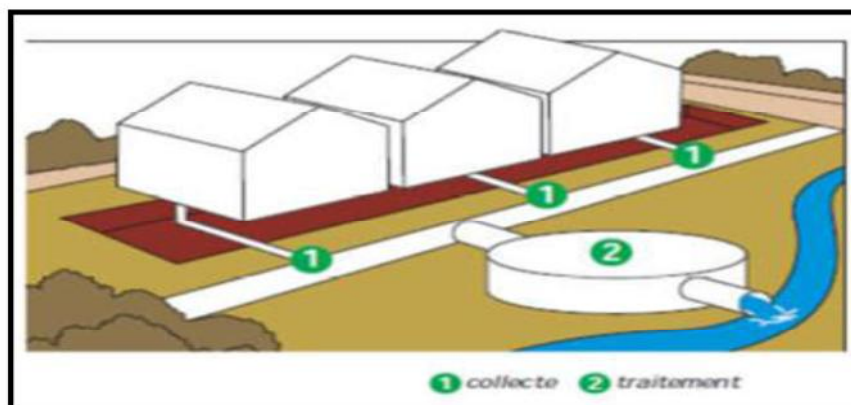


Figure 1-1 : Types d'installation d'assainissement collectif.

### 1.3.2. L'assainissement individuel ou autonome

L'assainissement autonome ou individuel (Figure 1-2) concerne les dispositifs à mettre en place dans la concession pour la collecte et le traitement des eaux usées domestiques en utilisant les caractéristiques épuratoires qu'offre le sol. Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées ainsi que leur évacuation, sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces eaux usées domestiques peuvent soit provenir d'une maison individuelle, on parle alors d'assainissement autonome individuel, soit d'une parcelle privée mise en lotissement et comprenant des bâtiments d'habitation collective ou d'un édifice public, on parle d'assainissement autonome public.

Le système autonome est proposé lorsque la faible densité de l'habitat rend trop coûteuse la mise en place de réseaux publics. En termes d'investissement, au-delà de 50 m entre branchements, l'assainissement individuel est à retenir.

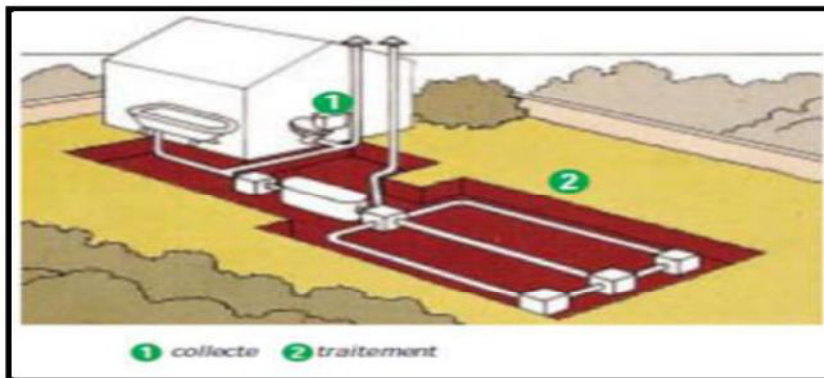


Figure 1-2 : Type d'installation d'assainissement autonome

### 1.4. Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a six principaux systèmes d'évacuation qui se présente :

#### 1.4.1. Systèmes fondamentaux

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge.

On distingue :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système mixte ;
- Système pseudo-séparatif.

#### • Système unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau (Figure 1-3) généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse d'une partie des eaux dans le milieu naturel[4].

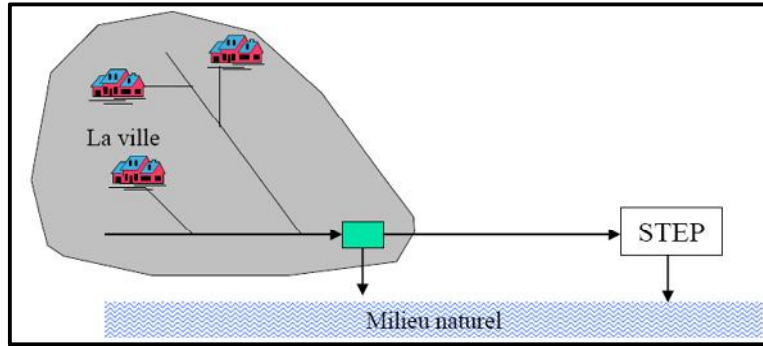


Figure 1-3 : Schéma d'un réseau unitaire

- **Système séparatif**

Ce système comprend deux réseaux (Figure 1-4), l'un pour les eaux pluviales et l'autre pour les eaux usées.

- **Réseau Pluvial** : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale et transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.
- **Réseau d'Eaux Usées** : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

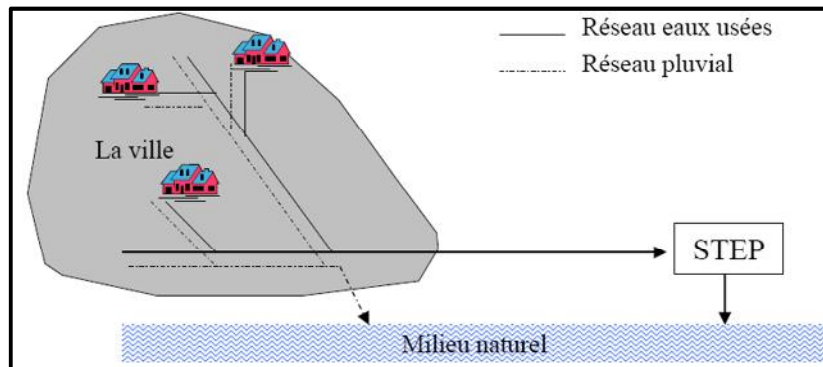


Figure 1-4 : schéma d'un système séparatif

- **Système mixte**

On appelle communément système mixte (Figure 1-5) un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

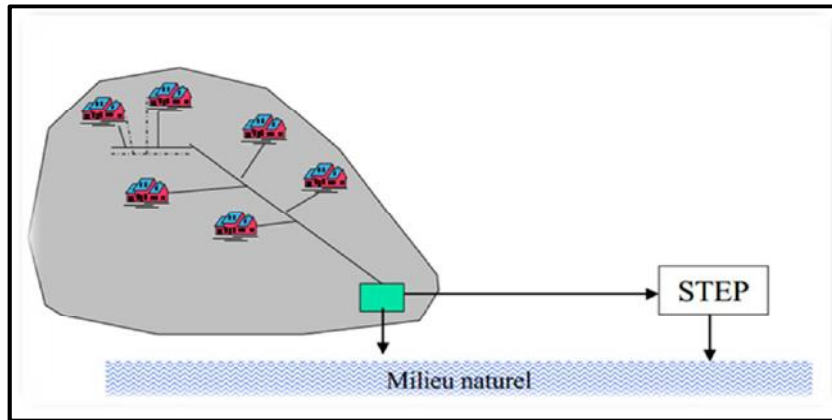


Figure 1-5 : schéma du réseau mixte

- **Système pseudo- séparatif**

Le système pseudo séparatif (Figure 1-6) est un système dans lequel on divise les apports des eaux pluviales en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoulent par des ouvrages particuliers : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature ;
- L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

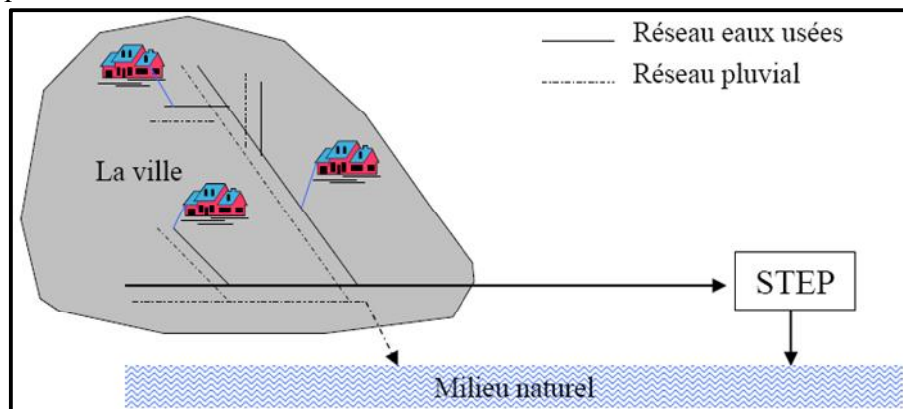


Figure 1-6: Schéma d'un réseau pseudo-séparatif.

#### 1.4.2. Systèmes spéciaux

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue ;

- **Système sous pression sur la totalité du parcours** : Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours ;
- **Système sous dépression**: Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

On propose le tableau (1.1) qui récapitule les particularités de chaque système

**Tableau 1-1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes**

<b>Système</b>	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>	<b>Contraintes d'exploitations</b>
<b>Unitaire</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conception simple</li> <li>- encombrement réduit du sous-sol</li> <li>- à priori économique</li> <li>- pas de risque d'inversion de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- débit à la STEP très variable</li> <li>- la dilution des eaux usées est variable</li> <li>- apport de sable important à la station d'épuration</li> <li>- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales" au droit des déversoirs d'orage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage</li> <li>- difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur</li> </ul>
<b>Séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- diminution des sections des collecteurs</li> <li>- exploitation plus facile de la STEP</li> <li>- milieu naturel Préservé</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- encombrement important du sous-sol</li> <li>- coût d'investissement élevé</li> <li>- risque important d'erreur de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surveillance accrue des branchements</li> <li>- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)</li> </ul>
<b>Pseudo-séparatif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le problème des faux branchements est éliminé.</li> <li>- Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage</li> <li>- Surveillance accrue des branchements.</li> </ul>

### **1.5. Choix du système d'assainissement**

Le choix du système d'assainissement est conditionné par plusieurs facteurs (situation, profil, débit, coût ...) et notamment par :

- La densité de la population ;
- La nature des sols et leurs aptitudes à assurer l'épuration des eaux usées ;
- La présence des nappes phréatiques ;
- L'existence d'un système d'assainissement collectif public ;
- L'espace disponible ;
- Les orientations choisies en matière d'aménagement (élaboration d'un schéma directeur d'assainissement et sa mise en œuvre).

### **1.6. Schémas d'évacuation**

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi ; leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

- **Schéma perpendiculaire**

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales (Figure 1-7).

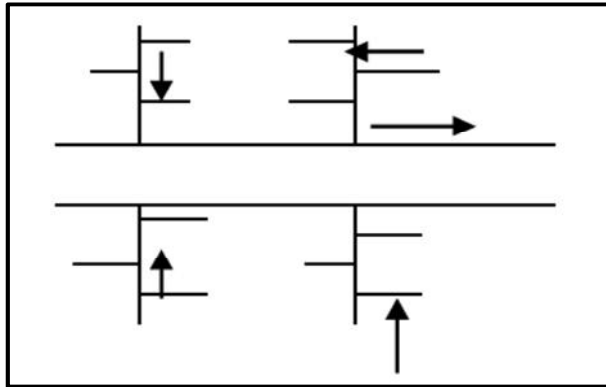


Figure 1-7: Schéma perpendiculaire.

- **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 1-8).

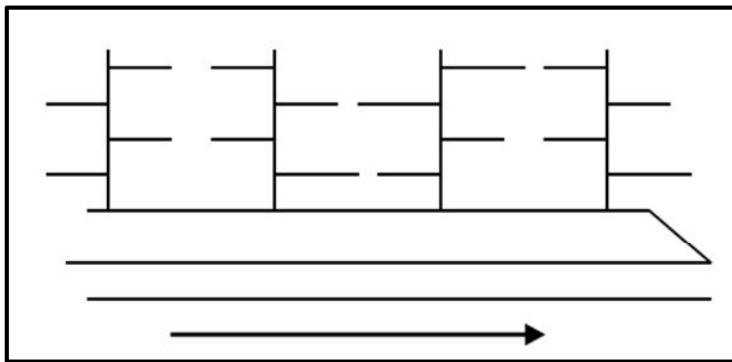


Figure 1-8: Schéma par déplacement latéral.

- **Schéma transversal ou oblique**

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière (Figure 1-9).

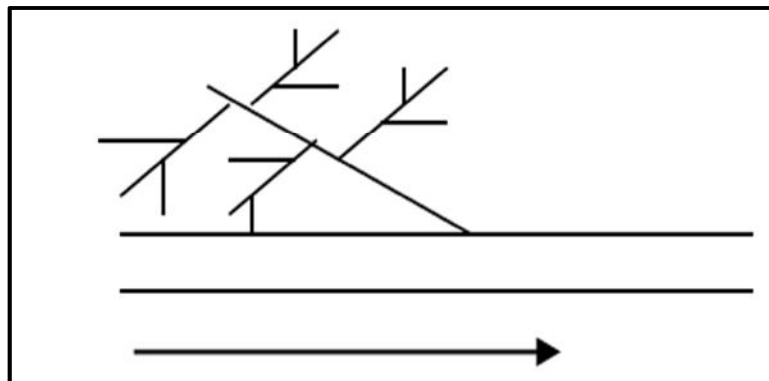
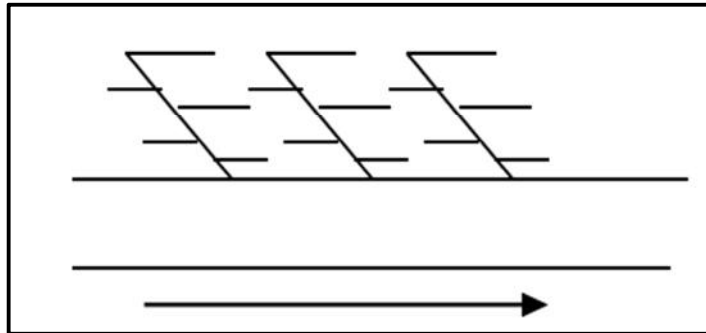


Figure 1-9: Schéma transversal ou oblique

- **Schéma par zone étagée**

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux (Figure 1-10).

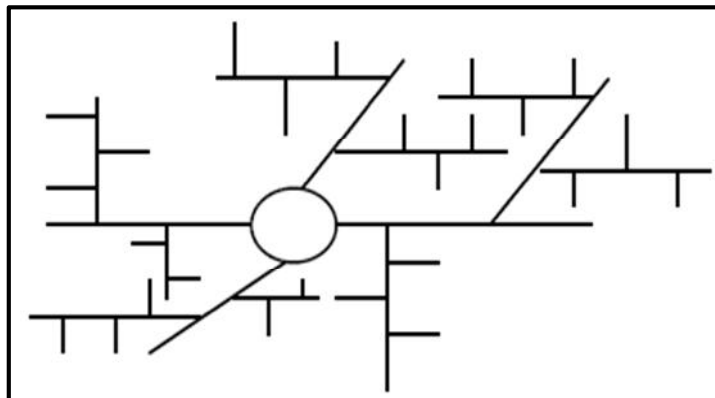


**Figure 1-10:** Schéma par zone étagée.

- **Schéma radial**

C'est un schéma adopté pour les terrains plat (Figure 1-11), où les eaux sont collectées en un point bas, pour ensuite être relevées vers :

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.



**Figure 1-11:** Schéma radial.

### 1.7. Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

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

### 1.8. Principe du tracé du réseau

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

- Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation ;

- Les contre inclinaisons sont à éviter, si c'est possible ;
- Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer.

Lors de choix de la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants :

- **Les profondeurs des caves des maisons avoisinantes**

Si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide de pompage aux collecteurs.

- **La résistance au gel des canaux**

L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu, des canaux dépend du climat local.

### 1.9. Les éléments constitutifs du réseau d'égout

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;
- Le transport des eaux usées (susceptibles de provoquer une pétrification,) dans les conditions d'hygiène favorable ;

En matière d'assainissement nous trouvons :

- Les ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration, ou l'évacuation de ces derniers hors des agglomérations.
- Les ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

#### 1.9.1. Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints.

##### 1.9.1.1. Canalisations

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

- **Caractéristiques nécessaires des canalisations**

- Etanchéité
- inertie à l'action des polluants.
- épaisseur suffisantes pour résister aux surcharges.
- faible rugosité.

- **Type de canalisations**

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination dont les plus utilisés sont cités dans le tableau (1-2)

**Tableau 1-2 : Différents types de conduite et leur utilisation.**

<b>Conduite</b>	<b>Utilisation</b>
Béton non armé	Utilisé en préfabrication
Béton Armé	Pour les grandes sections
Chlorure de polyvinyle (P.V.C)	Petites sections circulaires uniquement.
Grès	Recommandé pour les zones industrielles.
Amiante-ciment	Caractéristiques voisines du P.V.C

- **Choix du type de canalisation**

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

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

### **1.9.2. Les ouvrages annexes**

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

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

#### **1.9.2.1. Les ouvrages normaux**

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction d'accès au réseau.

- **Les branchements**

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles, et de les acheminer vers le collecteur principal.

- **Les Caniveaux**

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à collecter des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir jusqu'aux bouches d'égout (Figure 1-12).

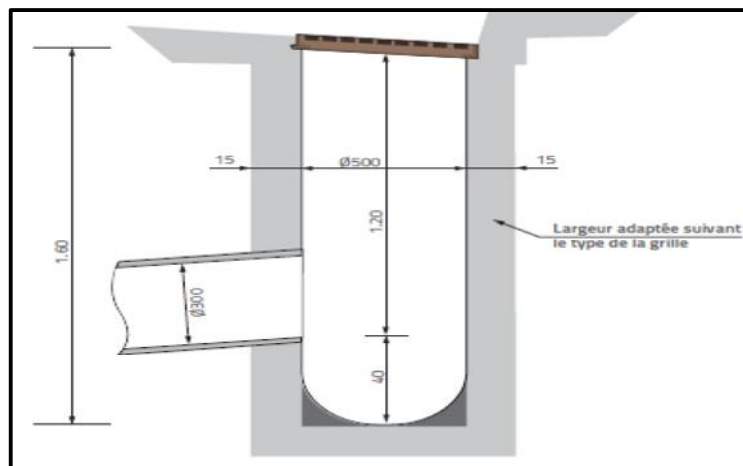


**Figure 1-12 :** Caniveaux.

- **Les bouches d'égout**

La bouches d'égouts (souvent appelée avaloir) (Figure 1-13) est un élément propre aux réseaux d'égouts pluvial et unitaire, une bouche d'égout a pour fonction de collecter habituellement en bordure des rues, les eaux de ruissellement de surface, afin que celles-ci puissent être acheminées vers l'égout pluvial ou l'égout unitaire.

Elles sont généralement établies aux points bas des caniveaux.



**Figure 1-13 :** bouche d'égout

- **Les Regards**

Un regard est un ouvrage de première importance dans un réseau d'assainissement, étant donné qu'il permet d'accéder à une conduite pour effectuer des tâches d'entretien et qu'il assure la ventilation dans le réseau, ce qui facilite l'évacuation de gaz certains étant nauséabonds, toxiques et explosifs ( $\text{CH}_4$ ,  $\text{CO}_2$ ,  $\text{NH}_3$ ). Il existe trois types de regard, assurant chacun une fonction particulière.

- **Regards de tête**

Implantés juste au début du collecteur pour assurer le branchement des abonnés ainsi que le curage de réseau (chasse d'eau) dans les zones plates.

- **Regards de visite**

Destinés à l'entretien et à l'orientation du réseau, ils sont disposés à :

- chaque jonction d'un collecteur.
- chaque changement de direction.
- chaque changement de pente.
- chaque changement de diamètre.

Ou plus généralement tous les 30 à 50 m en fonction du diamètre du collecteur.

- **Regards de chute**

Nous les rencontrons dans les régions à forte pente. Ils sont réalisés pour briser la vitesse d'écoulement de l'eau dans le réseau qui risque de dépasser la vitesse maximale d'autodestruction (4 m/sec pour les buses en béton).

### 1.9.2.2. Les ouvrages spéciaux

- **Les déversoirs d'orage**

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet par réduction du réseau aval.

- **Emplacement des déversoirs d'orage**

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

- **Avant leurs projections il faut voir**

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur ;
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- La topographie du site et les variations des pentes.

- **Poste de relèvement des eaux d'égout**

C'est un ouvrage équipé d'appareils destinés à élever les eaux d'un niveau à autre, soit pour éviter un obstacle, soit pour modifier des conditions devenues physiquement incompatibles avec les données d'aval, en particulier quand le réseau d'égout devient profondément enfoui sous terre, et économiquement inacceptables. Pour les petits débits, l'unité comprend souvent un seul bassin et des pompes submersibles. Cependant, pour les gros débits, on construit des stations souvent constituées d'un bassin mouillé qui reçoit les eaux d'égouts, et un bassin sec, où on installe les pompes.

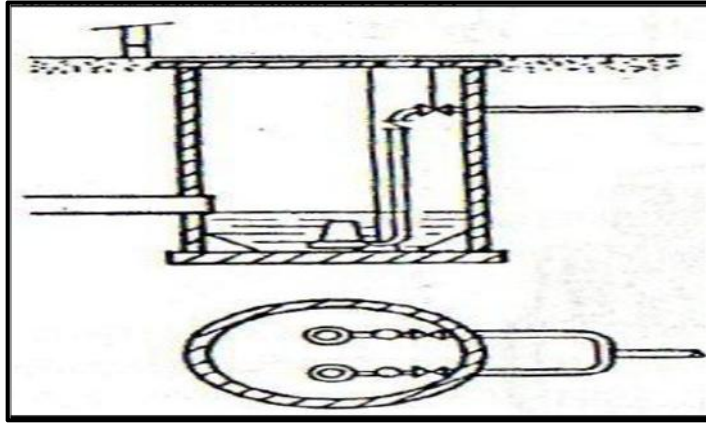


Figure 1-14: Station de relevage.

- **Bassins de dessablement**

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, éroder les parois, ainsi que pour éviter les fermentations des éléments végétaux.

### 1.10. La dégradation d'un réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement est dit dégradé lorsqu'il est incapable d'assurer les conditions nécessaires à la réalisation des objectifs qui lui sont assignés. C'est une quantification de l'écart entre l'état réel (performance actuelle) et l'état prévu (performance optimale).

#### 1.10.1. Types de dégradation

La dégradation d'un réseau d'égout peut être définie comme étant son incapacité à évacuer les eaux sanitaires et pluviales sans surcharge hydraulique, avec un certain impact sur l'environnement et la conservation de la bonne intégrité structurelle. Il est à noter qu'il y a trois types de dégradation.

- **Dégradation hydraulique**

C'est l'incapacité de l'égout à transporter le débit de conception sans dommages à la propriété. Un tronçon est dit défaillant quand il n'est plus capable d'évacuer adéquatement le débit pluvial et sanitaire. Il suffit parfois qu'un tronçon soit défaillant pour juger le dysfonctionnement de l'ensemble du réseau. Cette dégradation se manifeste par les inondations suite à l'augmentation des débits de ruissellement, l'augmentation de la rugosité par usure ou excentricité des joints et la présence d'obstacles et de sédiments par manque d'entretien.

- **Dégradation structurale**

Représente en général le mauvais état physique d'un tronçon de conduite. Le réseau d'égout est compté parmi les infrastructures souterraines, se mettant en contact d'une façon permanente par ces différents composantes (conduites, collecteur, intercepteur, émissaire, etc.) avec le milieu environnant. L'état du sol constituant l'assise de la conduite est très important, car il lui constitue un soutien latéral. La sollicitation des charges statiques

permanentes et les charges dynamiques, liées au trafic routier, fait aussi partie du milieu environnant. L'ensemble de ces facteurs associé au vieillissement du réseau et la qualité de maintenance représentent les causes de la dégradation structurale. Cette dernière, peut aussi influencer la stabilité du réseau et son fonctionnement ainsi qu'occasionner des problèmes d'infiltration et d'exfiltration.

- **Dégradation environnementale**

La dégradation environnementale la plus commune est le déversement des eaux unitaires par les déversoirs d'orage en temps de pluie. Il se manifeste quand la fréquence annuelle des déversements (sans traitement) dépasse largement la valeur prescrite par les services concernés (4 débordements par an, par exemple).

### 1.11. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, ainsi que les divers type de canalisation et décidé du choix du système d'évacuation et de type de canalisation à adopter afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat. Pour notre zone d'étude on a fixé les choix suivants :

- Le système d'évacuation à adopter pour la zone d'étude est **mixte**.
- Le type de canalisation adopté est conduite en béton armé.

# **CHAPITRE 2**

## **Présentation du Site**

## CHAPITRE 2 : Présentation du Site

### 2.1. Introduction

Avant tout projet d'assainissement, la connaissance des données concernant les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençables sur la conception du projet sont nécessaires. On distingue :

- Les données naturelles du site
- Les données relatives à l'agglomération
- Les données propres à l'assainissement.

L'objet de ce chapitre est de présenter, de façon structurée, les différentes caractéristiques du site, une Reconnaissance des lieux et collecte d'informations et données.

Notre étude s'étend sur quelques localités dispersées et elle ne s'intéresse pas à un village précis mais plutôt aux rejets des eaux usées du commun aboutissant au bassin sud de Tizi Ouzou, en plus de tous les rejets se situant le long du tracé de la conduite d'assainissement projetée vers la station d'épuration existante.

### 2.2. Situation géographique

Notre zone d'étude est située ou enivrante de 2 à 3 kilomètres à Est de la ville de Tizi Ouzou. Le territoire s'étend sur une superficie de **2672,34 ha**. Administrativement, elle est limitée par :

- Au sud par AZIB Ahmed.
- Au nord par la station d'épuration Est.
- A l'Est par Cité annane.
- A l'Ouest par Chamlal.

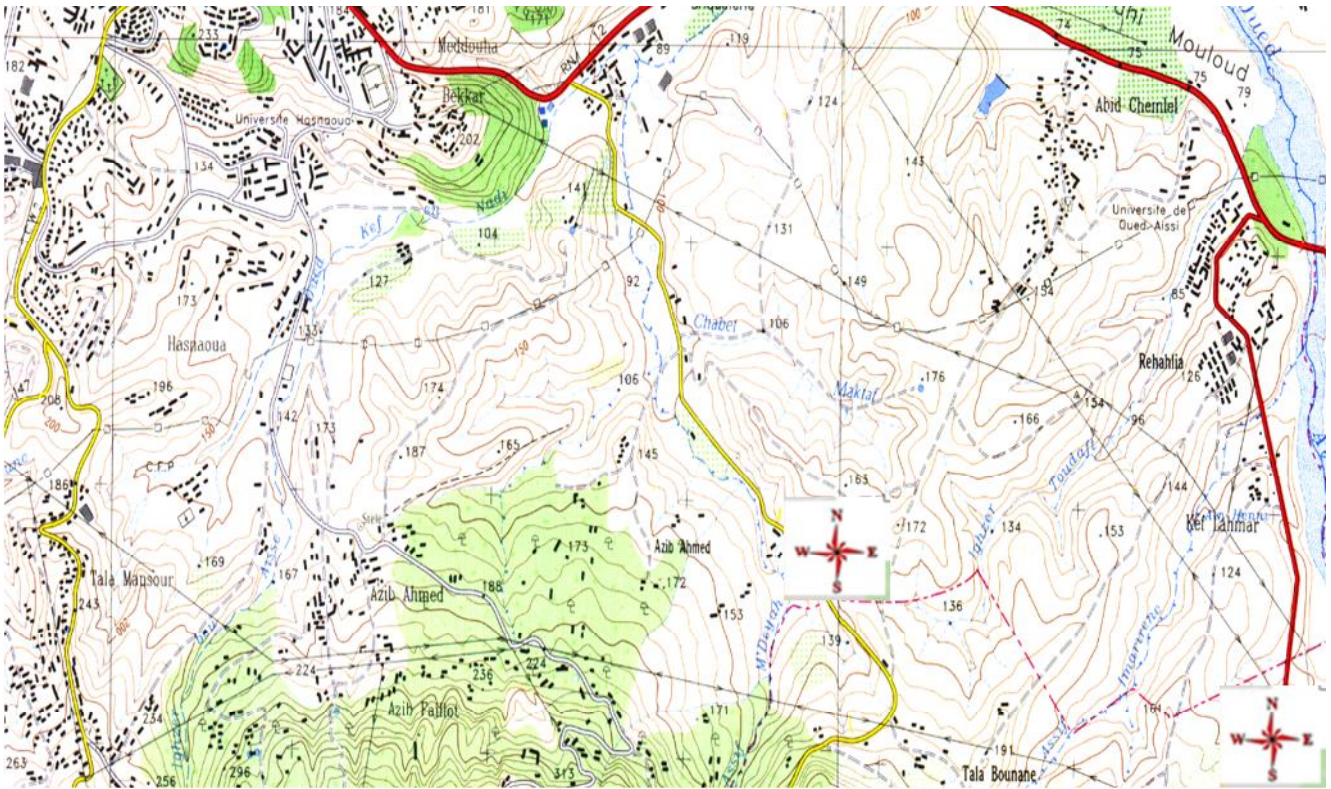


Figure 2-1 : situation géographique de la zone d'étude



Figure 2-2 : schéma général des eaux usées et pluviales à évacuer.

### 2.3. Situation climatique

La zone Est de la commune de Tizi-Ouzou se situe dans la zone du climat méditerranéen. En raison des massifs montagneux qui entourent la ville, il neige chaque année en hiver entre décembre pour les hautes altitudes (600 m et +), et février pour les basses altitudes. En été, la chaleur peut être suffocante car l'air marin se heurte au relief montagneux qui l'empêche d'atteindre la ville.

- **Station de référence**

Pour fournir les caractéristiques climatiques aux bassins étudiés, nous avons utilisé les données météorologiques enregistrées à la station de Tizi-Ouzou dans le tableau (2-1).

**Tableau 2-1** : caractéristiques de la station pluviométrique de Tizi Ouzou.

Station	Code	Source	Coordonnées		
			X	Y	Z
Tizi-Ouzou	021810	ANRH	620,37	379,76	234

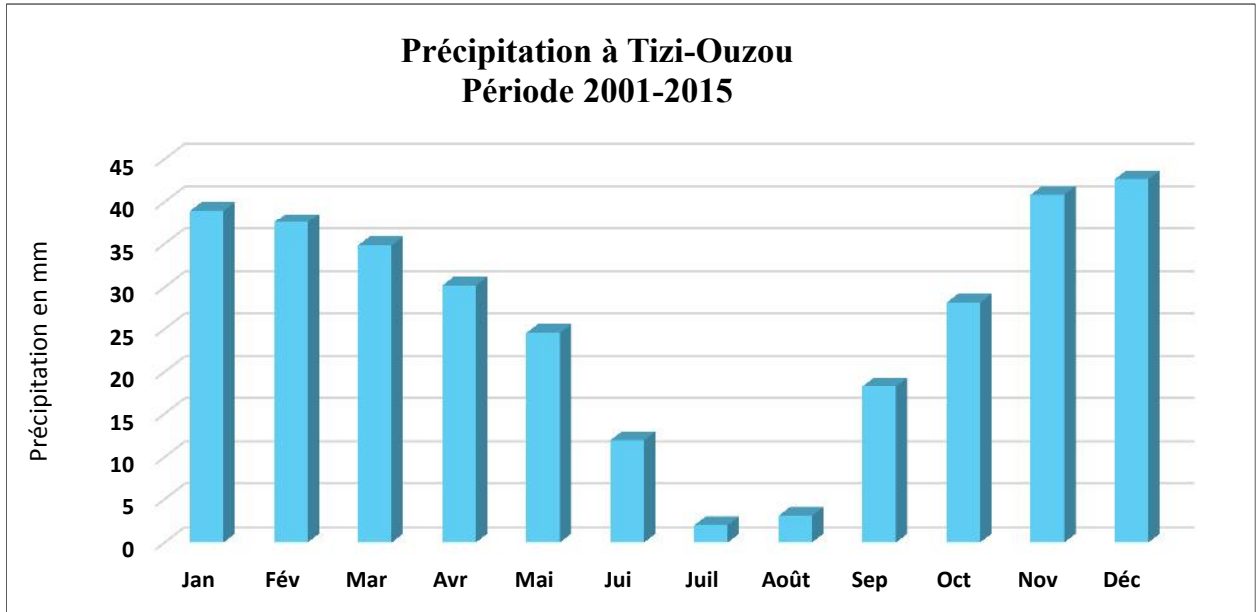
- **Les précipitations**

Les précipitations s'effectuent en grosses pluies peu nombreuses peuvent tomber en quelques semaines sous forme de pluies de durées variant de quelques heures à quelques jours. Ces précipitations peuvent varier considérablement d'une année à l'autre. La distribution mensuelle des pluies divise l'année en deux périodes distinctes (Tableau 2-2) :

- Une période courte et sèche qui s'étale du mois de Juin au mois de Septembre, période au cours de laquelle on enregistre environ 10 % de la pluviométrie annuelle moyenne ;
- Une période humide et plus au moins longue qui s'étend d'Octobre à Mai, période au cours de laquelle on enregistre près de 90 % de la pluviométrie annuelle moyenne.

**Tableau 2-2** : Précipitations mensuelles interannuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Annuel
<b>Précipitation</b>	38.95	37.52	34.82	30.18	24.53	11.94	1.98	3.05	18.28	28.20	40.83	42.65	312.94
<b>Précipitation (%)</b>	12.45	11.99	11.13	9.64	7.84	3.82	0.63	0.97	5.84	9.01	13.05	13.63	100.00



**Figure 2-3 :** Précipitations mensuelles interannuelles.

- **Températures**

La température est un facteur déterminant dans l'établissement d'un bilan hydrologique, car les phénomènes de condensation et de l'évaporation sont intimement liés à ce paramètre. Elle permet, en effet, de caractériser le régime climatique d'une région.

D'une manière générale on distingue deux saisons :

- Une saison froide qui s'étale de Novembre à Avril où les minima absolus peuvent descendre au-dessous de 0°C ;
- Une saison chaude qui s'étale de Mai à Octobre où les maxima absolus peuvent dépasser 45°C.

**Tableau 2-3 :** Températures mensuelles et interannuelles.

Mois	jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Température moyenne (°C)	11,4	11,4	14,1	16,7	20,2	25,1	28,7	28,9	25,2	22,1	15,8	12,2	19,2

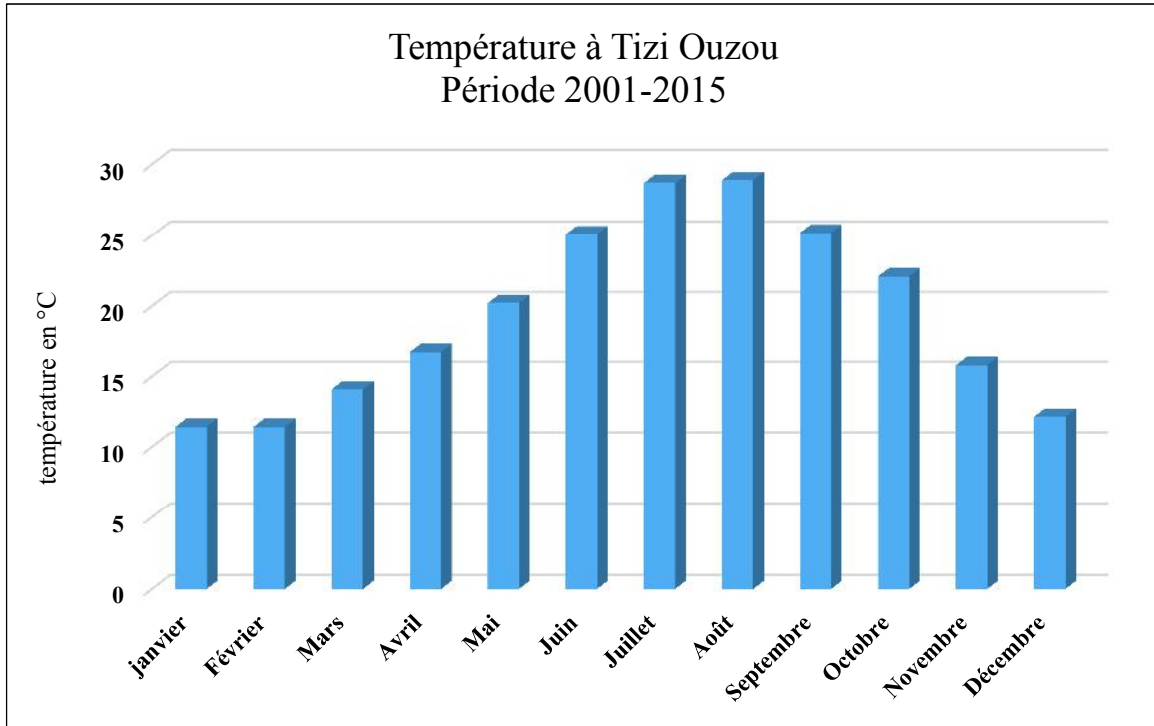


Figure 2-4 : Températures moyennes interannuelles.

Tableau 2-4 : Les moyennes interannuelles des températures et des précipitations.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
T moy C°	11,4	11,4	14,1	16,7	20,2	25,1	28,7	28,9	25,2	22,1	16,2	12,2	19,20
P moy (mm)	38,95	37,52	34,82	30,18	24,53	11,94	1,98	3,05	18,28	28,2	40,83	42,65	312,94

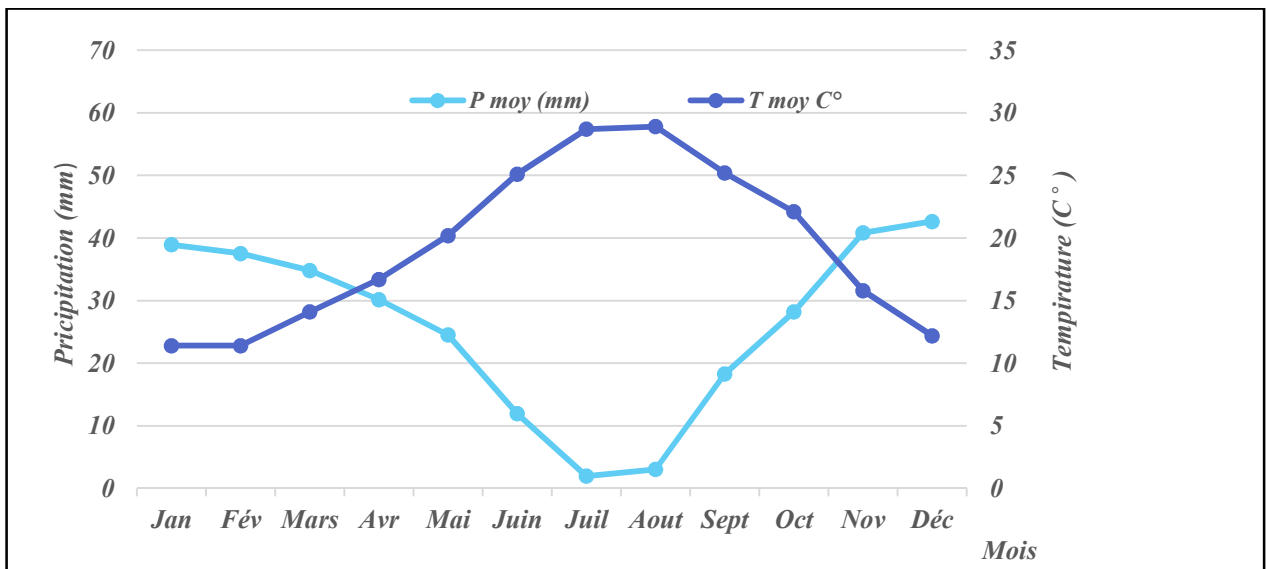


Figure 2-5 : graphique ombro-thermique à la station de Tizi Ouzou.

Le graphique ombro-thermique de BAGNOULES et GAUSSEN (1957) permet :

- la détermination de la période sèche ;
- de confirmer l'opposition entre les précipitations et les températures. Ces dernières sont basses lorsqu'il pleut (hiver) et inversement proportionnelles (élevées) lorsque les pluies sont réduites (périodes estivales).

## 2.4. Situation géologique

Cela concerne surtout la lithologie et pendage des couches qui, en combinaison avec les autres paramètres (pentes, niveau des nappes etc.) peuvent engendrer des affaissements, des glissements de terrain ou d'autres phénomènes plus ou moins néfastes pour la stabilité des futures constructions. Les carte géologiques situe les terrains de la zone sur une puissante assise de marnes argileuses grises, recouverte d'un manteau de terre végétale essentiellement argilo limoneux de teinte brune.

Sur le plan lithologique, la commune de Tizi Ouzou présente une multitude de faciès, dont les plus représentés sont énumérés ci-après :

- **Les alluvions et sables**

Ces faciès, moyennement stables, sont rencontrés dans les zones de dépression en bordure des principaux oueds (plaines et terrasses alluviales).

- **Les argiles**

Formations très peu perméables et sensibles à l'érosion au même titre que les marnes, les argiles sont localisées essentiellement au niveau des dépressions où elles côtoient les formations alluvionnaires.

- **Les marnes**

Formations très sensibles à l'érosion et souvent sujettes aux glissements de terrains quand elles sont situées en forte pente.

## 2.5. Situation hydrographique

La zone Est de la commune de Tizi Ouzou fait partie du sous bassin versant de Oued Sebaou. Ce sous bassin couvre une superficie de l'ordre de 301 km<sup>2</sup> avec un périmètre de 94.8 Km, il est de forme allongée ; ce qui favorise la concentration des eaux ruisselées. Oued Sebaou découpe en milieu le sous bassin versant en direction E-W sur une distance de 17km.



souterraines de la nappe alluviale de l'Oued Sebaou, le captage de l'eau se fait par des forages et des puits.

- **Description de l'alimentation en eau potable**

Selon les renseignements pris auprès de la DRE de la wilaya de Tizi Ouzou, il ressort que l'adduction principale en eau se fait en gravitaire à partir de deux réservoirs d'une capacité de

1500m<sup>3</sup> situés au niveau du lotissement Azib Ahmed qui domine la ville de Tizi-Ouzou.

Ces derniers alimentent une grande partie de la ville dont fait partie les lotissements de la zone d'étude.

## **2.8. Conclusion**

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, climatologie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer l'étude du projet.

# **CHAPITRE 3**

## **Etude Hydrologique**

## CHAPITRE 3 : Etude Hydrologique

### 3.1. Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines.

L'étude hydrologique est donc une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donne. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

### 3.2. Objectif de l'étude hydrologique

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales.

### 3.3. Généralités sur les précipitations

Les données hydrologiques prises en considération dans l'étude des projets d'assainissement sont :

#### 3.3.1. Les averses

Ces précipitations sont constituées par l'ensemble des pluies associées à une même perturbation météorologique dont la durée, peut varier de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. Elles sont caractérisées par un volume d'eau tombée important et une forte intensité. Ce sont les pluies généralement prises en considération dans les projets d'assainissement.

#### 3.3.2. Période de retour

Une période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix d'une période de retour résulte d'un nécessaire compromis technico-économique entre le coût de la construction, l'entretien et la protection du réseau contre les risques auxquels il est exposé.

#### 3.3.3. Intensité moyenne des précipitations

En hydrologie urbaine, il est assez rare de recouvrir des données spécifiquement adaptées au projet étudié. C'est la raison pour laquelle on s'est attaché à réunir une information de base, la plus longue possible, pour aider à analyser par les statistiques les événements pluvieux tout en limitant leurs paramètres. Lors de l'étude d'averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence  $\Delta t$ .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée  $\Delta t$ , soit :

$$I_m = \frac{h}{t} \quad (3.1)$$

Avec :

$I_m$  : intensité moyenne en mm/h

$\Delta h$  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $\Delta t$

### 3.4. Etude des précipitations maximales journalières

Pour l'étude des précipitations en assainissement, nous avons eu les précipitations maximales journalières sur la plus longue période possible. Les données sont recueillies à l'ANRH de Tizi Ouzou. Cette station dispose d'un enregistrement des données comportant les totaux des précipitations maximales journalières pour 23 années d'observation. Les précipitations maximales journalières sont étudiées afin d'en déterminer les pluies de courtes durée pour une probabilité P %.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série des données des précipitations maximales annuelles par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour données.

**Tableau 3-1** : précipitations maximales journalières (1995-2017)

Année	Pjmax%	Année	Pjmax%
1995	73,1	2006	77,1
1996	46	2007	129
1997	79,2	2008	63,3
1998	28,8	2009	76,2
1999	80,1	2010	55,3
2000	58	2011	63,7
2001	28,6	2012	60,1
2002	92,3	2013	55,1
2003	65,6	2014	63,9
2004	52,6	2015	60
2005	59,4	2016	46,7
		2017	60,3

(Source : ANRH)

#### 3.4.1. Analyse des données pluviométriques

##### 3.4.1.1. Calcul de la fréquence expérimentale

Généralement l'analyse fréquentielle d'un échantillon débute par l'établissement d'un tableau de classement par ordre de grandeur décroissante et on calcul la probabilité au dépassement par la formule suivante :

$$F(x) = \frac{R}{N+1} \tag{3.2}$$

Avec :

R : Rang de la valeur classée dans la série par ordre décroissant.

N : taille de l'échantillon (n =23)

**Tableau 3-2 : Fréquence des Pjmax représentatives de la région d'études pendant la période 1995-2017**

Rang	Pjmax (mm)	$F(x) = \frac{R}{N+1}$	Rang	Pjmax (mm)	$F(x) = \frac{R}{N+1}$
1	129	0,042	12	60,3	0,500
2	92,3	0,083	13	60,1	0,542
3	80,1	0,125	14	60	0,583
4	79,2	0,167	15	59,4	0,625
5	77,1	0,208	16	58	0,667
6	76,2	0,250	17	55,3	0,708
7	73,1	0,292	18	55,1	0,750
8	65,6	0,333	19	52,6	0,792
9	63,9	0,375	20	46,7	0,833
10	63,7	0,417	21	46	0,875
11	63,3	0,458	22	28,8	0,917
			23	28,6	0,958

**3.4.1.2 Analyse statistique**

En général, comme l'outil de travail est l'échantillon disponible, une analyse statistique préliminaire de ce dernier est nécessaire de façon à tracer le chemin pour choisir la fonction la plus adéquate. Ces analyses statistiques sont données par :

- La moyenne arithmétique ;
- L'écart type ;
- Le coefficient de variation.

• **La moyenne arithmétique**

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \tag{3.3}$$

i=1, 2,3..... 23

n=nombre d'années =23

$$\bar{x} = \frac{1474,4}{23}$$

$$\bar{x} = 64,105 \text{ mm}$$

• **L'écart-type**

L'écart type qui exprime la dispersion des valeurs de l'échantillon par rapport à sa moyenne.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (3.4)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{23} (xi - 61,105)^2}{22}}$$

$$\sigma = 20,69$$

• **Le coefficient de variation**

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (3.5)$$

$$C_v = \frac{20,69}{64,105} = 0.32$$

Donc, la dispersion de l'échantillon est symétrique car la valeur de son coefficient de variation est bien loin de 0,5 et sa normalité est plus vraisemblable ( $C_v < 0,5$ )

Tableau 3-3 : Représentation statistique de la série pluviométrique

Nombre d'observation	Max	Min	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de variation
23 ans	129	28.6	64.105	20.69	0.32

**3.4.2. Le choix du type de la loi**

L'estimation de la fonction de distribution d'un phénomène hydrologique est un problème complexe car elle est le résultat d'étude de plusieurs critères qui se résument en :

- Type du phénomène hydrologique : pour analyser la fréquence des valeurs extrêmes, on utilise des fonctions analytiques de distribution différentes. Dans l'étude des valeurs minimales, c'est la loi de GUMBEL qui est la plus recommandée, par contre celle de GALTON, s'utilise pour des valeurs maximales.
- Caractéristiques statistiques de l'échantillon : le coefficient de variation est souvent un bon indicateur du type de la fonction probable : si l'échantillon présente une symétrie, c'est-à-dire  $C_v < 0,5$ , on essaye toujours d'ajuster une loi normale (loi de GAUSS) et parmi les loi dissymétrique, on peut citer la loi de GALTON.
- La longueur de l'échantillon : lorsque la longueur de l'échantillon est petite ( $< 50$  valeurs) le champ de recherche doit se limiter aux fonctions définis par un faible nombre de paramètres (deux à trois paramètres).

Pour cela, nous avons choisi la loi de GAUSS, en se basant sur la moyenne et l'écart type, et qui est susceptible de s'ajuster de manière adéquate à notre échantillon.

Ces fonctions de distribution sont liées à un ajustement graphique et ensuite à un test d'adéquation.

- **L'ajustement graphique**

L'ajustement graphique est nécessaire, car quelques soient les méthodes d'estimation des paramètres et la confiance que l'on peut avoir dans les moyens de calcul utilisées, le report graphique est vivement recommandé. Il permet de juger le type de méthode la mieux adaptée à l'échantillon, d'apprécier la justesse des calculs des paramètres, d'évaluer le degré d'adéquation espéré et enfin d'examiner les points extrêmes et leur compatibilité avec l'échantillon.

### 3.4.2.1 Méthode de GAUSS

La distribution de GAUSS également connue sous le nom de distribution normale offre une répartition symétrique de part et d'autre de la moyenne.

Son emploi est très répandu en hydrologie et en climatologie pour représenter la répartition statistique de la valeur moyenne (par exemple ; pluies annuelles ou débits moyen ou annuels).

Nous utilisons généralement la loi de GAUSS sous la forme suivante ;

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (3.6)$$

Avec :

$$u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} : \text{Variable réduite.}$$

L'équation de la droite d'HENRY est donnée par la relation  $X = \sigma u + \bar{x}$

On a calculé précédemment :

$$\sigma = 20,69 \quad \text{Et} \quad \bar{x} = 64,105 \text{ mm}$$

Donc l'équation de la droite d'HENRY sera :  $x = 20.69u + 64.105$

Le trace de la droite d'HENRY est exécuté par le report de trois points sur le papier GAUSSIEN qui sont : (U ; X) ; (0 ; 64,10) ; (2 ; 105,48) ; (-2 ; 22,72).

Après avoir tracé la droite d'HENRY nous reportons les points de coordonnées (U ; X)

Sur le papier gaussien.

Nous remarquons bien que la droite d'HENRY passe par le maximum de points, ce qui correspond à un bon ajustement. **(Voir figure 3-1)**

- **Test d'adéquation de l'ajustement**

On juge généralement l'adéquation d'une loi à un échantillon par le test de  $\chi^2$  :

$\chi^2$  est une variable aléatoire dont la distribution a été étudiée par PEARSON. Le test d'adéquation est essentiellement utilisé pour tester la qualité d'un ajustement à une loi théorique, c'est-à-dire pour comparer une répartition empirique et une répartition théorique.

Pratiquement ce test est utilisé comme suit :

Considérons K classes d'évènements (ces classes doivent contenir au minimum 5 valeurs)

Soit  $N_i$  l'effectif réel (empirique) de la classe i et  $N_{pi}$  l'effectif théorique.

$$\chi^2 = \frac{(N_i - N_{pi})^2}{N_{pi}} \quad (3.7)$$

Avec :

$N_i$  : effectif observé de la classe  $i$  (effectif réel).

$N_{pi}$  : effectif théorique de la même classe.

$$N_{pi} = \frac{\text{Nombre d'observations}}{K} \quad (3.8)$$

$K$  : Nombre de classe.

Dans notre cas, nous avons choisi de retenir 4 classes d'égal probabilité théorique, donc comprenant chacune 5,75 valeurs théoriques ( $N_{pi} = \frac{23}{4} = 5,75$ )

Les limites de classes découlent de ce choix.

Le tableau suivant donne le détail de calcul :

**Tableau 3-4 : Test d'adéquation.**

Limites de classes	$N_i$	$N_{pi}$	$(N_i - N_{pi})$	$(N_i - N_{pi})^2$	$\frac{(N_i - N_{pi})^2}{N_{pi}}$
< 53,8	5	5,75	-0,75	0,562	0,1125
53,8 – 60,2	6	5,75	0,25	0,062	0,0104
60,2 – 74,7	6	5,75	0,25	0,062	0,0104
> 74,7	6	5,75	0,25	0,062	0,0104
					$X^2 = 0,1437$

$P(X^2) = P(0,1437)$

- **Calcul du nombre de degré de liberté  $\gamma$**

$$\gamma = K - P - 1 \quad (3.9)$$

Avec :

$K$  : nombre de classes

$P$  : nombre de paramètre (moyenne et variance)

1 : pour l'égalité des effectifs  $N_i = N_{pi}$ .

D'où :  $\gamma = 1$

- **Intervalle de confiance**

La valeur déterminée  $P(X^2)$  doit être à l'intérieur de deux limites déterminant le risque acceptable.

- **Seuil du risque**

Le seuil du risque est choisi selon l'importance de la confiance et les dégâts qu'un phénomène donné peut causer donc, il est fixé au départ selon la précision souhaitée. Il est pris généralement égal à 0.05.

On a :  $P(X^2) = P(0,1437)$

Selon la table de  $X^2$  (**voir annexe 2**) :

$$P(0,90) < P(0,1437) < P(0,10)$$

$P(0,1437) > 0,05$  : C'est-à-dire que 95% de chance de voir se vérifier l'hypothèse d'adéquation et 5% de chance de se tromper, par conséquent la loi de GAUSS peut être adopté sans réserve.

Donc, l'adéquation est très satisfaisante.

Nous adoptons alors pour une période de retour de dix ans une pluviométrie de=92mm.

Cette valeur nous permettra d'évaluer l'intensité des précipitations de la région.

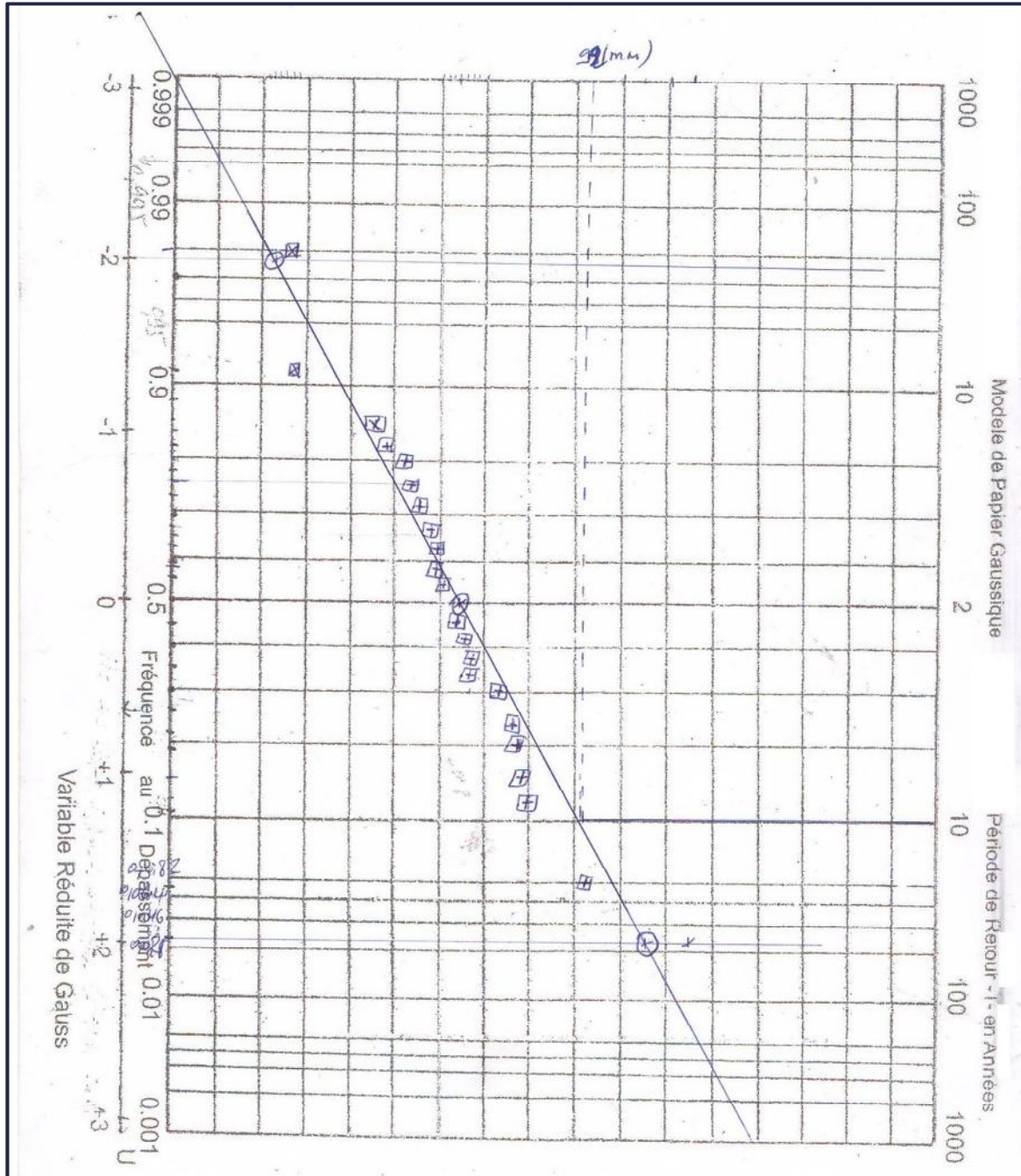


Figure 3-1 : graphique de GAUSS

### 3.5. Calcul de l'intensité des précipitations

Les statistiques relatives aux fortes averses montrent que l'intensité moyenne de la précipitation augmente lorsque son temps de concentration diminue

Pour l'estimation de notre intensité des précipitations, nous admettons qu'une averse d'intensité constante et de durée égale : 15 mn : équivalent à 0,25h, ayant lieu une fois tous les dix ans.

**NB :**

La période de retour suffisante pour le dimensionnement du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien. Elle est généralement prise égale à 10 ans, suivant les instructions du maître de l'ouvrage « DRE Tizi-Ouzou »

L'intensité des précipitations (I) est calculée par la formule suivante :

$$i(15 \text{ min}, 10\%) = \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \frac{p(\%)}{24} \quad (3.10)$$

Avec :

i (15 min, 10%) : intensité moyenne des précipitations pour une averse de fréquence P% en (mm/h)

t : temps de précipitation considérée en (heure). pris égale à 0.25 h

P : intensité moyenne des précipitations maximales journalières (mm).

b : exposant climatique de la région (b=0.42) selon le BET (BOUROUBA)

Après application numérique nous obtenons.

$$i(15 \text{ min}, 10\%) = \left(\frac{0.25}{24}\right)^{-0.58} \frac{92}{24} = 54.11 \text{ mm/h}$$

Donc, l'intensité pluviométrique de la région sera

$$I = \frac{54.11 \cdot 10000}{3600} = 150.42$$

$$\mathbf{I = 150.42 \text{ l/s/ha}}$$

### 3.6. Intensités fréquentielle

Le tableau ci-après illustre l'intensité fréquentielle de la région.

**Tableau 3-5 :** l'intensité fréquentielle de la région.

<b>T</b>	<b>0,25</b>	<b>0,5</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>12</b>	<b>24</b>
<b>1000</b>	75,29	50,36	33,69	17,82	11,92	7,97	5,33
<b>100</b>	65,88	44,07	29,48	15,59	10,43	6,98	4,67
<b>10</b>	54,11	36,20	24,22	12,80	8,57	5,73	3,83
<b>2</b>	37,64	25,18	16,85	8,91	5,96	3,99	2,67

### 3.7. Courbes intensité-durée-fréquence IDF

Le traitement des averses permet de tracer les courbes IDF (intensité-durée-fréquence).

En portant les résultats obtenus par le traitement fait auparavant sur un graphique, on obtient le graphe ci-dessous qui nous renseigne sur l'intensité de la pluie pendant une durée « t » correspondant à une période de retour donnée.

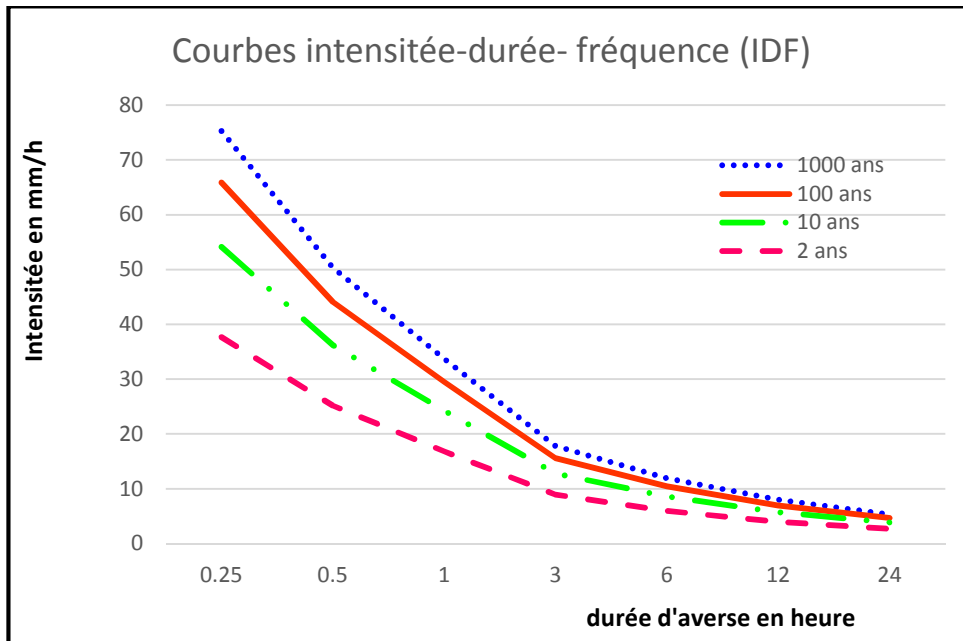


Figure 3-1 : courbes IDF

L'analyse des IDF a permis de définir deux lois générales qui peuvent s'exprimer de la manière suivante :

- Pour une même fréquence d'apparition (donc un même temps de retour) l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte.
- A durée de pluie égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc que son temps de retour sera grand).

Ces courbes permettent :

- D'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée
- Et, d'autre part de calculer grossièrement des débits de projet, d'estimer des débits de crue, et ainsi de déterminer des pluies de projet.

### 3.8. Passage aux débits de crues cinquantennale et centennale

Cette transformation peut s'effectuer à l'aide des apports existants entre le débit décennal et les débits fréquentiels cinquantennale et centennale. Ces rapports sont respectivement de :

$$\frac{Q_{25}}{Q_{10}} = 1.30, \frac{Q_{50}}{Q_{10}} = 1.50 \text{ et } \frac{Q_{100}}{Q_{10}} = 1.70$$

### **3.9. Conclusion**

L'intensité des précipitations trouvée permet d'abord de calculer les débits des eaux pluviales (objectif du chapitre 4), ensuite ces débits seront cumulés aux débits des eaux usées dans chaque tronçon pour avoir le total que pourra évacuer ce dernier.

Enfin, la somme de ces deux débits va nous renseigner sur le diamètre des canalisations déduit à partir des abaques (objectif du chapitre V).

# **CHAPITRE 4**

## **Evaluation Des Débits**

## CHAPITRE 4 : Evaluation Des Débits

### 4.1. Introduction

L'établissement d'un réseau d'assainissement pour une agglomération, répond à deux catégories de préoccupations :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales, afin d'empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

Dans ce présent chapitre nous évaluons les débits des eaux usées ainsi que, les eaux pluviales à l'aide de deux méthodes.

### 4.2. Evaluation des débits d'eaux pluviales

L'étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Ces derniers seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. Ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondations).

Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques ; les deux principales méthodes les plus connues et les plus utilisées sont les suivantes :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

Il est important de signaler qu'un mauvais choix de la méthode d'estimation implique un surdimensionnement (coût élevé) ou un sous dimensionnement (risque d'inondation).

#### 4.2.1. Méthode rationnelle

C'est une méthode très utilisée de fait de sa simplicité. Elle a été mise au point avant la naissance des équipements informatiques, c'est-à-dire qu'elle est très ancienne. Elle permet de calculer rapidement les débits de ruissellements maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versant de faible surface (moins de 5 Km<sup>2</sup>), c'est donc une méthode parfaitement approprié en ce qui concerne les bassins versant urbains. Pour 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 « Cr ».

La méthode rationnelle donne le débit des eaux pluviales par formule suivante :

$$Q_{ep} = C . I . A \quad (4.1)$$

Avec :

$Q_{ep}$  ; débit des eaux pluviales (l/s).

C : coefficient de ruissellement, qui traduit le fait qu'une partie de l'eau précipitée ne parvienne pas à l'exutoire (pertes au ruissellement).

I : intensité moyenne des précipitations (l/s/ha) ; plus la pluie est intense et plus le débit sera important.

A : surface réceptrice (ou bassin versant) qui, en supposant que la pluie tombe sur toute cette surface, influence le débit à l'exutoire.

### 4.2.1.1. Aire des sous bassins

La surface des sous bassins élémentaire est obtenue après découpage de la zone d'étude. Ce découpage se fait selon les critères suivants :

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

### 4.2.1.2 Intensité des précipitations

L'intensité des précipitations est déjà calculer dans le chapitre précédent est vaut 150,42 l/s/ha.

### 4.2.1.3. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est définie comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume d'eau précipité sur celle-ci. Il est évalué par la formule suivante :

$$Cr = \frac{Ai Ci}{Ai} \quad (4.2)$$

Avec :

Cr : coefficient de ruissellement du bassin versant.

Ai : la surface élémentaire du bassin élémentaire i.

Ci : coefficient de ruissellement propre à la surface Ai.

Le coefficient de ruissellement est obligatoirement inférieur ou égal à 1 et varie dans l'intervalle suivant :

$$0.05 \leq Cr \leq 1 \quad (4.3)$$

Il dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la

détermination de ce coefficient. Aussi, on le définit selon la nature de la zone d'étude, dont on distingue :

- La zone rurale.
- La zone urbaine.
- En zone rurale :

On peut adopter les coefficients donnés dans le tableau 4-1

**Tableau 4-1 : Les coefficients de ruissellement en zone rurale [13]**

<b>Pente</b>	<b>Indice de végétation</b>	<b>Coefficient de ruissellement</b>
Pente faible (bassin de plaine)	-plus de 50% de la surface du bassin couverte de végétation.	0.3
	-de 30% à 50% couverte de végétation.	0.4
	-moins de 30% couverte de végétation.	0.5
Pente fort (bassin de montagne).	-plus de 50% de la surface du bassin couverte de végétation.	0.4
	-de 30% à 50% couverte de végétation	0.5
	-moins de 30% couverte de végétation.	0.6

- **En zone urbaine**

Le coefficient de ruissellement est assimilé au taux d'imperméabilisation (le rapport des surfaces imperméabilisées aux surfaces totales). On donne :

**Tableau 4-2 : les différents coefficients de ruissellement selon les catégories d'urbanisation [13].**

<b>Zone d'urbanisation</b>	<b>Coefficient de ruissellement</b>
Zone d'habitation très dense	0,9
Zone d'habitation dense	0,6 à 0,7
Zone d'habitation moins dense	0,4 à 0,5
Quartier résidentiel	0,5 à 0,3
Squares, jardins et prairies	0,05 à 0,2

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé pour deux horizons différents (actuel et futur) en fonction des surfaces drainées et selon la catégorie d'urbanisation.

#### 4.2.1.4. Validité de la méthode rationnelle

L'utilisation de l'équation rationnelle est basée sur les hypothèses suivantes :

- l'intensité de la pluie est constante durant toute la durée de celle –ci.
- l'intensité de la pluie est uniforme sur l'ensemble des bassins versants.
- Le coefficient de ruissellement est constant durant toute la pluie  $0,05 < Cr \leq 1$ .
- la surface de chaque sous bassin est limitée.

#### 4.2.1.6. Calcul des débits des eaux pluviales.

Le calcul des débits des eaux pluviales « **Actuel** » et « **futur** » des collecteurs qui drainent tout le périmètre de la zone d'étude est donné par les tableaux 4-3 et 4-4

**Tableau 4-3 : débits d'eaux pluviales « Actuel »**

BV	S B N°	surface (ha)	coefficient de ruissellement	Intensité (l/s/ha)	Débit des eaux pluviales (l/s)	Débits des eaux pluviales (m3/s)
BV I	1	133,76	0,22	150,42	4426,44	4,43
	2	99,30	0,22	150,42	3286,08	3,29
	3	97,12	0,22	150,42	3213,93	3,21
	4	172,80	0,22	150,42	5718,37	5,72
	5	109,97	0,22	150,42	3639,17	3,64
	6	101,75	0,22	150,42	3367,25	3,37
	7	189,76	0,22	150,42	6279,61	6,28
	8	183,27	0,22	150,42	6064,84	6,06
	9	156,66	0,22	150,42	5184,26	5,18
	10	101,72	0,22	150,42	3366,16	3,37
	11	186,93	0,22	150,42	6185,96	6,19
	12	124,86	0,22	150,42	4131,92	4,13
	13	131,96	0,22	150,42	4366,87	4,37
	14	189,18	0,22	150,42	6260,42	6,26
	15	199,01	0,22	150,42	6585,72	6,59
	16	162,96	0,22	150,42	5392,74	5,39
BV II	17	92,68	0,20	150,42	2788,19	2,79
	18	94,53	0,23	150,42	3270,42	3,27
	19	46,75	0,25	150,42	1758,03	1,76
	20	27,40	0,20	150,42	824,30	0,82
	21	69,97	0,26	150,42	2736,47	2,74

**Tableau 4-4 : débits d'eaux pluviales « Futur »**

BV	S B N°	Surface (ha)	coefficient de ruissellement	Intensité (l/s/ha)	Débit des eaux pluviales (l/s)	Débits des eaux pluviales (m3/s)
BV I	1	133,76	0,30	150,42	6036,05	6,04
	2	99,30	0,30	150,42	4481,01	4,48
	3	97,12	0,30	150,42	4382,64	4,38
	4	172,80	0,30	150,42	7797,77	7,80
	5	109,97	0,30	150,42	4962,51	4,96
	6	101,75	0,30	150,42	4591,71	4,59
	7	189,76	0,30	150,42	8563,11	8,56
	8	183,27	0,30	150,42	8270,24	8,27
	9	156,66	0,30	150,42	7069,44	7,07
	10	101,72	0,30	150,42	4590,22	4,59
	11	186,93	0,30	150,42	8435,40	8,44
	12	124,86	0,30	150,42	5634,43	5,63
	13	131,96	0,30	150,42	5954,83	5,95
	14	189,18	0,30	150,42	8536,94	8,54
	15	199,01	0,30	150,42	8980,53	8,98
	16	162,96	0,30	150,42	7353,73	7,35
BV II	17	92,68	0,5	150,42	6970,46	6,97
	18	94,53	0,5	150,42	7109,60	7,11
	19	46,75	0,5	150,42	3516,07	3,52
	20	27,40	0,5	150,42	2060,75	2,06
	21	69,97	0,5	150,42	5262,44	5,26

**NB :** D'après les résultats précédents des débits des eaux pluviales, on constate que l'influence du coefficient de ruissellement sur les valeurs des débits est importante, par conséquent l'évaluation de ce coefficient doit être rigoureuse.

#### 4.2.2. La Méthode superficielle

C'est une méthode très utilisée en France, dénommée méthode superficielle de CAQUOT. Elle permet en un certain nombre de points d'écoulement de déterminer les débits maximaux pour un orage donné, mais elle n'indique pas les temps auxquels ces débits seront atteints.

La méthode superficielle s'exprime par la formule suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} \quad (4.4)$$

Q (f) : Débit pluvial de fréquence de retour **f**. (en m<sup>3</sup>/s),

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne de la surface considérée (en m/m),

C<sub>r</sub> : Coefficient d'imperméabilisation (surface imperméabilisée / surface totale),

A : Surface du sous bassin considéré. (Ha).

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations suivantes :

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (4.5)$$

$$v = -0,41b(f) \quad (4.6)$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \quad (4.7)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \quad (4.8)$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation :  $i(t, f) = a(f)t^{b(f)}$  (4.9)

La valeur du débit  $Q(f)$  donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q(f) \text{ corrigé} = m * Q(f) \text{ brute} \quad (4.10)$$

Avec :

m : coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0,84 \cdot b(f)}{1 + 0,287 \cdot b(f)}} = \left( \frac{M}{2} \right)^b \quad (4.11)$$

$$M : \text{coefficient d'allongement } M = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad (4.12)$$

L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m).

A : surface du bassin considéré en (m<sup>2</sup>).

#### 4.2.2.1. Les limites d'application de la méthode superficielle.

- La limite supérieure de la surface du bassin est fixée à 200 ha.
- La valeur de la pente doit rester comprise entre 0.2 et 5%.
- La valeur du coefficient de ruissellement (C) doit rester comprise entre 0.2 et 1.

#### 4.2.2.2. Evaluation des différents paramètres et coefficients de calcul de projet.

Les paramètres et coefficients de calcul de projet sont donnés par le tableau 4-5

**Tableau 4-5 : Paramètres de calcul du projet**

Période de retour	coefficient de Montana		K	U	V	W
	a(f)	b(f)				
10 ans	4,33	-0,58	0,98	0,83	0,23	0,65

4.2.2.3. Calcul des débits des eaux pluviales.

Le calcul des débits des eaux pluviales « actuel » et « futur » corrigés à l'exutoire des sous bassins versants sont donnés par les tableaux Tableau 4-6 et 4-7

**Tableau 4-6 : Débits des eaux pluviales « Actuel » corrigés à l'exutoire des S.B.V**

BV	S.B.V	superficie (ha)	pente (m/m)	Cr	Q brut m <sup>3</sup> /s	M	m	Q corrigé m <sup>3</sup> /s
BVI	1	133,760	0,06	0,22	3,53	1,34	1,26	4,45
	2	99,300	0,04	0,22	2,44	1,52	1,17	2,85
	3	97,120	0,07	0,22	2,78	1,50	1,18	3,28
	4	172,800	0,19	0,22	5,82	1,13	1,39	8,10
	5	109,970	0,17	0,22	3,96	1,45	1,20	4,76
	6	101,753	0,22	0,22	4,01	1,29	1,29	5,18
	7	189,760	0,11	0,22	5,34	2,34	0,91	4,88
	8	183,270	0,13	0,22	5,55	2,32	0,92	5,09
	9	156,660	0,09	0,22	4,44	2,21	0,94	4,19
	10	101,720	0,09	0,22	3,11	2,44	0,89	2,78
	11	186,930	0,07	0,22	4,61	2,36	0,91	4,19
	12	124,860	0,08	0,22	3,56	1,22	1,33	4,74
	13	131,960	0,07	0,22	3,62	1,77	1,07	3,88
	14	189,180	0,07	0,22	4,67	1,99	1,00	4,68
	15	199,010	0,14	0,22	6,05	0,88	1,61	9,73
BVII	16	162,960	0,17	0,22	5,37	0,75	1,76	9,45
	17	92,680	0,22	0,20	3,30	2,20	0,95	3,12
	18	94,530	0,23	0,23	4,05	2,15	0,96	3,89
	19	46,750	0,15	0,25	2,28	1,90	1,03	2,35
	20	27,400	0,06	0,20	0,87	2,64	0,85	0,74
	21	69,970	0,20	0,26	3,55	0,71	1,82	6,45

**Tableau 4-7 : Débits des eaux pluviales « Futur » corrigés à l'exutoire des S.B.V**

BV	S.B.V	Superficie (ha)	pente m/m)	Cr	Q brut m <sup>3</sup> /s	M	m	Q corrigém <sup>3</sup> /s
BV I	1	133,76	0,064	0,3	5,13	1,34	1,26	6,47
	2	99,3	0,039	0,3	3,54	1,52	1,17	4,14
	3	97,12	0,067	0,3	4,04	1,50	1,18	4,76
	4	172,8	0,188	0,3	8,46	1,13	1,39	11,77
	5	109,97	0,170	0,3	5,76	1,45	1,20	6,92
	6	101,753	0,223	0,3	5,83	1,29	1,29	7,53
	7	189,76	0,106	0,3	7,76	2,34	0,91	7,09
	8	183,27	0,134	0,3	8,06	2,32	0,92	7,39
	9	156,66	0,094	0,3	6,46	2,21	0,94	6,09
	10	101,72	0,089	0,3	4,53	2,44	0,89	4,03
	11	186,93	0,065	0,3	6,70	2,36	0,91	6,09
	12	124,86	0,081	0,3	5,17	1,22	1,33	6,89
	13	131,96	0,074	0,3	5,27	1,77	1,07	5,64
	14	189,18	0,066	0,3	6,79	1,99	1,00	6,80
	15	199,01	0,145	0,3	8,79	0,88	1,61	14,13
	16	162,96	0,166	0,3	7,80	0,75	1,76	13,73
BV II	17	92,68	0,217	0,5	9,95	2,20	0,95	9,41
	18	94,53	0,235	0,5	10,33	2,15	0,96	9,91
	19	46,75	0,154	0,5	5,27	1,90	1,03	5,43
	20	27,4	0,058	0,5	2,63	2,64	0,85	2,24
	21	69,97	0,201	0,5	7,80	0,71	1,82	14,18

**4.2.2.4. Estimation des débits des eaux pluviales suivant l'assemblage des bassins**

La formule superficielle développée ci-dessus est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels  $A_j, C_j, I_j, L_j, Q_{pj}$  (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalences pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement soit en « série » ou en « parallèle » sont exprimés ci-après :

**Tableau 4-8 :** Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres Equivalents	$A_{eq}$	$C_{eq}$	$I_{eq}$	$M_{eq}$
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{L_i}} \right)} \right]^2$	$\left( \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N l_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]$	$\left( \frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

Le plan de découpage des sous bassins est donné dans l'annexe 3

L'évaluation des débits actuels et futurs suivant l'assemblage des bassins versants (en série ou en parallèle) est illustré dans les tableaux suivant :

**Tableau 4-9 : Evaluation des débits« Actuel » suivant l'assemblage des bassins**

BV	N° SBV	Désignation	Type D'assemblage	A (ha)	Cri	Ieq	$K^{1,20}$	$Ieq^{0,27}$	$Cr^{1,20}$	$A^{0,79}$	Q brute (m <sup>3</sup> /s)	m	Q corrigé (m <sup>3</sup> /s)
BV II	13+12+11+7	BV A	Série	633.51	0.22	0.08	0.98	0.51	0.16	163.45	13.07	0.67	8.76
	BV A+10	BV B	parallèle	735.23	0.22	0.082		0.51	0.16	183.85	14.84	0.68	10.09
	16+15+14+9+5+4+3	BV C	Série	1087.7	0.22	0.102		0.54	0.16	250.52	21.45	0.70	15.02
	BVC+8+2+1+6	BV D	parallèle	1605.783	0.22	0.12		0.56	0.16	340.79	30.50	0.78	23.79
	BV B+BV D	BV E	parallèle	2341.013	0.22	0.11		0.55	0.16	459.02	40.12	0.66	26.48
BV II	21+17	BV F	Série	162.65	0.23	0.213		0.66	0.17	55.83	6.15	0.96	5.91
	BV F+18+19+20	BV G	parallèle	331.33	0.23	0.2		0.65	0.17	97.95	10.61	1.19	12.63

**Tableau 4-10** : Evaluation des débits« futur » suivant l’assemblage des bassins.

N° BV	N°S.B.V	Désignation	Type D'assemblage	A (ha)	Cri	I <sub>eq</sub>	K <sup>1,20</sup>	I <sub>eq</sub> <sup>0,27</sup>	Cr <sup>1,20</sup>	A <sup>0,79</sup>	Q brute (m <sup>3</sup> /s)	m	Q corrigé (m <sup>3</sup> /s)
BV I	13+12+11+7	BV A	Série	633,51	0,3	0,08	0,98	0,51	0,24	163,45	19,02	0,67	12,74
	BV A+10	BV B	parallèle	735,23	0,3	0,082		0,51	0,24	183,85	21,54	0,68	14,65
	16+15+14+9+5+4+3	BV C	Série	1087,7	0,3	0,102		0,54	0,24	250,52	31,13	0,70	21,79
	BVC+8+2+1+6	BV D	parallèle	1605,783	0,3	0,12		0,56	0,24	340,79	43,92	0,78	34,26
	BV B+BV D	BV E	parallèle	2341,013	0,3	0,11		0,55	0,24	459,02	58,10	0,66	38,35
BV II	21+17	BV F	Série	162,65	0,5	0,213		0,66	0,44	55,83	15,62	0,96	15,00
	BV F+18+19+20	BV G	parallèle	331,33	0,5	0,198		0,64	0,44	97,95	26,63	1,16	30,89

- **Interprétation des résultats**

Si on fait la comparaison des débits obtenu par les deux méthodes, on constatera que l'écart entre les débits est faible lorsque la valeur de la pente avoisine 5%, par contre, lorsque la valeur de cette dernière dépasse largement les 5% l'écart est nettement plus important. C'est pour cette raison justement que le choix de la méthode d'estimation des débits des eaux pluviales doit être rigoureux.

Pour notre projet, nous utiliserons les débits obtenus par la méthode rationnelle pour dimensionner les collecteurs du réseau d'assainissement, et les résultats obtenus par la méthode superficielle seront utilisées pour le dimensionnement du canal d'évacuation

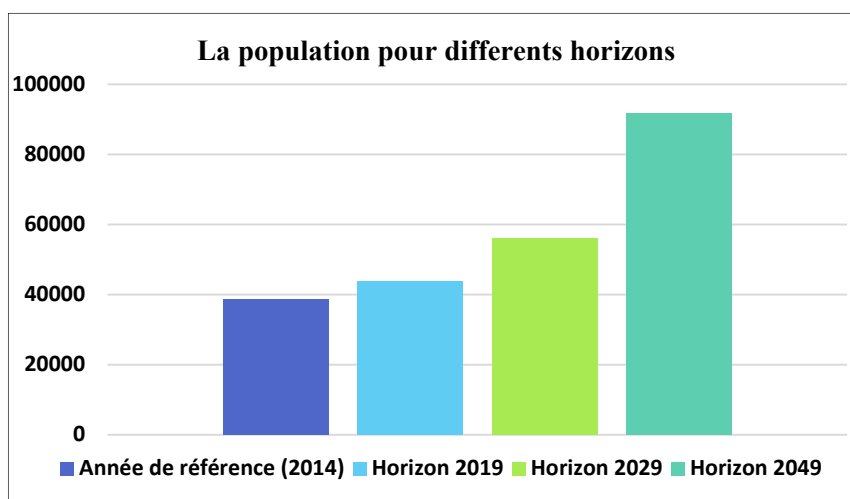
### 4.3. Estimation de la population aux différents horizons

Pour notre cas ce sont tous les rejets du lieu d'études qui vont être acheminés vers la station d'épuration, ce qui nécessite l'évaluation de sa population ainsi que ses diverses consommations en eau.

Le choix de l'horizon se fait conformément à la durée de vie d'un réseau d'assainissement et de la station d'épuration, dont elle-même est fonction des matériaux du réseau et de son entretien. En général, cette durée dépasse les 25 ans, nous optons ainsi pour notre projet pour un horizon de 30 ans.

**Tableau 4-11** : Population aux différents horizons.

Horizon	Population
Année de référence (2014)	38689
Horizon 2019	43773
Horizon 2029	56033
Horizon 2049	91817



**Figure 4.1** : Evolution de la population en fonction des horizons.

### 4.3.1. Détermination de nombre d'habitant pour chaque sous bassin

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

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

#### 4.3.1.1. Coefficient de ruissellement pondéré

$$C_{rp} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} S_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad (4.13)$$

Avec :

$S_i$  et  $C_{ri}$  désignent respectivement l'aire et le coefficient de ruissellement de chaque sous bassins.

$$C_{rp} = \frac{867.97}{2672.343} = 0,32$$

#### 4.3.1.2. Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} P_t}{C_{rp} A} \quad (4.14)$$

Avec ;

$D_i$  : Densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha).

A: Surface total (ha).

$P_t$  : Nombre total d'habitants à l'horizon 2049 = 91817 habitants.

$C_{rp}$  : Coefficient de ruissellement total pondéré

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

$$P_i = D_i S_i \quad (4.15)$$

Les résultats des calculs de nombre d'habitants sont dans le tableau 4-12.

**Tableau 4-12 : Nombre d'habitant pour chaque sous bassin**

BV	sous bassin	surface (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nombre d'habitant
BV I	1	133,760	0,30	40,13	31,74	4245
	2	99,300	0,30	29,79	31,74	3151
	3	97,120	0,30	29,14	31,74	3082
	4	172,800	0,30	51,84	31,74	5484
	5	109,970	0,30	32,99	31,74	3490
	6	101,753	0,30	30,53	31,74	3229
	7	189,760	0,30	56,93	31,74	6022
	8	183,270	0,30	54,98	31,74	5816
	9	156,660	0,30	47,00	31,74	4972
	10	101,720	0,30	30,52	31,74	3228
	11	186,930	0,30	56,08	31,74	5932
	12	124,860	0,30	37,46	31,74	3962
	13	131,960	0,30	39,59	31,74	4188
	14	189,180	0,30	56,75	31,74	6004
	15	199,010	0,30	59,70	31,74	6316
	16	162,960	0,30	48,89	31,74	5172
BV II	17	92,680	0,5	46,34	52,89	4902
	18	94,530	0,5	47,27	52,89	5000
	19	46,750	0,5	23,38	52,89	2473
	20	27,400	0,5	13,70	52,89	1449
	21	69,970	0,5	34,99	52,89	3701

#### 4.4. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit.

Les débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes des rejets qui conditionnent la détermination des sections des canalisations.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des canalisations.

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée représente 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

Dans notre cas, on va adopter un coefficient de rejet de l'ordre de 80% (**Kr=80%**).

#### 4.4.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Le calcul des débits des eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière qui est égale au produit de la dotation (norme) moyenne Journalière par le nombre de consommateurs.

Pour l'agglomération étudiée (zone urbaine) ; la dotation moyenne journalière est de l'ordre de 200L/j/hab.

#### 4.4.2. Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{moyj} = \frac{K_r \cdot D \cdot N}{86400} \quad (4.16)$$

Avec :

Q moyj : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

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

D : Dotation journalière prise égale à 200 l/j/hab.

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

#### 4.4.3. Evaluation du débit de pointe

Le débit de pointe est calculé à partir de la formule :

$$Q_{pte} = C_p \cdot Q_{moyj} \quad (4.17)$$

Avec :

Q pte : débit de pointe en (m<sup>3</sup>/h)

Cp : coefficient de pointe.

Q moyj : débit moyen journalier rejeté en (l/s).

Le coefficient de pointe est calculé à partir du débit moyen rejeté :

$$\begin{aligned} C_p &= 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyj}}} && \text{Si } Q_{moyj} \geq 2,8 \text{ (l/s)} \\ C_p &= 3 && \text{Si } Q_{moyj} < 2,8 \text{ (l/s)} \end{aligned} \quad (4.18)$$

#### 4.4.4. Estimation des débits des eaux usées des équipements

Les débits des eaux des équipements pour chaque sous bassin sont données dans le tableau 4-13.

**Tableau 4-13 : Evaluation des débits d’eaux usées des équipements.**

N°S.B.V	équipements	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipement (l/s)
13	RU habitat	lits	350	150	0,61
14	protection civile	élément	200	100	0,23
14	D G S N	élément	250	100	0,28
14	S D T P	fonctionnaire	22	20	0,005
17	laiterie	usage	57000	5	2.63

**Tableau 4-14 : débits des eaux usées total à évacuer**

BV	S.B.V N°	Surface (ha)	nombre d'habitant	Q Moyj (l/s)	Kp	Qpte (l/s)	Q équipement (l/s)	Q total (l/s)	Q total (m3/s)
BV I	1	133,760	4245	7,86	2,39	18,80		18,80	0,019
	2	99,300	3151	5,84	2,53	14,79		14,79	0,015
	3	97,120	3082	5,71	2,55	14,53		14,53	0,015
	4	172,800	5484	10,16	2,28	23,20		23,20	0,023
	5	109,970	3490	6,46	2,48	16,05		16,05	0,016
	6	101,753	3229	5,98	2,52	15,08		15,08	0,015
	7	189,760	6022	11,15	2,25	25,08		25,08	0,025
	8	183,270	5816	10,77	2,26	24,36		24,36	0,024
	9	156,660	4972	9,21	2,32	21,40		21,40	0,021
	10	101,720	3228	5,98	2,52	15,08		15,08	0,015
	11	186,930	5932	10,99	2,25	24,76		24,76	0,025
	12	124,860	3962	7,34	2,42	17,78		17,78	0,018
	13	131,960	4188	7,76	2,40	18,59	0,61	19,20	0,019
	14	189,180	6004	11,12	2,25	25,01	0,285	25,30	0,026
	15	199,010	6316	11,70	2,23	26,09		26,09	0,026
	16	162,960	5172	9,58	2,31	22,10		22,10	0,022
BV II	17	92,680	4902	9,08	2,33	21,15	2,63	23,78	0,024
	18	94,530	5000	9,26	2,32	21,50		21,50	0,021
	19	46,750	2473	4,58	3,00	13,74		13,74	0,014
	20	27,400	1449	2,68	3,00	8,05		8,05	0,008
	21	69,970	3701	6,85	2,45	16,82		16,82	0,017

#### 4.5. Récapitulatif des débits à évacuer

Les volumes des eaux totaux qui vont être acheminés par le réseau vers la station d’épuration, avec lesquelles les collecteurs seront dimensionnés sont illustrés dans le tableau 4-15.

**Tableau 4-15 :** Tableau récapitulatif des eaux usées et des eaux pluviales à évacuer

BV	N°S.B.V	Qt eu (m3/s)	Q ep (m3/s)	QT (m3/s)
BV I	1	0,019	6,04	6,055
	2	0,015	4,48	4,496
	3	0,015	4,38	4,397
	4	0,023	7,80	7,821
	5	0,016	4,96	4,979
	6	0,015	4,59	4,607
	7	0,025	8,56	8,588
	8	0,024	8,27	8,295
	9	0,021	7,07	7,091
	10	0,015	4,59	4,605
	11	0,025	8,44	8,460
	12	0,018	5,63	5,652
	23	0,019	5,95	5,974
	14	0,025	8,54	8,565
	15	0,026	8,98	9,007
	16	0,022	7,35	7,376
BV II	17	0,024	6,97	6,994
	18	0,021	7,11	7,131
	19	0,014	3,52	3,530
	20	0,008	2,06	2,069
	21	0,017	5,26	5,279

#### 4.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque sous bassin. Si on fait une comparaison entre la quantité des eaux usées et des eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, en effet, les eaux pluviales sont beaucoup plus importantes.

Par conséquent, le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'assurer un auto-curage pour le débit minimum.

# **CHAPITRE 5**

## **Dimensionnement et Calcul Hydraulique**

## CHAPITRE 5 : Dimensionnement et Calcul Hydraulique

### 5.1. Introduction

La phase qui vient après la détermination des débits c'est bien le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception.

Un réseau d'assainissement doit, dans toute la mesure du possible, être auto-cureur, c'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière que les matières solides soient automatiquement entraînées par le débit des eaux usées. Il faut éviter le sable parce qu'il provoque la dégradation des joints et celle des revêtements intérieurs des conduites. Les vases fermentescibles doivent être également entraînés par le débit des eaux usées.

### 5.2. Conditions d'écoulement et du dimensionnement

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre, il doit aussi assurer des vitesses limitées afin d'éviter la dégradation des conduites.

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

- au moins 0,6 m/s pour un réseau unitaire.
- au moins 0,3 m/s pour un réseau séparatif.

La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion étant donné que les eaux sont chargées.

### 5.3. Calcul hydraulique

On ne peut concevoir ni exploiter des réseaux d'évacuation, pas plus qu'on ne peut choisir les équipements qui s'y rapportent sans effectuer un certain nombre de calculs hydrauliques

Le mode de calcul adopté pour le dimensionnement des collecteurs gravitaires est présenté ci-dessous.

#### 5.3.1. Equation de base

En 1976, CHEZY a proposé une équation empirique permettant de calculer, dans les canaux, les vitesses des écoulements uniformes.

$$V = C \sqrt{Rh I} \quad (5.1)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s)

C : coefficient de CHEZY

I : pente géométrique du profil (m/m).

Rh : rayon hydraulique (m).

Le rayon hydraulique est donné par la relation suivante :

$$Rh = \frac{Am}{Pm} \quad (5.2)$$

Avec :

Am : la section transversale de la conduite occupée par le liquide (m<sup>2</sup>).

Pm : périmètre mouillé, qui désigne la longueur du périmètre de la conduite en contact avec le liquide (m).

### 5.3.1.1. Evaluation de coefficient de CHEZY

Beaucoup de chercheurs ont proposé, pour calculer la valeur du coefficient de CHEZY des formules en fonction du rayon hydraulique (Rh) et du coefficient de rugosité (  $\gamma$  ).

- **Formule de BAZIN**

$$C = \frac{87 \sqrt{Rh}}{\sqrt{Rh + \gamma}} \quad (5.3)$$

Avec :

Rh : rayon hydraulique (m)

$\gamma$  : désigne le coefficient d'écoulement de BAZIN, dont les valeurs dépendent de la nature des liquides transportés, de la nature des parois et surtout du nombre et de la nature de la confection des joints.

Nous retiendrons pour valeurs :

- $\gamma = 0,46$  pour les ouvrages pluviaux,
- $\gamma = 0,25$  pour les collecteurs des eaux usées.
- $\gamma = 0,06$  lorsque les parois sont lisses.

Ces valeurs peuvent être ramenées à 0,30 et 0,16 respectivement pour les ouvrages pluviaux et collecteurs des eaux usées si la pose et la confection des joints est soignée.

**Tableau 5-1 : Valeurs de  $\gamma$  en fonction de la nature des parois [11]**

$\gamma$	Nature des parois
0.06	Parois très unies : ciment lisse, bois raboté
0.16	Parois unies : briques, pierres de tailles, acier usagé....
0.46	Canaux revêtus de maçonnerie de moellons
0.85	Canaux en terre à sections très régulières
1.30	Canaux en terre, dans des conditions ordinaires
1.75	Canaux en terre représentant une résistance exceptionnelle : galets et pierres

- **Formule de MANNING**

$$C = Rh^{1/6} \frac{0.823}{\sqrt{\gamma}} \quad (5.4)$$

Avec :

Rh : rayon hydraulique

: coefficient de rugosité dont les valeurs dépendent de la nature des parois du collecteur.

**Tableau 5-2 :** Valeur de  $n$  en fonction de la nature de la paroi du collecteur [11].

	<b>Nature de la paroi</b>
0.010	Bois raboté ou béton lisse
0.011	Bois non raboté
0.012	Béton sans enduit
0.013	briques
0.021	terre
0.024	gravier
0.029	Terre avec végétation

**NB**

On utilise de moins en moins la formule de BAZIN, car elle donne des valeurs erronées dans le cas où le coefficient C est élevé. Celui-ci peut atteindre et même dépasser la valeur de 100. Alors qu'en application de la formule de BAZIN, la limite supérieure de la valeur de C est de 87.

Par conséquent, l'équation de MANNING est la plus utilisée

Pour notre projet, nous utiliserons l'équation de MANNING avec un coefficient d'écoulement pris égal  $n = 0.012$ , soit un béton sans enduit.

$$D'où \quad C = 68.58 \quad Rh^{\frac{1}{6}} \quad (5.5)$$

$$Ce \text{ qui donne} \quad V = 68.58 \quad Rh^{\frac{2}{3}} \quad I^{1/2} \quad (5.6)$$

**5.4 .Calcul de la vitesse à pleine section Vps**

$$On \text{ a } Rh = \frac{D}{4}$$

Ce qui donne

$$V_{ps} = 27.71 \quad D^{\frac{2}{3}} \quad I^{\frac{1}{2}} \quad (5.7)$$

**5.5 .Calcul du débit à pleine section Qps**

La valeur du débit à pleine section « Qps » sera déduite à partir de la vitesse d'écoulement

$$Q_{ps} = V_{ps} \quad A \quad (5.8)$$

A : Etant la section de la conduite égale a :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (5.9)$$

Ce qui donne par substitution

$$Q_{ps} = 21.36 \frac{D^{\frac{8}{3}}}{I^{\frac{1}{2}}} \quad (5.10)$$

Une fois que nous obtenons les valeurs de «  $Q_{ps}$  » nous établissons le rapport des débits

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (5.11)$$

## 5.6. Calcul des vitesses et hauteurs d'eau dans les conduites

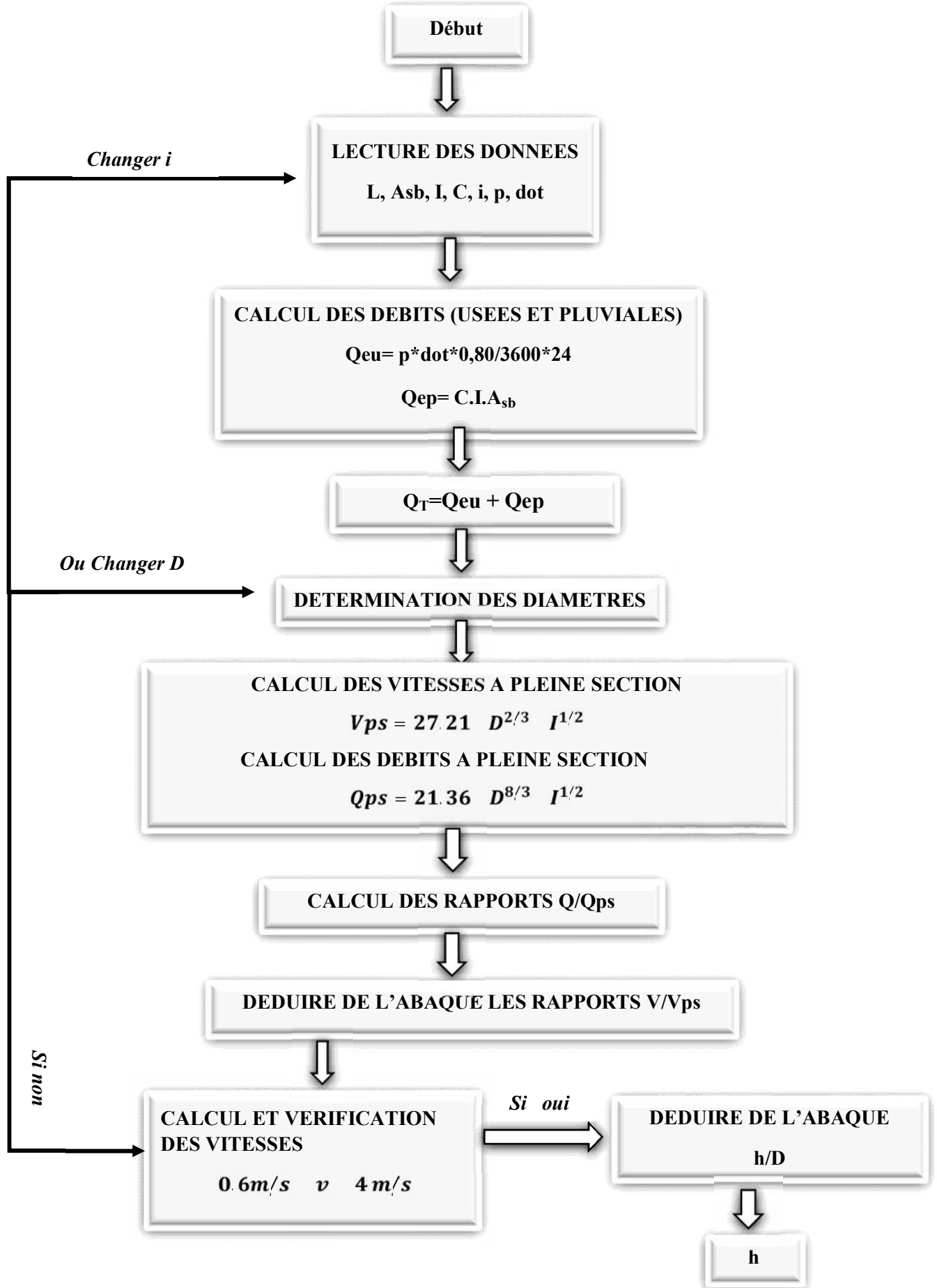
A partir de l'abaque donnant la variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage, nous tirons les valeurs de  $rV = \frac{V}{V_{ps}}$  (rapport des vitesses), correspondantes aux valeurs de  $rQ$  et donc les valeurs de  $V$ .

Deux cas sont possibles :

- Si la valeur de la vitesse ( $V$ ) est comprise entre 0,6 m/s et 04 m/s, nous tirons de l'abaque les valeurs de  $rH = \frac{H}{D}$  (rapport des hauteurs de remplissage) et nous déduisons alors les valeurs de  $H$  correspondantes
- Sinon, on procède à un changement de la pente ( $I$ ) ou bien à un changement du diamètre ( $D$ ) jusqu'à la satisfaction des conditions citée précédemment.

Après avoir tracé les profils en long pour notre réseau, et extraction des pentes des collecteurs nous avons entamé le dimensionnement c'est-à-dire la détermination du diamètre des collecteurs, ainsi que, la vitesse et la hauteur d'eau dans les conduites.

## ORGANIGRAMME DU CALCUL D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT PAR LA METHODE GRAPHIQUE



**Tableau 5-4 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur A (Système séparatif).**

Tronçons	Cote TN (m)		Distance (m)	Pente (mm/m)	Q (m3/s)	Diamètre (m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Q/Qps	V/Vps	V (m/s)	H/D	H (m)
	amont	aval											
R1-R2	141.41	140.58	30	0.03	0.019	0.3	2.15	0.15	0.13	0.62	1.34	0.22	0.07
R2-R3	140.58	140.11	24.49	0.02	0.019	0.3	1.76	0.12	0.16	0.67	1.18	0.25	0.08
R3-R4	140.11	138.24	30	0.04	0.019	0.3	2.48	0.17	0.11	0.59	1.46	0.20	0.06
R4-R5	138.24	136.59	30	0.05	0.019	0.3	2.78	0.19	0.10	0.56	1.57	0.19	0.06
R5-R6	136.59	135.22	30	0.06	0.019	0.3	3.04	0.21	0.09	0.55	1.66	0.18	0.05
R6-R7	135.22	134.29	30	0.03	0.034	0.3	2.15	0.15	0.23	0.79	1.70	0.32	0.10
R7-R8	134.29	133.37	30	0.04	0.034	0.3	2.48	0.17	0.20	0.74	1.85	0.30	0.09
R8-R9	133.37	132.46	30	0.02	0.034	0.3	1.76	0.12	0.28	0.86	1.50	0.36	0.11
R9-R10	132.46	131.04	30	0.05	0.034	0.3	2.78	0.19	0.18	0.71	1.97	0.27	0.08
R10-R11	131.04	130.39	30	0.04	0.034	0.3	2.48	0.17	0.20	0.74	1.85	0.30	0.09
R11-R12	130.39	128.99	30	0.05	0.034	0.3	2.78	0.19	0.18	0.71	1.97	0.27	0.08
R12-R13	128.99	126.91	30	0.04	0.049	0.3	2.48	0.17	0.28	0.86	2.14	0.37	0.11
R13-R14	126.91	124.84	30	0.04	0.049	0.3	2.48	0.17	0.28	0.86	2.14	0.37	0.11
R14-R15	124.84	122.92	30	0.04	0.049	0.3	2.48	0.17	0.28	0.86	2.14	0.37	0.11
R15-R16	122.92	121.28	30	0.04	0.049	0.3	2.48	0.17	0.28	0.86	2.14	0.37	0.11
R16-R17	121.28	119.63	30	0.04	0.049	0.3	2.48	0.17	0.28	0.86	2.14	0.37	0.11
R17-R18	119.63	117.99	30	0.05	0.072	0.3	2.78	0.19	0.37	0.95	2.64	0.43	0.13
R18-R19	117.99	114.09	30	0.05	0.072	0.3	2.78	0.19	0.37	0.95	2.64	0.43	0.13
R19-R20	114.09	116.16	30	0.05	0.072	0.3	2.78	0.19	0.37	0.95	2.64	0.43	0.13
R20-R21	116.16	114.09	30	0.05	0.072	0.3	2.78	0.19	0.37	0.95	2.64	0.43	0.13
R21-R22	114.09	111.68	25.043	0.04	0.072	0.3	2.48	0.17	0.42	0.99	2.45	0.46	0.14
R22-R23	111.68	115.03	30	0.02	0.072	0.3	1.76	0.12	0.59	1.06	1.87	0.55	0.17
R23-R24	115.03	113.44	30	0.04	0.072	0.3	2.48	0.17	0.42	0.99	2.45	0.46	0.14
R24-R25	113.44	111.03	26.983	0.04	0.088	0.3	2.48	0.17	0.51	1.04	2.57	0.51	0.15
R25-R26	111.03	110.21	30	0.04	0.088	0.3	2.48	0.17	0.51	1.04	2.57	0.51	0.15
R26-R27	110.21	107.99	30	0.03	0.088	0.3	2.15	0.15	0.59	1.06	2.29	0.55	0.17
R27-R28	107.99	105.93	30	0.05	0.088	0.3	2.78	0.19	0.46	1.01	2.80	0.48	0.14

## Dimensionnement et Calcul Hydraulique

R28-R29	105.93	103.91	30	0.05	0.088	0.3	2.78	0.19	0.46	1.01	2.80	0.48	0.14
R29-R30	103.91	102.1	30	0.04	0.088	0.3	2.48	0.17	0.51	1.04	2.57	0.51	0.15
R30-R31	102.1	101.62	8.61	0.04	0.103	0.35	2.75	0.26	0.40	0.97	2.67	0.45	0.16
R31-R32	101.62	100.24	30	0.05	0.103	0.35	3.08	0.29	0.35	0.94	2.88	0.42	0.15
R32-R33	100.24	98.55	30	0.04	0.103	0.35	2.75	0.26	0.40	0.97	2.67	0.45	0.16
R33-R34	100.24	98.85	100	0.04	0.103	0.35	2.75	0.26	0.40	0.97	2.67	0.45	0.16

**Tableau 5-5 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur B (Système séparatif).**

Tronçons	Cote TN (m)		Distance (m)	Pente (mm/m)	Q (m3/s)	Diamètre (m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Q/Qps	V/Vps	V (m/s)	H/D	H (m)
	amont	aval											
R1-R2	95.84	97.12	41.271	0.01	0.025	0.3	1.22	0.09	0.29	0.87	1.06	0.37	0.11
R2-R3	97.12	99.38	36.46	0.01	0.025	0.3	1.22	0.09	0.29	0.87	1.06	0.37	0.11
R3-R4	99.38	99.97	32.55	0.01	0.025	0.3	1.22	0.09	0.29	0.87	1.06	0.37	0.11
R4-R5	99.97	98.88	14.43	0.01	0.025	0.3	1.22	0.09	0.29	0.87	1.06	0.37	0.11
R5-R6	98.88	96.86	25.78	0.01	0.025	0.3	1.22	0.09	0.29	0.87	1.06	0.37	0.11
R6-R7	96.86	93.63	40.93	0.01	0.025	0.3	1.22	0.09	0.29	0.87	1.06	0.37	0.11
R7-R8	93.63	93.1	14.21	0.03	0.025	0.3	2.11	0.15	0.17	0.69	1.47	0.27	0.08
R8-R9	93.1	92.78	21.32	0.02	0.025	0.3	1.72	0.12	0.21	0.76	1.30	0.30	0.09
R9-R10	92.78	91.93	37.02	0.02	0.025	0.3	1.72	0.12	0.21	0.76	1.30	0.30	0.09
R10-R11	91.93	91.61	25.093	0.02	0.049	0.3	1.72	0.12	0.40	0.97	1.68	0.45	0.13
R11-R12	91.61	90.77	33.47	0.02	0.049	0.3	1.72	0.12	0.40	0.97	1.68	0.45	0.13
R12-R13	90.77	90.24	19.01	0.02	0.049	0.3	1.72	0.12	0.40	0.97	1.68	0.45	0.13
R13-R14	90.29	90.15	11.32	0.02	0.049	0.3	1.72	0.12	0.40	0.97	1.68	0.45	0.13
R14-R15	90.15	90.22	18.64	0.01	0.049	0.35	1.35	0.13	0.38	0.95	1.29	0.43	0.15
R15-R16	90.22	90.23	30	0.01	0.049	0.35	1.35	0.13	0.38	0.95	1.29	0.43	0.15
R16-R17	90.23	90.28	30	0.01	0.049	0.35	1.35	0.13	0.38	0.95	1.29	0.43	0.15
R17-R18	90.28	90.35	17.15	0.01	0.07	0.35	1.35	0.13	0.54	1.05	1.42	0.53	0.18
R18-R19	90.35	90.16	30	0.01	0.07	0.35	1.35	0.13	0.54	1.05	1.42	0.53	0.18
R19-R20	90.16	90.14	9.06	0.01	0.07	0.35	1.35	0.13	0.54	1.05	1.42	0.53	0.18
R20-R21	90.14	90.11	15.005	0.02	0.07	0.35	1.91	0.18	0.38	0.96	1.83	0.44	0.15

## Dimensionnement et Calcul Hydraulique

R21-R22	90.11	89.79	30	0.02	0.07	0.35	1.91	0.18	0.38	0.96	1.83	0.44	0.15
R22-R23	89.79	89.81	30	0.02	0.07	0.35	1.91	0.18	0.38	0.96	1.83	0.44	0.15
R23-R24	89.81	89.81	7.52	0.02	0.07	0.35	1.91	0.18	0.38	0.96	1.83	0.44	0.15
R24-R25	89.81	89.7	22.48	0.02	0.07	0.35	1.91	0.18	0.38	0.96	1.83	0.44	0.15
R25-R26	89.7	88.21	30	0.02	0.07	0.35	1.91	0.18	0.38	0.96	1.83	0.44	0.15
R26-R27	88.21	87.03	19.17	0.02	0.07	0.35	1.91	0.18	0.38	0.96	1.83	0.44	0.15
R27-R28	87.03	86.28	30	0.01	0.07	0.35	1.35	0.13	0.54	1.05	1.42	0.53	0.18
R28-R29	86.28	86.94	30	0.01	0.07	0.35	1.35	0.13	0.54	1.05	1.42	0.53	0.18
R29-R30	86.94	86.67	13.11	0.01	0.07	0.35	1.35	0.13	0.54	1.05	1.42	0.53	0.18
R30-R31	86.67	86.26	30	0.01	0.07	0.35	1.35	0.13	0.54	1.05	1.42	0.53	0.18
R31-R32	86.26	86	30	0.01	0.085	0.35	1.35	0.13	0.65	1.08	1.45	0.59	0.21
R32-R33	86	85.76	30	0.01	0.085	0.35	1.35	0.13	0.65	1.08	1.45	0.59	0.21
R33-R34	85.76	85.74	8.27	0.01	0.085	0.35	1.35	0.13	0.65	1.08	1.45	0.59	0.21
R34-R35	85.74	85.51	21.72	0.01	0.085	0.35	1.35	0.13	0.65	1.08	1.45	0.59	0.21
R35-R36	85.51	84.82	30	0.01	0.085	0.35	1.35	0.13	0.65	1.08	1.45	0.59	0.21
R36-R37	84.82	84.78	30	0.01	0.085	0.35	1.35	0.13	0.65	1.08	1.45	0.59	0.21
R37-R38	84.78	84.9	30	0.01	0.085	0.4	1.48	0.19	0.46	1.01	1.49	0.48	0.19
R38-R39	84.9	84.92	27.33	0.01	0.085	0.4	1.48	0.19	0.46	1.01	1.49	0.48	0.19
R39-R40	84.92	84.34	30	0.01	0.085	0.4	1.48	0.19	0.46	1.01	1.49	0.48	0.19
R40-R41	84.34	84.4	25.503	0.01	0.085	0.4	1.48	0.19	0.46	1.01	1.49	0.48	0.19
R41-R42	84.4	84	29.39	0.01	0.085	0.4	1.48	0.19	0.46	1.01	1.49	0.48	0.19
R42-R43	84	83.76	27.805	0.01	0.085	0.4	1.48	0.19	0.46	1.01	1.49	0.48	0.19
R43-R44	83.76	84.76	30	0.01	0.085	0.4	1.48	0.19	0.46	1.01	1.49	0.48	0.19
R44-R45	84.76	82.42	30	0.01	0.11	0.4	1.48	0.19	0.59	1.06	1.57	0.56	0.22
R45-R46	82.42	81.55	9.022	0.01	0.11	0.4	1.48	0.19	0.59	1.06	1.57	0.56	0.22
R46-R47	81.55	83.51	30	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R47-R48	83.51	82.95	30	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R48-R49	82.95	83.38	12.99	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R49-R50	83.38	81.94	30	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R50-R51	81.94	81.59	30	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21

## Dimensionnement et Calcul Hydraulique

R51-R52	81.59	80.96	30	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R52-R53	80.96	80.7	16.89	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R55-R56	80.79	80.9	8.24	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R56-R57	80.9	81.02	19.3	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R57-R58	81.02	81.09	15.79	0.01	0.11	0.45	1.60	0.25	0.43	1.00	1.59	0.47	0.21
R58-R59	81.09	79.72	20.92	0.01	0.128	0.45	1.60	0.25	0.50	1.03	1.65	0.51	0.23
R59-R60	79.72	79.97	14.56	0.01	0.128	0.45	1.60	0.25	0.50	1.03	1.65	0.51	0.23
R60-R61	79.97	80	16.37	0.01	0.128	0.45	1.60	0.25	0.50	1.03	1.65	0.51	0.23
R61-R62	80	80.2	23.68	0.01	0.128	0.45	1.60	0.25	0.50	1.03	1.65	0.51	0.23
R62-R63	80.2	80.4	35.72	0.01	0.128	0.45	1.60	0.25	0.50	1.03	1.65	0.51	0.23
R63-R64	80.4	80	23.045	0.009	0.128	0.45	1.52	0.24	0.53	1.04	1.58	0.52	0.23
R64-R65	80	80.06	30	0.009	0.128	0.45	1.52	0.24	0.53	1.04	1.58	0.52	0.23
R65-R66	80.06	80.2	30	0.009	0.128	0.45	1.52	0.24	0.53	1.04	1.58	0.52	0.23
R66-R67	80.2	79.95	27.17	0.01	0.128	0.45	1.60	0.25	0.50	1.03	1.65	0.51	0.23
R67-R68	79.65	80	21.31	0.01	0.128	0.45	1.60	0.25	0.50	1.03	1.65	0.51	0.23
R68-R69	80	79.98	15.6	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R69-R70	79.98	79.75	14.034	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R70-R71	79.75	78.98	11.16	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R71-R72	78.98	79.31	11.28	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R72-R73	79.31	77.74	11.36	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R73-R74	77.74	78.94	12.15	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R74-R75	78.94	77.44	9.09	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R75-R76	77.44	77.8	10.6	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R76-R77	77.8	77.95	16.43	0.01	0.147	0.45	1.60	0.25	0.58	1.06	1.69	0.55	0.25
R77-R78	77.95	77.91	18.54	0.01	0.173	0.45	1.60	0.25	0.68	1.08	1.73	0.60	0.27
R78-R79	77.91	78.1	12.83	0.01	0.173	0.45	1.60	0.25	0.68	1.08	1.73	0.60	0.27
R79-R80	78.1	77.62	16.12	0.009	0.173	0.45	1.52	0.24	0.72	1.08	1.64	0.63	0.28
R80-R81	77.62	77.98	14.42	0.009	0.173	0.45	1.52	0.24	0.72	1.08	1.64	0.63	0.28
R81-R82	77.98	78.03	20.54	0.009	0.173	0.45	1.52	0.24	0.72	1.08	1.64	0.63	0.28
R82-R83	78.03	79.2	15.102	0.009	0.173	0.45	1.52	0.24	0.72	1.08	1.64	0.63	0.28

## Dimensionnement et Calcul Hydraulique

R83-R84	79.2	78.02	15.55	0.01	0.173	0.45	1.60	0.25	0.68	1.08	1.73	0.60	0.27
R84-R85	78.02	77.83	17.13	0.01	0.173	0.45	1.60	0.25	0.68	1.08	1.73	0.60	0.27
R85-R86	77.83	78	15.57	0.01	0.173	0.45	1.60	0.25	0.68	1.08	1.73	0.60	0.27
R86-R87	78	77.79	12.72	0.01	0.199	0.5	1.71	0.34	0.59	1.06	1.82	0.55	0.28
R87-R88	77.79	78	13.24	0.01	0.199	0.5	1.71	0.34	0.59	1.06	1.82	0.55	0.28
R88-R89	78	77.89	19.61	0.01	0.199	0.5	1.71	0.34	0.59	1.06	1.82	0.55	0.28
R89-R90	77.89	78	30.42	0.01	0.199	0.5	1.71	0.34	0.59	1.06	1.82	0.55	0.28
R90-R91	78	78.39	29.067	0.01	0.199	0.5	1.71	0.34	0.59	1.06	1.82	0.55	0.28
R91-R92	78.39	78.97	12.47	0.01	0.199	0.5	1.71	0.34	0.59	1.06	1.82	0.55	0.28
R92-R93	78.97	79.04	17.52	0.0095	0.199	0.5	1.67	0.33	0.61	1.07	1.78	0.56	0.28
R93-R94	79.04	78.82	30	0.0095	0.199	0.5	1.67	0.33	0.61	1.07	1.78	0.56	0.28
R94-R95	78.82	79.12	12.51	0.0095	0.199	0.5	1.67	0.33	0.61	1.07	1.78	0.56	0.28
R95-R96	79.12	78.99	12.4	0.0095	0.225	0.5	1.67	0.33	0.69	1.08	1.81	0.61	0.30
R96-R97	78.99	79.02	28.38	0.0095	0.225	0.5	1.67	0.33	0.69	1.08	1.81	0.61	0.30
R97-R98	79.02	79.12	24.006	0.0095	0.225	0.5	1.67	0.33	0.69	1.08	1.81	0.61	0.30
R98-R99	79.12	79.06	12.64	0.0095	0.225	0.5	1.67	0.33	0.69	1.08	1.81	0.61	0.30
R99-R100	79.06	79.23	18.75	0.0095	0.225	0.5	1.67	0.33	0.69	1.08	1.81	0.61	0.30
R100-R101	79.23	78.51	10.13	0.0095	0.225	0.5	1.67	0.33	0.69	1.08	1.81	0.61	0.30
R101-R102	78.51	78.9	27.46	0.0095	0.225	0.5	1.67	0.33	0.69	1.08	1.81	0.61	0.30

**Tableau 5-6 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur C (Système séparatif et unitaire).**

Tronçons	Cote TN (m)		Distance (m)	Pente (mm/m)	Q (m3/s)	Diamètre (m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Q/Qps	V/Vps	V (m/s)	H/D	H (m)
	amont	aval											
R1-R2	78.9	78.22	34.28	0.01	0.247	0.6	1.94	0.55	0.45	1.01	1.95	0.48	0.29
R2-R3	78.22	77.78	30	0.01	0.247	0.6	1.94	0.55	0.45	1.01	1.95	0.48	0.29
R3-R4	77.78	77.51	30	0.01	0.247	0.6	1.94	0.55	0.45	1.01	1.95	0.48	0.29
R4-R5	77.51	77.37	28.29	0.01	0.247	0.6	1.94	0.55	0.45	1.01	1.95	0.48	0.29
R5-R6	77.37	77.8	33.25	0.01	0.268	0.6	1.94	0.55	0.49	1.03	1.99	0.50	0.30
R6-R7	77.8	79.98	30.66	0.01	0.268	0.6	1.94	0.55	0.49	1.03	1.99	0.50	0.30
R7-R8	79.98	80.21	12.89	0.01	0.268	0.6	1.94	0.55	0.49	1.03	1.99	0.50	0.30
R8-R9	80.21	80.78	17.109	0.01	0.268	0.6	1.94	0.55	0.49	1.03	1.99	0.50	0.30
R9-R10	80.78	81.33	26.303	0.01	0.268	0.6	1.94	0.55	0.49	1.03	1.99	0.50	0.30
R10-R11	81.33	78.64	41.48	0.01	2.522	1.2	3.07	3.47	0.73	1.08	3.33	0.63	0.76
R11-R12	78.64	79.44	25.43	0.01	2.522	1.2	3.07	3.47	0.73	1.08	3.33	0.63	0.76
R12-R13	79.44	80.05	30	0.01	2.522	1.2	3.07	3.47	0.73	1.08	3.33	0.63	0.76
R13-R14	80.05	80.32	30.83	0.01	2.522	1.2	3.07	3.47	0.73	1.08	3.33	0.63	0.76
R14-R15	80.32	77.68	30	0.01	2.522	1.2	3.07	3.47	0.73	1.08	3.33	0.63	0.76
R15-R16	77.68	76.45	30	0.01	2.522	1.2	3.07	3.47	0.73	1.08	3.33	0.63	0.76
R16-R17	76.45	75.3	27.53	0.01	2.522	1.2	3.07	3.47	0.73	1.08	3.33	0.63	0.76
R17-R18	75.3	74.59	30	0.02	2.522	1.2	4.35	4.91	0.51	1.04	3.97	0.51	0.62
R18-R19	74.59	74.38	30	0.02	2.522	1.2	4.35	4.91	0.51	1.04	3.97	0.51	0.62
R19-R20	74.38	74.26	30.083	0.02	2.522	1.2	4.35	4.91	0.51	1.04	3.97	0.51	0.62
R20-R21	74.26	72.08	30	0.01	7.95	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.49
R21-R22	72.08	73.52	41.91	0.01	7.95	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.49
R22-R23	73.52	73.49	15.76	0.01	7.95	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.49
R23-R24	73.49	73.22	33.36	0.01	7.95	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.49
R24-R25	73.22	72.71	30	0.01	7.95	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.49
R25-R26	72.71	74.3	12.15	0.01	7.95	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.49
R26-R27	74.3	75.91	17.84	0.01	7.95	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.49
R27-R28	75.91	72.74	30	0.01	7.95	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.49

**Dimensionnement et Calcul Hydraulique**

R28-R29	72.74	72.81	13.64	0.01	7.958	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.50
R29-R30	72.81	72.53	30	0.01	7.958	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.50
R30-R31	72.53	72.66	30	0.01	7.958	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.50
R31-R32	72.66	72.28	29.43	0.01	7.958	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.50
R32-R33	72.28	72.71	37.35	0.01	7.958	1.6	3.72	7.48	1.06	1.11	3.96	0.93	1.50
R33-R34	72.71	72.17	30	0.01	7.975	1.6	3.72	7.48	1.07	1.11	3.96	0.94	1.50
R34-R35	72.17	71.19	30	0.01	7.975	1.6	3.72	7.48	1.07	1.11	3.96	0.94	1.50
R35-R36	71.19	70.68	24.27	0.01	7.975	1.6	3.72	7.48	1.07	1.11	3.96	0.94	1.50
R36-R37	70.68	71.63	9.107	0.01	7.975	1.6	3.72	7.48	1.07	1.11	3.96	0.94	1.50
R37-R38	71.63	73.01	36.68	0.01	7.975	1.6	3.72	7.48	1.07	1.11	3.96	0.94	1.50
R38-R39	73.01	71.46	27.162	0.01	7.975	1.6	3.72	7.48	1.07	1.11	3.96	0.94	1.50

## 5.7 Dimensionnement des regards

Pour notre projet on utilisera des regards de visite simples avec un espacement de 30m afin de régler la pente et de faciliter les opérations de nettoyage en périodes d'entretien.

Les dimensions d'un regard dépendent du diamètre des conduites, et ils peuvent avoir des profondeurs différentes selon les conditions topographiques.

**Tableau 5-7 :** Les dimensions des regards en fonction du diamètre des conduites [1]

Diamètre des conduites (mm)	Dimensions des regards (m)
300	1.1x1.1
400	1.1x1.1
500	1.2x1.2
600	1.2x1.2
800	1.6x1.6
1000	2.0x2.0
1200	2.2x2.2
1500	2.5x2.5
1800	3.0x3.0

### 5.7.1 Ferrailage des regards

Les calculs de ferrailages seront menés suivants les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites B.A.E.L 91.

### 5.7.2. Caractéristiques des matériaux

Le béton et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), les règlements en vigueur en Algérie.

- **Acier**

- Nuance : Acier à haute adhérence Fe 400
- Limite d'élasticité garantie Fe= 400 Mpa.
- Contrainte de calcul de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} \quad (5.12)$$

Avec :

$$\gamma_s \begin{cases} 1.5 \text{ pour le cas courant} \\ 1 \text{ pour le cas accidentel} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Enrobage= 5 cm en tenant compte de l'agressivité du milieu (exposé aux produits chimiques)

• **Béton**

- Poids volumique  $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$
- Fissuration très préjudiciable.
- Résistance nominale à 28 jours.
  - A la compression  $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
  - A la traction  $F_{t28} = 0,6 + 0,06 * F_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$ . (5.13)
- Contrainte limite du calcul :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \quad f_{c28}}{\theta \quad \gamma_b} \tag{5.14}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b \left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ Situation accidentelle} \\ 1.5 \quad \text{ Situation durable} \end{array} \right.$$

$\theta$  : Coefficient d'application des combinaisons d'action.

$$\theta \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ lorsque } T > 24h \\ 0.9 \text{ lorsque } 1 < T < 24 \\ 0.85 \text{ lorsque } T < 1h \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \quad 25}{1 \quad 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

• **Fondation**

L'angle du frottement et la masse volumique du sol pour la zone d'étude sont recueillies auprès de laboratoire du contrôle des travaux publics de Tizi Ouzou (**LCTP**).

- Poids volumique des terres  $\gamma$  :  $1.8 \text{ t/m}^3$
- Angle du frottement :  $30^\circ$
- Coefficient de poussée :

$$Kp = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{5.15}$$

$$Kp = tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333 \text{ avec } \varphi = 30^\circ$$

**5.7.3 Détermination de la Surcharge routière**

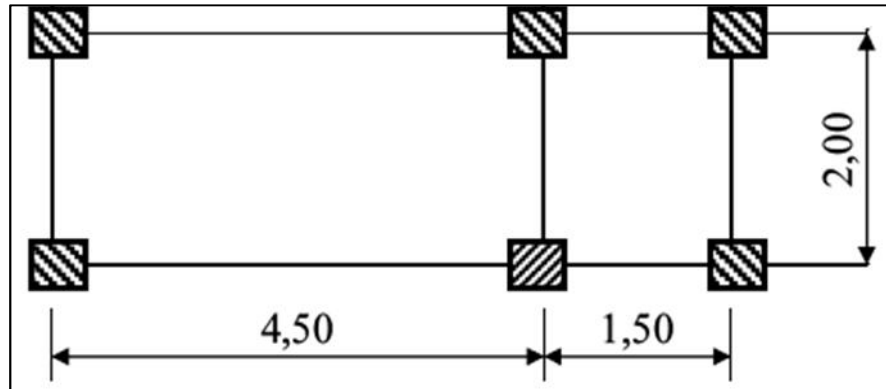
La surcharge routière sera déterminée en se référant au D.T.R «règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes».

Le système de surcharges pouvant être disposé sur les chaussées est celui appelé «type de chargement  $B_c$ ».

Chargements  $B_c$ : un camion type du système  $B_c$  comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charges totale : 30 tonne.
- Charges portées par chacun des essieux arrière : 12 tonne.
- Charges portées par l'essieu avant : 6 tonne.

- Distance des essieux arrière : 1.5m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4.5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2m
- L'empâtement d'un pneu est pris égal à un carré de 40x40 cm<sup>2</sup> de surface.



**Figure 5-1** : Surface d'impact d'un camion de 30 tonnes.

**Tableau 5-8** : Surcharge d'exploitation d'un système de charge Bc d'un camion de 30 t

<i>Désignation</i>	<i>Valeur</i>	<i>Unité</i>
Surface de répartition	15.36	m <sup>2</sup>
Surcharges sur la surface de répartition	30	t
Surcharge d'exploitation Q	1.953	t/m <sup>2</sup>

La surcharge d'exploitation en tenant compte du coefficient de poussée terres sera :

$$q = k_p Q \tag{5.16}$$

$$q = 0.333 \cdot 1.953 = 0.65 \text{ t/m}^2$$

### 5.7.4 Principe de calcul des efforts et sollicitations

Les calculs seront menés par bande de 1m de largeur de regard.

#### a. Détermination des moments horizontaux

Nous allons utiliser l'une des méthodes abordé dans le traité de béton armé tome VI (réservoir-château d'eau-piscine) de A. GUERIN et R.C. LAVAUUR. Cette méthode consiste à assimiler le regard à un cadre rectangulaire soumis à la pression du sol. On le décompose en tranche de 1.00m de hauteur à partir du fond et on remplace le diagramme trapézoïdal de la pression affectant chaque tranche par un diagramme rectangulaire.

- **Moment négatif aux angles**

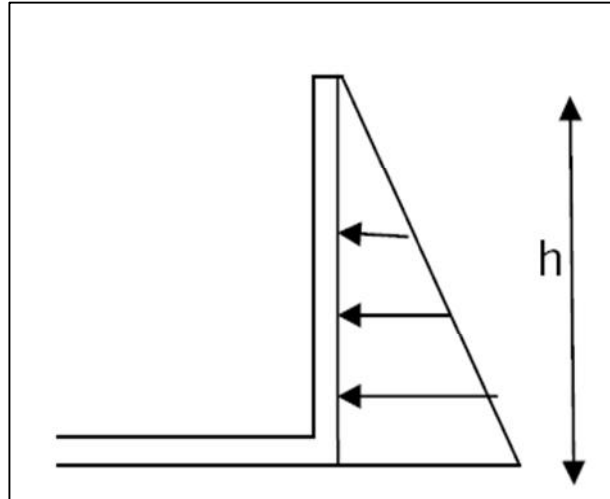
$$M_{ap} = \frac{-q}{12} \left( \frac{a^3 + b^3}{a + b} \right) \tag{5.17}$$

- **Moment positif sur les faces**

$$Ma = \frac{q a^2}{8} - Map \tag{5.18}$$

**b. Détermination des moments verticaux**

La paroi verticale fonctionne comme une console encastrée sur le radier.



**Figure 5-2 : Schéma d'une paroi verticale.**

Le moment généré par la poussée des terres se calcul par la formule suivante :

$$Mmax = \frac{-q h^2}{6} \tag{5.19}$$

Avec :

$$q = \sigma h \tag{5.20}$$

**5.7.5 Dimensionnement des regards pour le cas du projet**

Pour notre projet nous allons dimensionner des regards de type :

- A ( $H \leq 3,00$  m)
- les dimensions des regards sont : 1.20\*1.20 m
- l'épaisseur des parois « ep » et du radier « er » : 15 cm

**a. Détermination des efforts et sollicitation au niveau du radier**

- **Charge permanente g**

Poids propre du radier **Pr** :  $Pr = 1 \cdot e_r \cdot \gamma_b = 0.38$  t/m.

Poids propre des parois **Pp** :  $Pp = 2 \cdot (1 \cdot e_p \cdot \gamma_b) = 0.75$  t/m.

$$g = Pr + Pp = 1.13 \text{ t/m}$$

- **Moment à mis travée**

$$Mo = 0.9 \frac{gl^2}{8} \tag{5.21}$$

Avec :

l : distance entre axes du regards qui est prise égale à 1.35 m  
 Après l'application numérique de la formule (5.21) nous aurons

$$M_o = 0.23 \text{ t.m}$$

- **Moment sur appui**

$$M_{ap} = 0.25 \frac{gl^2}{8} \tag{5.22}$$

$$M_{ap} = 0.25 \frac{1.13 \cdot 1.35^2}{8} = 0.064 \text{ t.m}$$

**b. déterminations des efforts et sollicitation au niveau des voiles**

➤ **Moments Horizontaux**

- **Moment négatif aux angles**

$$M_{ap} = \frac{-q}{12} \left( \frac{a^3 + b^3}{a + b} \right)$$

$$M_{ap} = \frac{-1.8 \cdot 0.33 \cdot 3}{12} \left( \frac{1.2^3 + 1.2^3}{1.2 + 1.2} \right) = -0.21 \text{ t.m}$$

- **Moment positif sur les faces**

$$M_a = M_b = \frac{q \cdot a^2}{8} - M_{ap}$$

$$M_a = M_b = \frac{1.8 \cdot 0.33 \cdot 3 \cdot 1.2^2}{8} - 0.21 = 0.11 \text{ t.m}$$

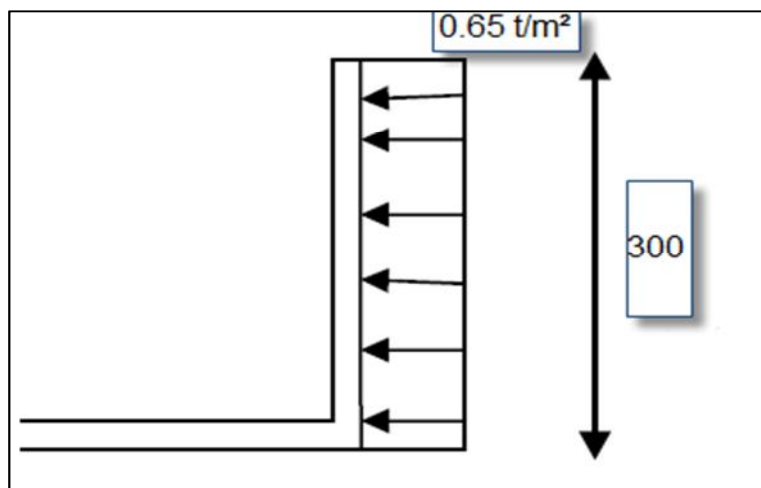
➤ **Moments verticaux**

En considérant une hauteur d'effet d'encastrement de 1.5 m on a :

De l'équation (5.19)

$$M_{max} = -0.66 \text{ t.m}$$

- **Charge d'exploitation q**



**Figure 5-3** : Schéma d'une paroi sous l'effet d'une charge d'exploitation

Le moment généré par la surcharge d'exploitation  $M_{max}$  se calcul par la formule suivante :

$$M_{max} = \frac{-q h^2}{2} \quad (5.23)$$

De même, nous considérons l'effet d'encastrement sur une hauteur de 1.5 m à partir du fond.

$$M_{max} = \frac{-0.65 \cdot 1.5^2}{2} = 0.73 \text{ t.m}$$

### 5.7.6 Calcul des armatures

**Données de calcul :**  $b=100 \text{ cm}$  ;  $h= 15 \text{ cm}$  ;  $d=10 \text{ cm}$  ;  $f_{bu}= 14.17 \text{ Mpa}$  ;  $f_{su}=348 \text{ Mpa}$   
 $F_{t28}= 2,1 \text{ Mpa}$ ,  $\mu_l: 0.392$

#### 5.7.6.1 Calcul des armatures du radier

➤ **ELU**

$$M_u = 1.35 M_o \quad (5.24)$$

De l'équation (5.24)

$$M_u = 0.31 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{(b \cdot d^2 \cdot f_{bu})} \quad (5.25)$$

De l'équation (5.25)

$$\mu = 0.021$$

$\mu < \mu_l = 0.392$

donc SSA

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) \quad (5.26)$$

De l'équation (5.26)

$$\alpha = 0.025$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) \quad (5.27)$$

De l'équation (5.27)

$$z = 9.9 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{(z \cdot f_{su})} \quad (5.28)$$

De l'équation (5.28)

$$A_u = 0.89 \text{ cm}^2$$

#### 5.7.6.2 Condition de non fragilité de la section

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (5.29)$$

De l'équation (5.29)

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 2,1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

**5.7.6.3 Calcul des armatures des voiles**

- **Armatures principales (verticale)**

$$M_u = 1.35 M_{max}(g) + 1.5 M_{max}(q) \tag{5.30}$$

De l'équation (5.30)

$$M_u = 1.35 \cdot 0.66 + 1.5 \cdot 0.73 = 1.98 \text{ t.m}$$

De l'équation (5.25)

$$\mu = 0.14$$

$\mu < \mu_l = 0.392$  donc SSA

De l'équation (5.26)

$$\alpha = 0.18$$

De l'équation (5.27)

$$z = 9.26 \text{ cm}$$

De l'équation (5.28)

$$A_{up} = 6.18 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

- **Armatures transversales (horizontale)**

$$M_u = 1.35 M_{ap} \tag{5.31}$$

De l'équation (5.31)

$$M_u = 1.35 \cdot 0.21 = 0.28 \text{ t.m}$$

De l'équation (5.25)

$$\mu = 0.19$$

De l'équation (5.26)

$$\alpha = 0.27$$

De l'équation (5.27)

$$z = 8.92 \text{ cm}$$

De l'équation (5.28)

$$A_{ut} = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

On retient :  $A_{ut} = 1.20 \text{ cm}^2$

**Tableau 5-9 : Tableau récapitulatif des armatures.**

Partie d'ouvrage	Radier		Voiles	
	Travées	Appuis	Verticale	Horizontale
Zones				
Moment ( $M_u$ en t,m)	0,23	0,064	1.98	0,28
sections d'aciers nécessaires ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	0.89		6.18	0.9
Sections d'aciers minimales ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	1.20			
Sections d'aciers retenues ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	1.20	1.20	10.18	1.20
barres choisies/ml	<b>5 HA 8</b> (e=20 cm)	<b>5 HA 8</b> (e=20 cm)	<b>9 HA 12</b> (e=15 cm)	<b>5 HA 8</b> (e=15 cm)

Le choix de la section du ferrailage pour les armatures verticales des voiles est adopté en tenant compte des conditions de disposition des armatures, et en respectant les instructions techniques.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

**a. Contraintes dans l'acier**

$$\rho = \frac{100}{b} \frac{A_{st}}{d} = \frac{100(10.18)}{100 \cdot 10} = 1.01 \tag{5.32}$$

A partir des tableaux **de l'annexe 6** on tire :

$$\rho = 1.01 \quad \beta = 0.86 \quad \alpha_1 = 0.42 \quad k_1 = 20.71$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \frac{d}{At}} = 153 \text{ Mpa} \tag{5.33}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8 \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{r} \right) \right] \tag{5.34}$$

Avec :

: 1.6 (Acier haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_{st} = 161.30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**b. contraintes dans le béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \tag{5.35}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{153}{20.71} = 7.38 \text{ Mpa} \tag{5.36}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**5.9. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement des collecteurs.

En analysant les tableaux précédents de dimensionnement, on constate que les conditions d'auto curage sont vérifiées pour tous les tronçons des collecteurs ou les vitesses d'écoulement sont comprises entre 1.06 m/s et 3.95 m/s. par conséquent elles permettent d'éviter la destruction des conduites.

Nous avons également abordé le dimensionnement des regards de visite du point de vue génie civil en respectant la section minimale à adopter, afin qu'ils puissent résister aux différentes actions qui leurs sont appliquées à savoir la poussée des terres et la charge des véhicules.

# **CHAPITRE 6**

## **Calcul Des Forces Qui Agissent Sur Les Conduites**

## CHAPITRE 6 : Calcul Des Forces Qui Agissent Sur Les Conduites

### 6.1. Introduction

Les collecteurs d'égout, étant donnée qu'ils sont installés dans le sol, sont soumis à des charges qui varient selon ; la profondeur à laquelle ils sont enfouis ; la nature du matériau de remblai qui comble les tranchées ; les divers charges mortes (charges fixes dues à une masse constante tel que le revêtement bitumineux d'une route) qui peuvent agir au-dessus d'elles. A ces charges, il faut ajouter les charges vives (charges mobiles) dues aux véhicules motorisées en mouvement, puisque les conduites sont souvent installées dans l'emprise des voies de circulation.

Dans ce chapitre, nous verrons comment on calcule les charges totales prévisibles qui s'exerce sur les conduites et comment on choisit, chez les fabricants, les conduites qui peuvent supporter ces charges.

### 6.2. Divers type d'installation des conduites dans le sol

Pour calculer les forces dues aux diverses charges qui s'exercent sur une conduite, il faut connaître les méthodes d'installation et de construction des conduites.

#### 6.2.1. Construction en tranchées

La conduite est posées dans une tranchée relativement étroite creusé dans le sol, puis on la recouvre de remblai jusqu'au niveau initial du sol naturel.

#### 6.2.2. Enfouissement

La conduite est posée sur le sol naturel, puis on la recouvre de remblai, généralement les forces de frottement qui s'exerce sur les conduites sont négligeable dans ce cas de figure

#### 6.2.3. Construction en tunnel

La conduite est installée dans un tunnel, creusé sous la surface du sol, dans le cas des grands débits, la conduite peut être constituée par le tunnel lui-même, dont les parois doivent être étanches.

### 6.3. Forces dues au remblai et au sol naturel qui s'exercent sur les conduites (forces mortes)

Les forces dues au remblai qui s'exerce sur les conduites dépendent principalement :

- Type d'installation des conduites dans le sol (soit ; en tranchée ; en tunnel ; enfouie).
- Type des conduites (soit des conduites rigides ou souples)
- Type du remblai là où elle est installée.

Dans notre projet la conduite est du matériau **rigides (béton)**, construites en **tranchée**.

C'est pour cela que les calculs seront développés pour le cas d'une conduite rigide construite en tranchée.

#### 6.3.1. Calcul des forces dues aux remblais qui s'exerce sur les conduites rigides installée en tranchée

On calcule les forces dues au remblai qui agit sur ces conduites à l'aide de l'équation de **MARSTON** :

$$F_c = C_d m g l_{tr} \quad (6.1)$$

Avec :

$F_c$  : force qui s'exerce sur la conduite (N/m).

$m$  : masse volumique du matériau de remblai situé au-dessus de la couronne de la conduite ( $\text{kg/m}^3$ ).

$g$  : accélération due à la pesanteur ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ).

$l_{tr}$  : largeur de la tranchée de transition (m).

$C_d$  : coefficient de charge.

La largeur de la tranchée de transition et le coefficient de charge dépendent de plusieurs facteurs dont on définit les principaux dans ce qui suit :

- **Largeur de la tranchée de transition**, il s'agit de la largeur de tranchée au-delà de laquelle les forces de frottement qui s'exerce entre le remblai et les parois de la tranchée sont négligeables, et pour déduire cette largeur on doit déterminer au préalable :
  - diamètre extérieur  $d_{ext}$  de la conduite
  - nature de matériau du remblai (sol argileux, sol sablonneux etc.)
  - de facteur de tassement  $r_{sd}$  qui exprime l'affaissement (tassement) du remblai, dont les valeurs sont données dans le Tableau 6-1
  - Le rapport  $h/d_{ext}$ .

**Tableau 6-1** : valeurs suggérées pour le facteur de tassement,  $r_{sd}$  en fonction du type de la nature du sol naturel) [2]

Type d'installation	Facteur de tassement $r_{sd}$
Roc	+1,0
Sol sablonneux	+0,7
Sol argileux	+0,3

La valeur de la largeur de transition sera alors déduite après la détermination de tous ces facteurs à l'aide de graphique (**Voir annexe 8**).

- Le coefficient de charge, dont la valeur dépend :
  - Du rapport  $h/l_{tr}$
  - Du coefficient de frottement interne du remblai
  - Coefficient de frottement entre le remblai et les parois de la tranchée.
  - De la nature de remblai.

La valeur de coefficient de charge  $C_d$  est déduite de graphe (**Voir annexe 9**) après le choix du type de matériau de remblai, et la détermination du rapport  $h/l_{tr}$ .

Il sera important de signaler que chaque type de remblai est affecté par une courbe propre à ce matériau de la manière suivante :

**A** ; matériaux granulaire sans cohésion.

**B** ; sable et gravier

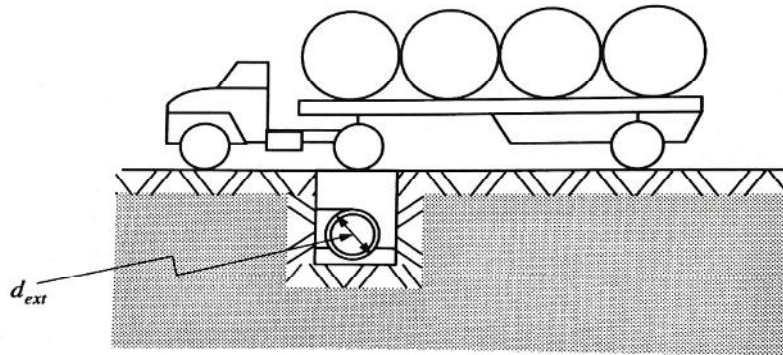
**C** ; terre végétale

**D** ; argile ordinaire

**E** ; argile saturée.

### 6.3.2. Calcul des forces dues aux charges vives

Les conduites doivent par ailleurs résister aux effets des charges mobiles (camions, voitures, trains, etc), appelées charges vives



**Figure 6-1** : Charges vives qui s'exercent sur une conduite.

On calcule la pression due à une charge vive qui s'exerce sur une conduite à l'aide de l'équation suivante :

$$F_v = \frac{C_s P I}{L} \quad (6.2)$$

Avec :

$F_v$  ; force due à la charge vive qui s'exerce sur la conduite (N/m)

$L$  : longueur de la conduite sur laquelle la charge est répartie

$P$  : charge concentrée (N)

$C_s$  : coefficient qui dépend du diamètre extérieur de la conduite en mètre et de la hauteur en mètre entre la charge et le dessus de la conduite.

$I$  : facteur d'impact pour tenir compte du choc avec lequel une charge vive est appliquée.

Le tableau 6.2 présente les valeurs du facteur d'impact suggérées en fonction de la profondeur à laquelle la conduite est installée.

**Tableau 6-2 :** valeurs du facteur d'impact en fonction de la profondeur à laquelle la conduite est installée[2]

Couverture (hauteur du remblai au-dessus de La couronne de la conduite) (m)	Facteur d'impact, I
0 à 0,30	1,3
0,31 à 0,60	1,2
0,61 à 0,90	1,1
0,91 et plus	1,0

En pratique, on n'effectue pas les calculs proposés ci-dessus lorsqu'on veut évaluer les forces dues aux charges vives provenant des voitures et des camions. On recourt plutôt à des tableaux présentant des valeurs préalablement calculées voir (**annexe 10**) ce tableau présente les valeurs des forces qui agissant sur des conduites de divers diamètre installées sous une route, et ce pour divers hauteurs du remblai située au-dessus du niveau de la couronne de ces conduites, ces valeurs tiennent compte du facteur d'impact.

**NB :** lorsque la hauteur de remblai, x, au-dessus de la conduite excède 2.74 m, la charge vive de route est négligeable.

**6.3.3. Forces résultantes dues aux charges mortes et aux charges vives qui s'exerce sur les conduites.**

Les conduites doivent résister à l'effet combiné des charges mortes et des charges vives, pour calculer les forces qui résultent de ces forces qui résultent de ces charges combinées, on suggère d'utiliser l'expression suivante :

$$F_{tot} = \frac{F_c + F_v}{L_f \cdot d_{ext}} \cdot xFS \tag{6.3}$$

Avec :

F<sub>tot</sub> ; force totale qui s'exerce sur la conduite (N/m)

F<sub>c</sub> ; forces dues aux charges mortes et au remblai (N/m)

F<sub>v</sub> ; force dues aux charges vivres (N/m)

d<sub>ext</sub> ; diamètre extérieur de la conduite (mm)

F<sub>s</sub> ; facteur de sécurité (suggéré 1,0)

L<sub>f</sub> ; facteur d'assise qui tient compte du type d'assise, c'est-à-dire de l'aménagement du fond de la tranchée.

**6.4. Classe de résistance des conduites en béton armé**

Lorsqu'on connaît les valeurs des forces qui s'exercent sur la conduite, on doit choisir une conduite dont la capacité portante soit appropriée. En ce qui concerne les conduites en béton armé, elles existent en plusieurs classes, chacune ayant une résistance différente, le

Tableau 6.3 présente la charge de rupture par diamètre et classe de résistance pour les conduites en béton armé disponible sur le marché.

**Tableau 6-3 : Charges de rupture R par mètre de tuyau (en daN) et épaisseurs e (en mm) [14]**

<i>Diamètre Nominal (mm)</i>	<i>Série 90 A</i>		<i>Série 135 A</i>	
	R	e	R	e
400	3600	43	6600	45
500	4500	50	6750	53
600	5400	58	8100	62
800	7200	74	10800	80
1000	9000	90	13500	100
1200	10800	105	16200	120
1500	13500	128	20250	148
2000	18000	160	27000	180

### 6.5. Assises (aménagement des fonds de tranchée)

Une conduite résiste mieux aux forces qui s'exercent sur elle si le fond de la tranchée est aménagé de façon à ce que la partie inférieure de la conduite soit en tous points en contact avec le matériau dont la tranchée est constituée. Donc le choix du matériau de l'assise est également très important.

Les 3 principales classes d'assises (A, B, C) sont :

- Assise avec fondation en béton armée. A
- Assise avec fondation en matériaux granulaire. B
- Assise avec fondation non profilée. C

Pour notre projet, l'assise sera de classe C

Les valeurs de  $L_f$  pour les 3 classes d'assises sont illustrées dans le Tableau 6-4

**Tableau 6-4 : Divers valeurs de  $L_f$  pour les classes d'assises de tuyau en BA [2]**

Classe d'assise	Facteur d'assise $L_f$
A	2.8 $L_f$ 4.8
B	1.9
C	1.1

### 6.6. Calcul des forces qui agisse sur les conduites pour le projet étudié

**Données de calcul :** Facteur de tassement,  $r_{sd} = +0.3$  ; le coefficient de charge  $C_d$  est calculé pour une argile ordinaire (courbe D) ; la masse volumique des terres =  $1800 \text{ Kg/m}^3$  ; facteur d'assise = 1.1 ; accélération due à la pesanteur =  $9.81 \text{ m/s}^2$  ; classe de résistance des conduites est 90A.

**Calcul des Forces qui agissent sur les conduites**

**Tableau 6-5 : Tableau récapitulatif des forces qui agissent sur les conduites.**

Collecteur	Tronçons	DN (mm)	Dext (mm)	X (m)	ltr	Cd	Fc (N/m)	Fv (N/m)	F tot (N/m)	R rupture (N/m)	Remarque
Collecteur A	R7-R8	300	372	1.2	0.66	1.6	12306.92	5825	16483.56	27000	C V
	R8-R9	300	372	1.2	0.66	1.6	12306.92	5825	16483.56	27000	C V
	R9-R10	300	372	1.2	0.66	1.6	12306.92	5825	16483.56	27000	C V
	R10-R11	300	372	1.25	0.68	1.75	14288.85	5560	18044.41	27000	C V
	R11-R12	300	372	0.55	0.58	1.3	7722.20	18275	23633.82	27000	C V
	R12-R13	300	372	1.31	0.68	1.55	12655.84	5280	16305.31	27000	C V
	R13-R14	300	372	1.2	0.66	1.6	12306.92	5825	16483.56	27000	C V
	R14-R15	300	372	1.13	0.64	1.58	11427.69	6262.5	16081.99	27000	C V
	R15-R16	300	372	1.24	0.7	1.78	15401.31	5606.7	19098.19	27000	C V
Collecteur B	R7-R8	300	372	2.34	0.82	2	23746.48	2529	23886.80	27000	C V
	R7-R8	300	372	2.26	0.81	1.9	22012.29	2632.2	22404.08	27000	C V
	R8-R9	300	372	2.16	0.77	1.87	19577.83	2761.2	20308.21	27000	CV
	R9-R10	300	372	2.29	0.81	1.9	22012.29	2593.5	22368.90	27000	CV
	R10-R11	300	372	1.97	0.76	1.8	18358.67	3120	19526.06	27000	CV
	R37-R38	350	430	2.55	0.95	1.95	31075.87	2216.6	30265.88	32000	CV
	R38-R39	400	486	2.41	0.99	1.75	30286.56	2850	30124.15	36000	CV
	R39-R40	400	486	2.82	1.07	1.8	36389.96	0	33081.78	36000	CV
	R40-R41	400	486	2.57	1	1.75	30901.5	2626.6	30480.09	36000	CV
	R41-R42	400	486	2.7	1.06	1.78	35316.14	2453.3	34335.86	36000	CV
	R42-R43	400	486	2.68	1.05	1.77	34458.26	2480	33580.24	36000	CV
	R48-R49	450	543	2.94	1.25	1.8	49663.13	0	45148.30	40500	CNV
	R49-R50	450	543	3.26	1.3	1.85	55207.74	0	50188.85	40500	CNV
	R53-R54	450	543	1.66	0.95	1.4	22310.88	5403.2	25194.62	40500	CV
	R54-R55	450	543	1.86	0.97	1.6	26583.06	4710	28448.24	40500	CV
	R55-R56	450	543	2.15	1.04	1.7	32468.12	3861.3	33026.74	40500	CV
	R56-R57	450	543	1.57	0.92	1.35	20176.74	5722.5	23544.76	40500	CV
R57-R58	450	543	1.37	0.86	1.3	16977.81	6800	21616.19	40500	CV	
R58-R59	450	543	1.51	0.9	1.33	19022.96	5960	22711.78	40500	CV	

**Calcul des Forces qui agissent sur les conduites**

	R59-R60	450	543	1.75	0.96	1.5	24410.42	5083.8	26812.93	40500	CV
	R74-R75	450	543	1.6	0.94	1.38	21531.60	5616.1	24679.73	40500	CV
	R75-R76	450	543	1.97	0.98	1.55	26286.05	4380	27878.23	40500	CV
	R76-R77	450	543	2.05	1.02	1.68	30863.92	4140	31821.75	40500	CV
	R77-R78	450	543	2.3	1.07	1.75	35379.13	3390	35244.66	40500	CV
	R78-R79	450	543	1.95	0.97	1.53	25420.05	4440	27145.50	40500	CV
	R79-R80	450	543	1.77	0.95	1.58	25179.43	5012.9	27447.57	40500	CV
Collecteur C	R1-R2	600	715	1.41	1.14	1.25	28685.42	8170	33504.93	54000	CV
	R2-R3	600	715	1.22	0.98	1.01	17128.33	9500	24207.57	54000	CV
	R3-R4	600	715	1.32	1.1	1.12	23930.12	8800	29754.66	54000	CV
	R4-R5	600	715	1.24	1.15	1.03	24053.29	9360	30375.71	54000	CV
	R5-R6	600	715	1.32	1.1	1.12	23930.12	8800	29754.66	54000	CV
	R17-R18	1200	1410	1.73	2.25	1.1	98332.99	10709.6	99129.63	108000	CV
	R18-R19	1200	1410	1.68	2.18	1.06	88952.95	11064.5	90924.96	108000	CV
	R19-R20	1200	1410	2.14	2.36	1.3	127852.40	8258.06	123736.78	108000	CNV
	R20-R21	1600	1860	1.31	2.6	1.1	131304.89	21206.4	138646.63	1440000	CV
	R33-R34	1600	1860	3.57	2.97	1.25	194699.32	0	176999.38	1440000	CNV
	R34-R35	1600	1860	3.23	2.95	1.2	184402.49	0	167638.63	1440000	CNV
	R35-R36	1600	1860	2.6	2.82	1.1	154465.83	8160	147841.66	1440000	CNV
R36-R37	1600	1860	2.42	2.79	0.98	134702.61	8903.2	130550.73	1440000	CV	
R37-R38	1600	1860	2.4	2.77	0.97	131423.43	9006.4	127663.48	1440000	CV	

- **Interprétation des résultats**

D'après le tableau 6-5 on constate que, les forces dues aux charges mortes sont très importante à celle dues aux charges vives et qui sont inversement proportionnel. Ces dernières dépendent principalement de la profondeur des conduites, et que la charge de rupture des conduites dépend de son diamètre extérieur.

Pour le cas des tronçons ou les conduites ne peuvent pas résister aux charges (mortes et vives), nous proposons d'utiliser une classe de résistance plus élevée.

## **6.7. Conclusion**

Les conduites prévues pour transporter des débits à certaines vitesses doivent également résister aux forces dues à des charges mortes (exercée principalement par le matériau de remblai) et à des charges vives (exercées par le passage de voiture, de camion, ou de trains) étant donné que les fabricants produisent des conduites qui sont capable de résister à des charges maximales, l'ingénieur et l'entrepreneur doivent choisir, parmi les produits disponible sur le marché, ceux qui satisfont adéquatement aux conditions qui existent sur le terrain, tout en tenant compte de la grande imprécision de la répartition des charges dans le sol.

# **CHAPITRE 7**

## **Aménagement du canal d'évacuation**

## CHAPITRE 7 : Aménagement du canal d'évacuation

Pour mener à bien ce chapitre, nous avons décidé de le scinder en deux parties. La première partie est consacrée à la présentation du logiciel HEC-RAS, et la deuxième partie est consacrée à la mise en œuvre du logiciel HEC-RAS sur Oued MDAYAH et de proposer un aménagement adéquat.

### PARTIE 1 : Présentation du logiciel HEC-RAS

#### 7.1.1 Introduction

La connaissance du matériel de travail et l'outil informatique utilisé, se révèle d'une importance primordiale. Elle permet de collecter le maximum d'informations sur ces moyens et d'en développer une assez bonne maîtrise, afin de mener à bien le travail expérimental et l'ensemble des simulations. Dans ce présent chapitre il est question de présenter le mode de calcul du logiciel HEC-RAS, ses capacités et ses limites.

#### 7.1.2 Présentation du logiciel HEC-RAS

HEC-RAS, *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System* (Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique) est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux. Le modèle utilisé est unidimensionnel.

Le programme a été élaboré par le ministère américain de la Défense (corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis) dans le but de gérer les rivières, les ports et autres travaux publics relevant de leur compétence. Il a été largement diffusé dans le monde depuis sa publication en 1995. Développé par *Hydrologic Engineering Center* (HEC) en Californie, ce système permet aux ingénieurs en hydraulique d'analyser les débits dans le lit des rivières et de déterminer les zones inondables. Il intègre de nombreux moyens de saisie de données, de composants d'analyse hydraulique, de stockage de données, d'édition de rapports sous forme de tables et de graphiques.

#### 7.1.3 Fonctionnement de HEC-RAS

HEC-RAS est capable de modéliser avec une extrême finesse un large éventail de conditions d'écoulement. Le centre de contrôle, pièce maîtresse d'HEC-RAS permet de gérer et de combiner les différents types de données :

- Géométries.
- Débits et conditions aux limites.
- Conditions de calcul.
- Résultats.

Un projet peut contenir plusieurs descriptions géométriques, plusieurs jeux de débit de différentes périodes ( $Q(T=100\text{ans})$ ,  $Q(T=50\text{ans})$ ,  $Q(T=20\text{ans})$ ,  $Q(T=10\text{ans})$ ), les conditions de calcul étant des combinaisons de débits et de géométries.

##### 7.1.3.1 Géométrie du cours d'eau simulé

Les réseaux de cours d'eau sont organisés en biefs séparés par des connections où s'opèrent les additions et séparations de débits. Il est possible de simuler des réseaux ramifiés et maillés. Dans chaque bief, les profils en travers définissant la géométrie sont classés selon leur position kilométrique. Les données relatives à chaque section sont :

- Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.

- Les coefficients de rugosité et de perte de charge.
- La distance à la section suivante.

Une série d'options permet de placer des obstacles et des zones d'eau morte. D'autres éléments, tels que ponts, ponceaux, épis, glace peuvent également être simulés par HECRAS.

### 7.1.3.2 Débits, conditions aux limites et de calcul

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas, HEC-RAS utilise l'équation de la quantité de mouvement pour déterminer les changements du régime torrentiel au fluvial, caractérisés par un ressaut.

### 7.1.3.3 Visualisation des Résultats

Tous les résultats obtenus peuvent être consultés sous forme graphique (profil en long, sections, courbes hauteur débit, vue 3D) ainsi que sous forme de tableaux, exportables, via les procédures standard de copier-coller, vers tout tableur ou traitement de texte.

### 7.1.4 Vue d'ensemble des capacités hydrauliques

HEC-RAS est conçu pour effectuer des calculs hydrauliques unidimensionnels pour un réseau complet de canaux naturels et construits. Il présente plusieurs capacités hydrauliques

#### 7.1.4.1 Calcul de la ligne d'eau en écoulement uniforme

Le système permet le calcul de la ligne d'eau pour un écoulement uniforme graduellement varié. Il peut traiter un tronçon unique de la rivière, ou un réseau complet de canaux. La modélisation peut s'effectuer sous un régime fluvial, torrentiel ou mixte. La procédure de calcul est basée sur la solution de l'équation d'énergie, les pertes d'énergie consistent en les pertes liées aux frottements et celles liées à la contraction ou l'expansion du lit de la rivière. L'équation de la quantité de mouvement est utilisée dans les cas de la variation brusque de la ligne, incluant le calcul en régime mixte (ressaut hydraulique), hydraulique des ponts, et l'évaluation de la hauteur d'eau dans les lieux de confluence.

#### 7.1.4.2 La simulation en écoulement non uniforme

Cette composante de HEC-RAS permet la simulation d'un écoulement non-uniforme à une dimension, à travers un réseau complet de canaux à ciel ouvert. Ce calcul a été principalement développé pour un régime torrentiel.

#### 7.1.4.3 Calcul du transport solide

C'est la simulation unidimensionnelle du transport solide, de l'affouillement et du dépôt au cours des périodes modérées, et une possibilité d'application à des événements uniques telles que les inondations. Le calcul est basé sur la taille des grains et la courbe granulométrique.

#### 7.1.4.4 Analyse de la qualité des eaux

On peut aussi effectuer une analyse de la qualité des eaux avec le logiciel HEC-RAS, ainsi qu'une analyse détaillée des températures et des différents constituants (algues, oxygènes dissout, orthophosphates...)

### 7.1.5 Les équations de base de calcul sur HEC-RAS en écoulement uniforme

#### 7.1.5.1 Calcul de la ligne d'eau et de la ligne de charge

La ligne d'eau est calculée d'une section à l'autre en résolvant l'équation d'énergie avec une méthode itérative

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_e \quad (7.1)$$

Avec :

$z_1, z_2$  : Elévations du lit du canal

$y_1, y_2$  : Profondeurs d'eau au les profils

$v_1, v_2$  : Vitesses moyennes (Débit total/Section mouillée)

$\alpha_1, \alpha_2$  : Coefficients de pondération de vitesses

$h_e$  : Perte de charge

La perte d'énergie ( $h_e$ ) entre deux sections consiste en les pertes liées aux frottements et celles liées à la contraction ou l'expansion du lit. Elle est donnée par l'équation suivante :

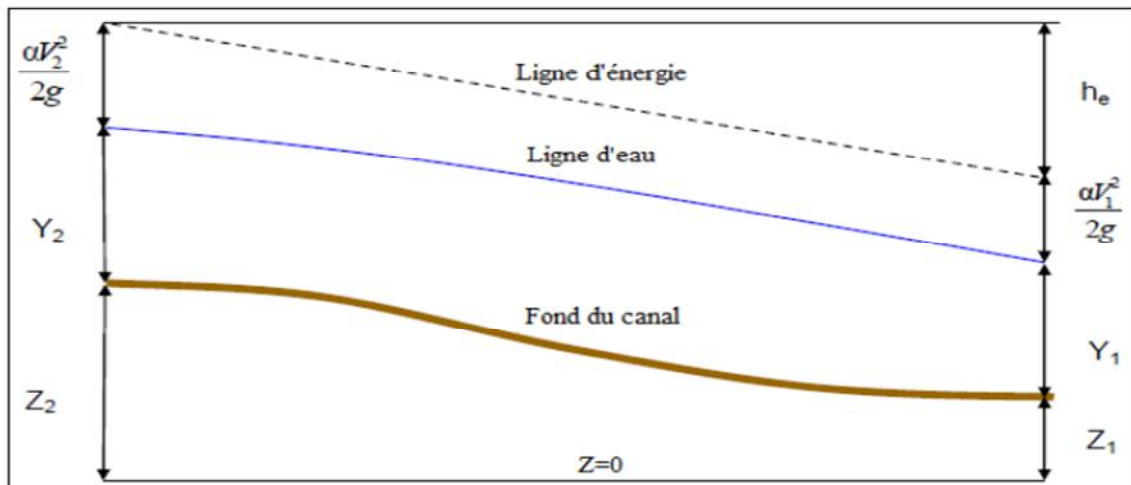
$$h_e = L\bar{S}_f + C \left[ \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right] \quad (7.2)$$

Avec :

$L$  : La longueur pondérée du tronçon.

$S_f$  : La pente représentative de frottements.

$C$  : Coefficient de contraction ou d'expansion.



**Figure 7-1** : Représentation des termes de l'équation d'énergie.

La longueur pondérée est calculée par :

$$L = \frac{L_{rg}\bar{Q}_{rg} + L_c\bar{Q}_c + L_{rd}\bar{Q}_{rd}}{\bar{Q}_{rg} + \bar{Q}_c + \bar{Q}_{rd}} \quad (7.3)$$

**Lrg, Lc, Lrd:** La distance des sections en travers pour la rive gauche, le lit majeur et la rive droite respectivement.

**Qrg, Qc, Qrd:** La moyenne arithmétique pour les débits entre les sections pour la rive gauche, le lit majeur et la rive droite.

**7.1.5.2 Calcul de débitante**

Le calcul de la débitance pour chaque partie (rive gauche, lit majeur et rive droite) se fait par la relation suivante :

$$Q = KS_f^{\frac{1}{2}} \tag{7.4}$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \tag{7.5}$$

Avec :

k : Débitance pour chaque subdivision ( $m^3 \cdot s^{-1}$ )

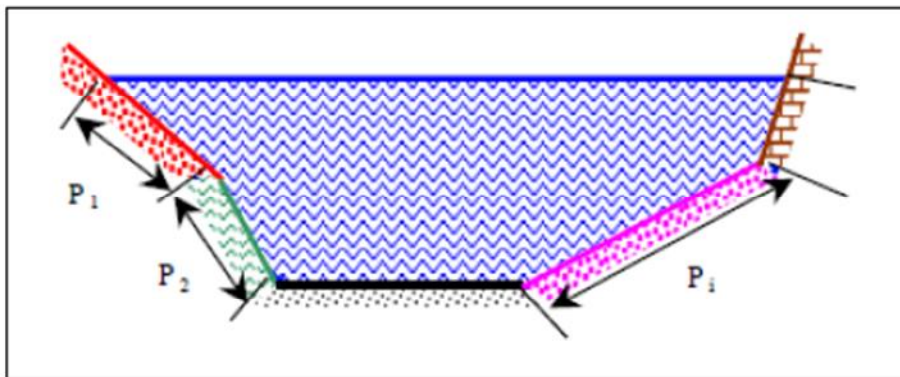
: Coefficient de Manning ( $s \cdot m^{-1/3}$ ).

A : Section mouillée ( $m^2$ ).

R : Rayon hydraulique (Section de l'écoulement/périmètre mouillé) (m).

**7.1.5.3 Estimation de la valeur du coefficient de Manning composé**

Dès fois, la nature des parois varie le long du périmètre mouillé pour une seule section. On peut alors considérer une succession de portions (Pi) de ce périmètre avec pour chacune un coefficient de Manning propre (ni). On peut alors évaluer un coefficient moyen (valable pour la section supposée alors homogène) par la relation dite d'Einstein.



**Figure 7-2 : Section à parois hétérogène**

$$n_c = \left[ \frac{\sum (P_i n_i^{\frac{3}{2}})}{p} \right]^{\frac{2}{3}} \tag{7.6}$$

Avec :

p : Périmètre mouillé (m)

pi : Périmètre de la portion i (m)

ni : Coefficient de Manning de la subdivision i ( $s \cdot m^{-1/3}$ ).

$n_c$  : Coefficient de Manning composé ( $s. m^{-1/3}$ ).

#### **7.1.5.4 Evaluation des pertes par frottements**

Les pertes par frottements sont évaluées sur HEC-RAS comme le produit de  $\bar{S}_f$  et L où  $\bar{S}_f$  : est la pente représentative des frottements qui est calculée par défaut par la relation :

$$\bar{S}_f = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (7.7)$$

Avec :

$Q_1, Q_2$  : Débit traversant les sections 1, 2 respectivement.

$k_1, k_2$  : Débitance des sections 1, 2 respectivement.

#### **7.1.5.6 Evaluations des pertes dues aux élargissements et rétrécissements**

Ces pertes sont évaluées par l'équation suivante :

$$h_{er} = C \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right| \quad (7.8)$$

Avec :

$h_{er}$  : Pertes dues à l'élargissement ou rétrécissement du canal.

$C$  : Coefficient de contraction ou d'expansion (rétrécissement ou élargissement)

Le programme considère que la contraction a lieu quand la vitesse en aval est supérieure à la vitesse en amont, et il considère l'expansion quand c'est l'inverse.

#### **7.1.6 Conclusion**

Dans cette partie, nous avons présenté le mode de travail du logiciel HEC-RAS. La méthode utilisée par le logiciel HEC-RAS apporte des réponses face au risque d'inondations, en cas de la forte crue. Des renseignements complémentaires sont également fournis permettant d'estimer le débit maximal et la vitesse maximale de l'onde ainsi que la hauteur d'eau maximale, afin d'avoir des résultats cartographiques facilement lisibles.

## **PARTIE 2 : Application du logiciel HEC-RAS sur Oued MDAYAH**

### **7.2.1. Introduction**

Cette partie, est consacrée à la mise en œuvre d'un modèle d'écoulement aux conditions de Oued MEDYAH sur HEC-RAS tout en intégrant sa géométrie, les données d'écoulement et les conditions aux limites afin d'en déduire l'ensemble des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement (Hauteur de la lame d'eau, les zones inondable, vitesses d'écoulement...), et de proposer également un aménagement afin d'éliminer le risque d'inondation présent dans l'état actuel de l'oued.

### **7.2.2. Bref présentation de Oued MEDYAH**

Oued MEDYAH Représente la limite du bassin sud de la ville de Tizi-Ouzou .Il prend naissance sur les hauteurs de OUADHIA .Pour finir sa course sur l'oued SEBAOU au niveau du pont de bougie.

L'objectif de cette étude est de faire une simulation hydraulique d'une crue cinquantennale et de définir les zones inondables .Par la suite nous proposerons un aménagement facilitent l'écoulement toutes en gardant un impact minium sur

l'environnement. La partie à aménager de cette oued est celle qui bord le tissu urbain de la ville de Tizi-Ouzou (quartier l'habitat)

Le long de son cheminement sur la zone de modélisation nous avons constaté :

- L'irrégularité des pentes de fil d'eau ;
- Présence de contre pente ;
- Dépôt de vase ;
- Dépôt de détritits ;
- Prolifération de roseaux et différente plante et arbuste et arbre dans le lit d'oued.

L'ensemble de ces éléments provoque :

- Inondation et débordement.
- Risque de prolifération de maladie à transmission hydrique (MTH).
- Erosion des berges
- Changement du sens de l'écoulement.



Figure 7-3 : représentant l'état actuel d'Oued mdayah.

### 7.2.3. Banque de données nécessaires à l'application du modèle HEC-RAS.

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données concernant le site étudié

- Les données géométriques relatives à chaque section.
- Les données de l'écoulement et les conditions aux limites.

#### 7.2.3.1. Les données géométriques

Les données géométriques nécessaires, consiste à l'établissement du schéma de système de rivière, les données des sections transversales et les données d'ouvrage hydraulique existants ou projets (ponts, levées, structures latérales, déversoirs, etc.).

- **La distance à la section suivante** : c'est la longueur décrivant la distance entre la section courante et la prochaine section aval. Ces distances sont définies pour la rive gauche, le canal principal et la rive droite.

Pour le cas de notre projet les distances entre **les sections en travers** sont indiquées dans le tableau 7-1.

**Tableau 7-1 : Distance entre les sections en travers.**

Section en travers	Distance (m)
6	0
5	114.98
4	95.53
3	106.67
2	94.23
1	105.06

- **Les valeurs de rugosité n de Manning** : la valeur de la rugosité ou le coefficient de Manning n est indiqué pour la rive gauche, le canal principal et la rive droite.

Ces valeurs sont tirées du manuel d'utilisation de HEC-RAS.

**Tableau 7-2 : Le coefficient de Manning de chaque matériau**

Matériau	Rugosité
Jurassique-inférieur	0.033
calcaire	0.035
alluvions	0.03
trias	0.033
Sols insaturés	0.033

Pour notre projet, nous avons pris un coefficient de Manning qui vaut 0.03

- **Coefficients de contraction et d'expansion** : les coefficients de contraction et d'expansion sont utilisés pour évaluer la quantité de perte d'énergie qui se produit en raison d'une contraction ou d'une expansion d'écoulement.

**Tableau 7-3 : Les Valeurs des coefficients d'expansion et de contraction Utilisés par HEC-RAS.**

Etat du canal	Coefficient de contraction	Coefficient d'expansion
Aucune perte de transition calculée	0	0
Transition progressive	0.1	0.3
Sections typiques de pont	0.3	0.5
Transitions brusques	0.6	0.8

Lorsque le changement de la section transversal de la rivière est petit (cas de notre projet), les coefficients de contraction et d'expansion prennent les valeurs de 0.1 et 0.3 respectivement. Par contre, Lorsque le changement effectif de la section transversal est brusque comme celui des ponts les coefficients de contraction et d'expansion prennent souvent les valeurs de 0.3 et 0.5.

### 7.2.3.2. Les données de l'écoulement et les conditions aux limites

Après avoir les données géométriques de chaque section, et limité lit mineur et le lit majeur et entrée le coefficient de rugosité pour chacune, l'étape suivante de la modélisation hydraulique par HEC-RAS est de spécifier les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du système de rivière.

- **Le débit de dimensionnement**

Les débits appliqués sont les résultants de la simulation hydrologique retenue pour une crue cinquantennale. Ainsi que les pentes d'oued étudié (mdayah) varient de 1‰ à 5 ‰.

**Tableau 7-4 : Débit de dimensionnement**

Fréquence de retour	Débit (m <sup>3</sup> /s)
10 ans	38.35
50 ans	57.52

### 7.2.4. Lancement de la simulation

La dernière étape nécessaire à la modélisation sur HEC-RAS est de définir le régime d'écoulement à travers le canal qui peut être défini comme un régime **mixte**, lorsqu'on connaît le régime d'écoulement et cela afin de permettre au logiciel déterminer lui-même le régime d'écoulement. Pour notre projet nous avons modélisé avec le régime **torrentiel**

### 7.2.5. Résultats et discussion

Une fois que le modèle termine tous les calculs avec succès, la visualisation des résultats peut se faire. Plusieurs options de visualisation des résultats de calcul sont disponibles et on peut visualiser et imprimer plusieurs types de résultats tabulés et graphiques.

Le modèle géométrique ainsi formé par le modèle HEC-RAS sur le tronçon réel du cours d'eau principal. Établi en subdivisant le tronçon d'oued mdayah en 6 sections, de distances différentes entre les sections sur une longueur de 517 m environ.

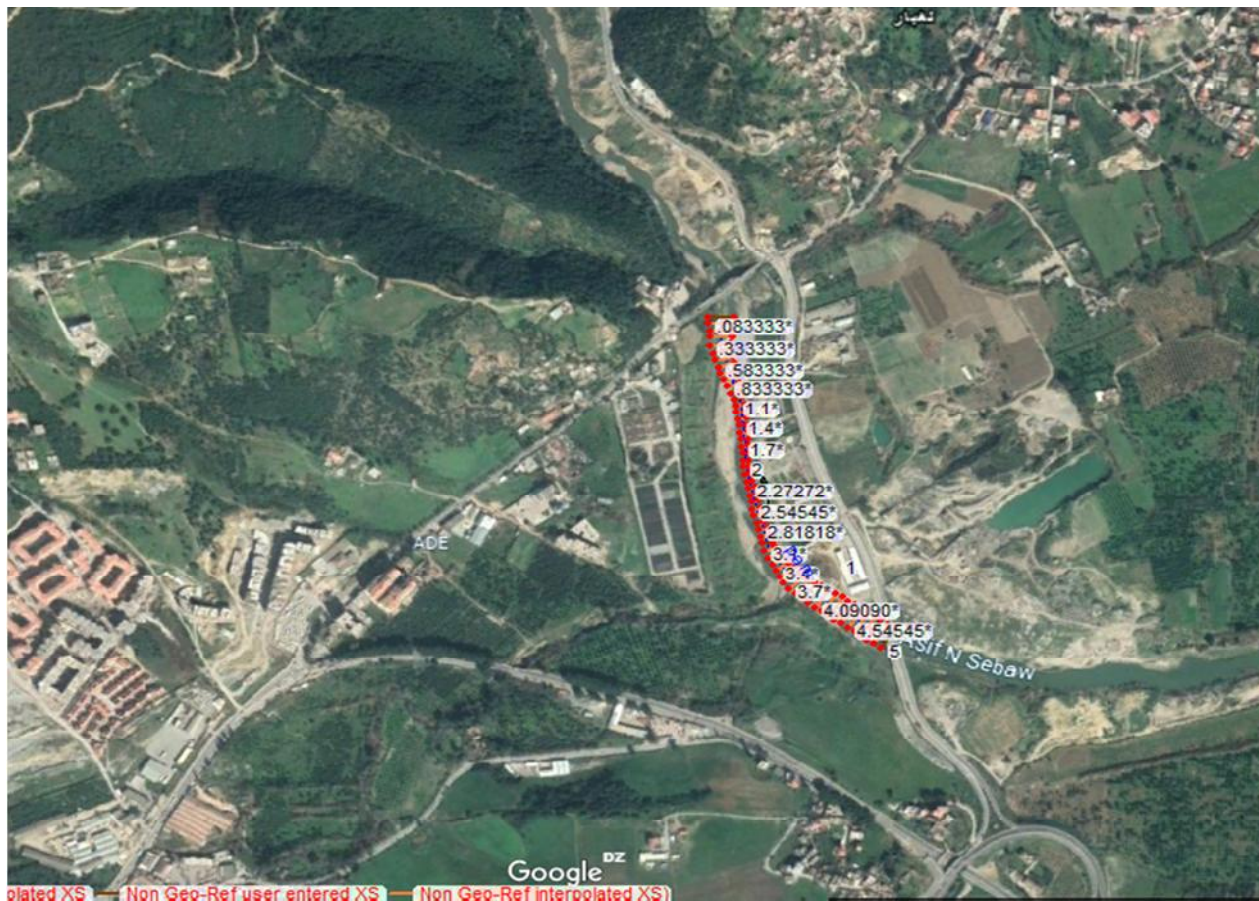


Figure 7-4 : représentant le Modèle géométrique de cours d'eau principale.

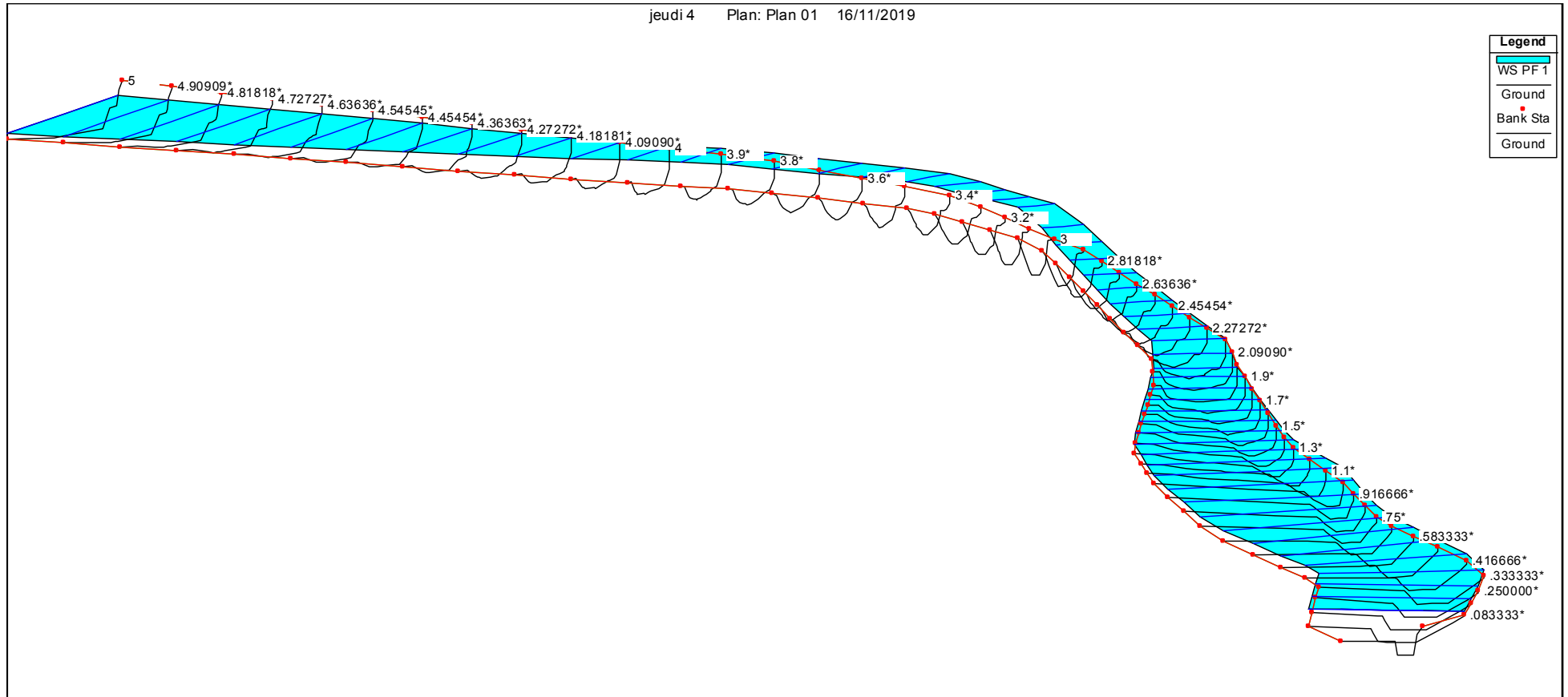


Figure 7-5 : représentant la vue en 3D de l'oued Mdayah.

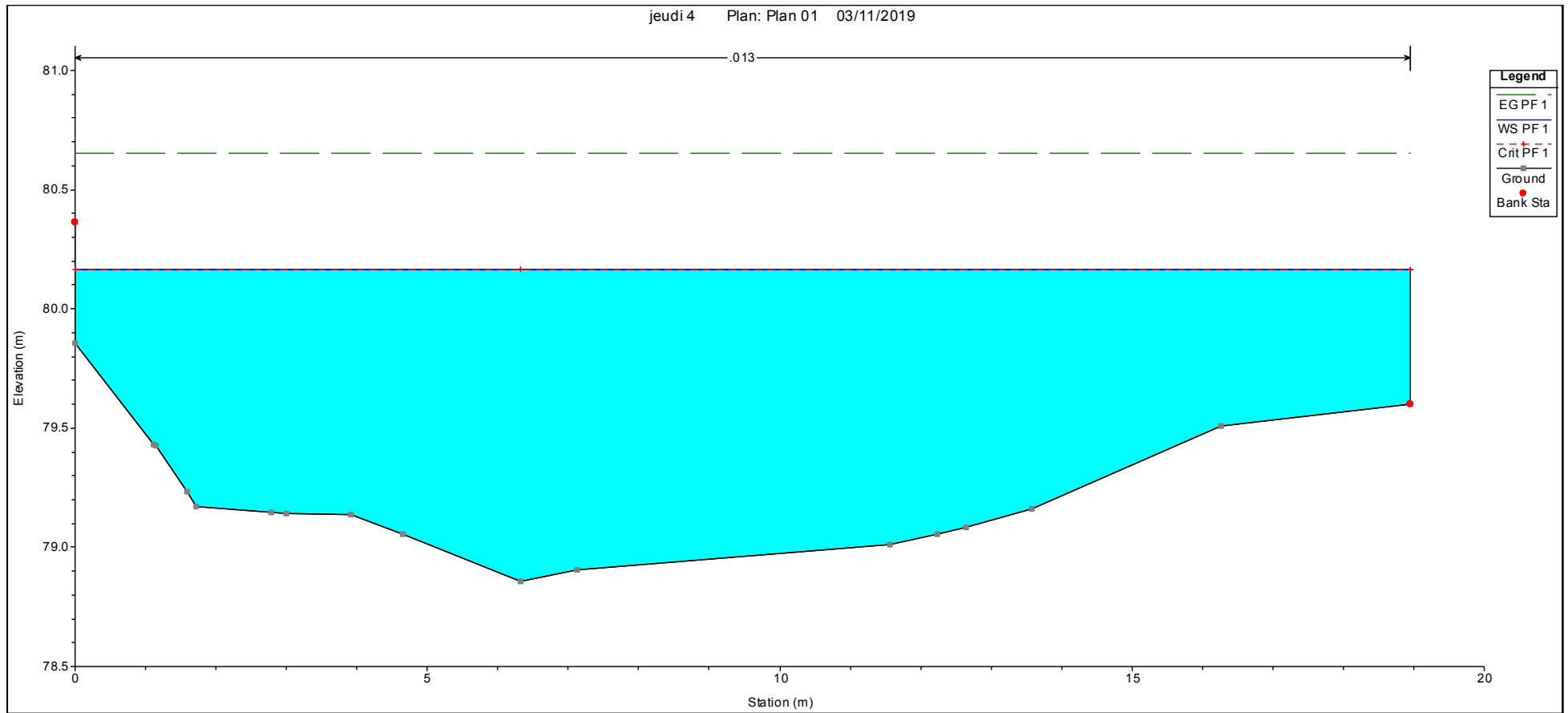


Figure 7-6 : représentant les Données géométriques de la Section transversal N°4.3 dans HEC-RAS.

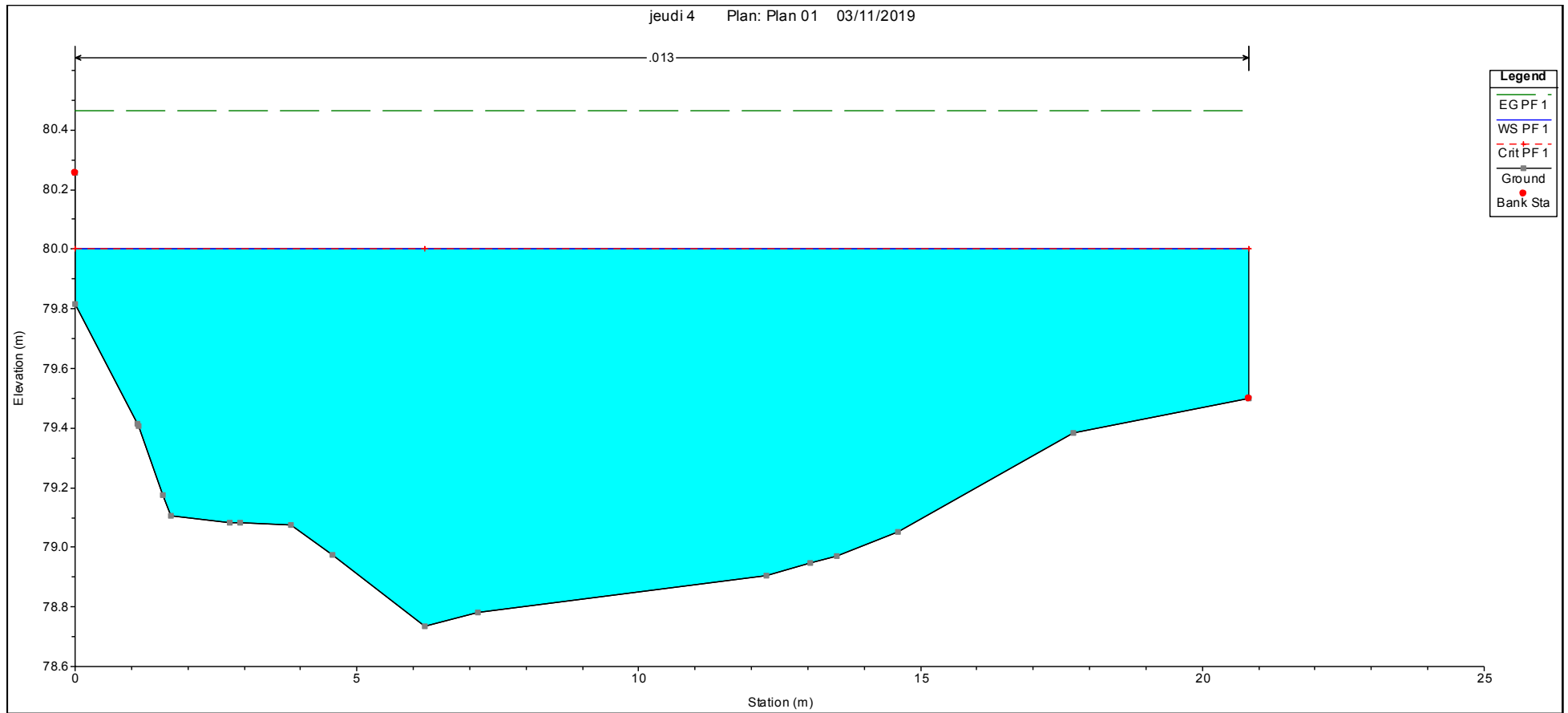


Figure 7-7 : représentant les Données géométriques de la Section transversal N°4.5 dans HEC-RAS

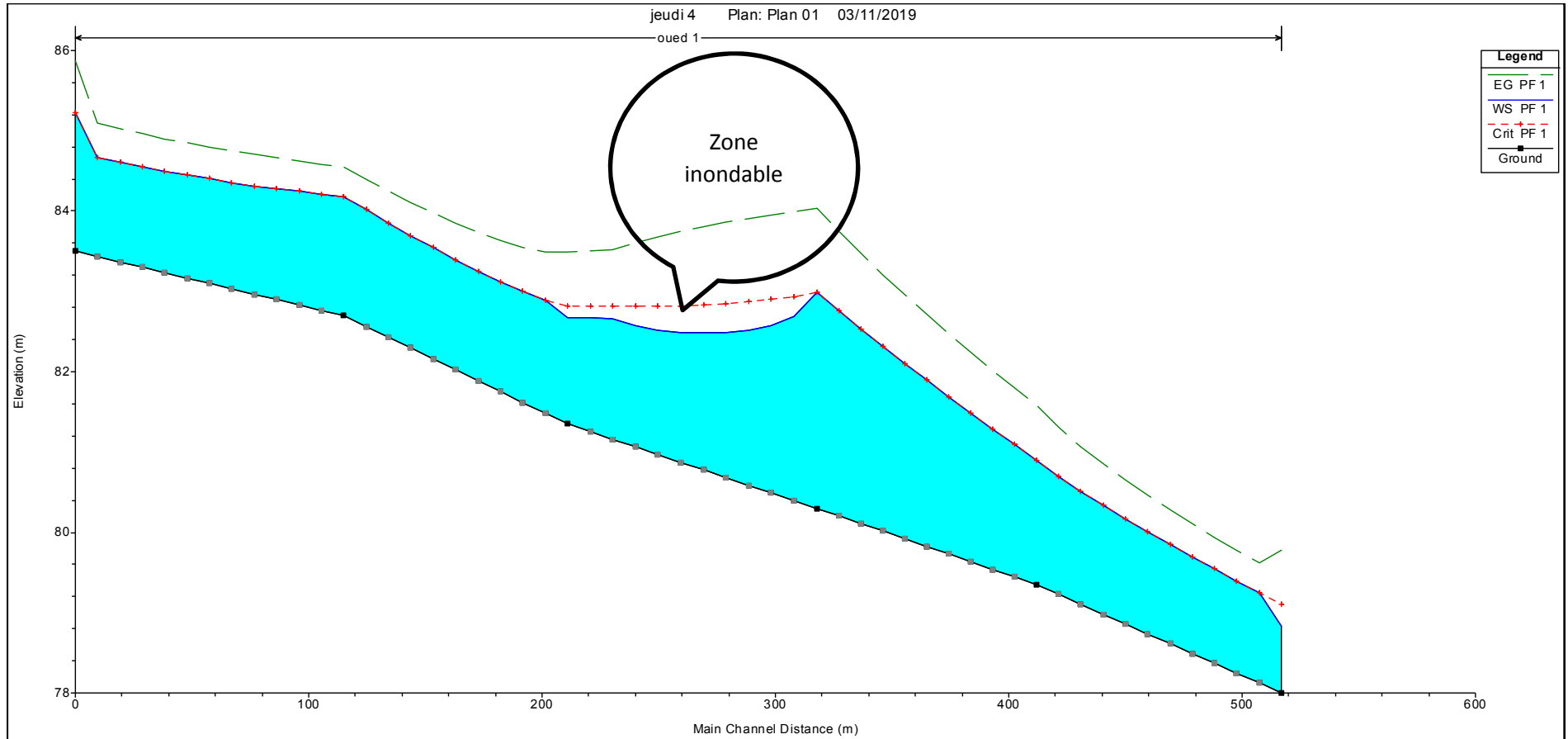


Figure 7-8 : Profil en long de l'oued.

D'après les figures (7-6, 7,8) on remarque qu'une partie de la zone d'étude sera inondée, ainsi les sections en travers d'oued MEDYAH ne peuvent pas prendre en charge une crue cinquantennale. Qui peut être justifiée par la présence des contres pentes, ainsi que l'irrégularité des sections géométriques qui limitent la capacité d'évacuation de l'oued. Ce qui a provoqué le risque d'inondation.

### 7.2.6. Analyse et aménagement proposé

#### 7.2.6.1. Généralité sur les projets d'aménagement

Lors de tout projet d'aménagement d'un cours d'eau, l'étude doit être effectuée en respectant les principes suivants :

- La section du cours d'eau doit être suffisante pour évacuer l'eau sans provoquer d'inondation ou de dégâts importants.
- Tout aménagement ne devra pas provoquer d'érosion dans le cours d'eau ou sur les berges car cette érosion signifie la modification de la section d'écoulement, la perte de terrain riverain, le transport de sédiments et l'envasement de la partie en aval du cours d'eau.
- Les talus du cours d'eau et la section d'écoulement devront être les plus stables possibles pour que le cours d'eau ait la durée de vie la plus longue.
- Les coûts de construction et d'entretien devront être minimisés.

#### 7.2.6.2. Différents type d'aménagement

Les ouvrages de protection sont généralement classés selon le matériau de réalisation, soit un matériau souple ou rigide dont le choix se fait suivant des critères bien définis. Il existe plusieurs types d'aménagement, les plus utilisées sont :

- Béton ;
- Maçonnerie ;
- Gabions ;
- Enrochement ;
- Matelas Reno
- Pose de végétation ;

**NB** : ces matériaux sont classés avec un degré de rigidité décroissante.

Le choix du type de l'aménagement se fait généralement selon les critères suivant :

- Le débit à évacuer.
- La vitesse d'écoulement.
- La nature du sol.
- La hauteur des talus.
- Les contraintes budgétaires.
- Le site d'implantation de l'ouvrage (zone rurale ou urbaine).

#### 7.2.6.3. Caractéristiques d'un dimensionnement

Les principales caractéristiques à définir avant tout dimensionnement ou aménagement d'un canal sont :

- la pente de l'ouvrage dans le sens de l'écoulement ;
- la forme et les dimensions de l'ouvrage (la section) ;
- La nature du revêtement de l'ouvrage.

Ces trois caractéristiques sont bien sûr interdépendantes et leurs calculs nécessitent qu'ils soient réalisés simultanément.

### a. La pente

La pente de l'ouvrage est généralement dictée par la pente du terrain naturel. La pente va influencer directement sur la vitesse de l'eau dans le réseau.

- **Cas des fortes Pentes**

Une pente forte (> 5% environ) induira des vitesses importantes et des problèmes d'érosion des berges et du fond des canaux. Il faudra alors renforcer les parois de l'écoulement (béton, empièvements, . . .) ou aménager le profil longitudinal de façon à installer des ruptures de pentes.

- **Cas des faibles pentes**

Une pente faible (< 0.3% environ) induira

- une dimension importante de la section d'écoulement. Il n'y a pas d'autres choix quand on ne peut pas sur-creuser le terrain.
- Des vitesses faibles et donc des risques de dépôts qui vont réduire la section d'écoulement et provoquer des exhaussements de la ligne d'eau (risque de débordement).

### b. La section d'écoulement

Il convient tout d'abord de réfléchir s'il est préférable d'installer un réseau à ciel ouvert ou fermé selon des critères bien défini.

Les formes de section généralement adoptées sont :

- section circulaire pour les réseaux enterrés ;
- section rectangulaire ou trapézoïdale pour les réseaux ouverts.

### c. La nature du revêtement

Généralement en béton pour les grands canaux, le revêtement peut être de différentes natures pour les plus petits canaux.

➤ **L'aménagement proposé**

L'aménagement que nous avons proposé consiste en un recalibrage et un Reprofilage de l'Oued MEDYAH sur un linéaire dépasse 500 ML, l'intervention sur cette partie de l'Oued Consiste à :

- Travaux de Curage, le débroussaillage et d'Abattage des arbres qui se développe sur le lit de l'Oued causant le changement total du cheminement et du tracé de l'Oued.
- A partir des contraintes de terrain, des caractéristiques de chaque type d'aménagement et de la simulation hydraulique effectuée nous proposons de mettre en place un canal

rectangulaire **Ouvert** en béton ( $b=3.5\text{m}$ ) et  $h$  (2.5 m). En tenant compte des divers avantages qui nous offrent.

Les résultats de la simulation d'un canal rectangulaire en béton ( $b=3.5\text{m}$ ) et  $h$  (2.5 m) avec une pente qui varie de 0.004 à 0.007 m/m, coefficient de Manning =0.014 sont indiqués dans les figures ci-après.

## Aménagement du Canal d'évacuation

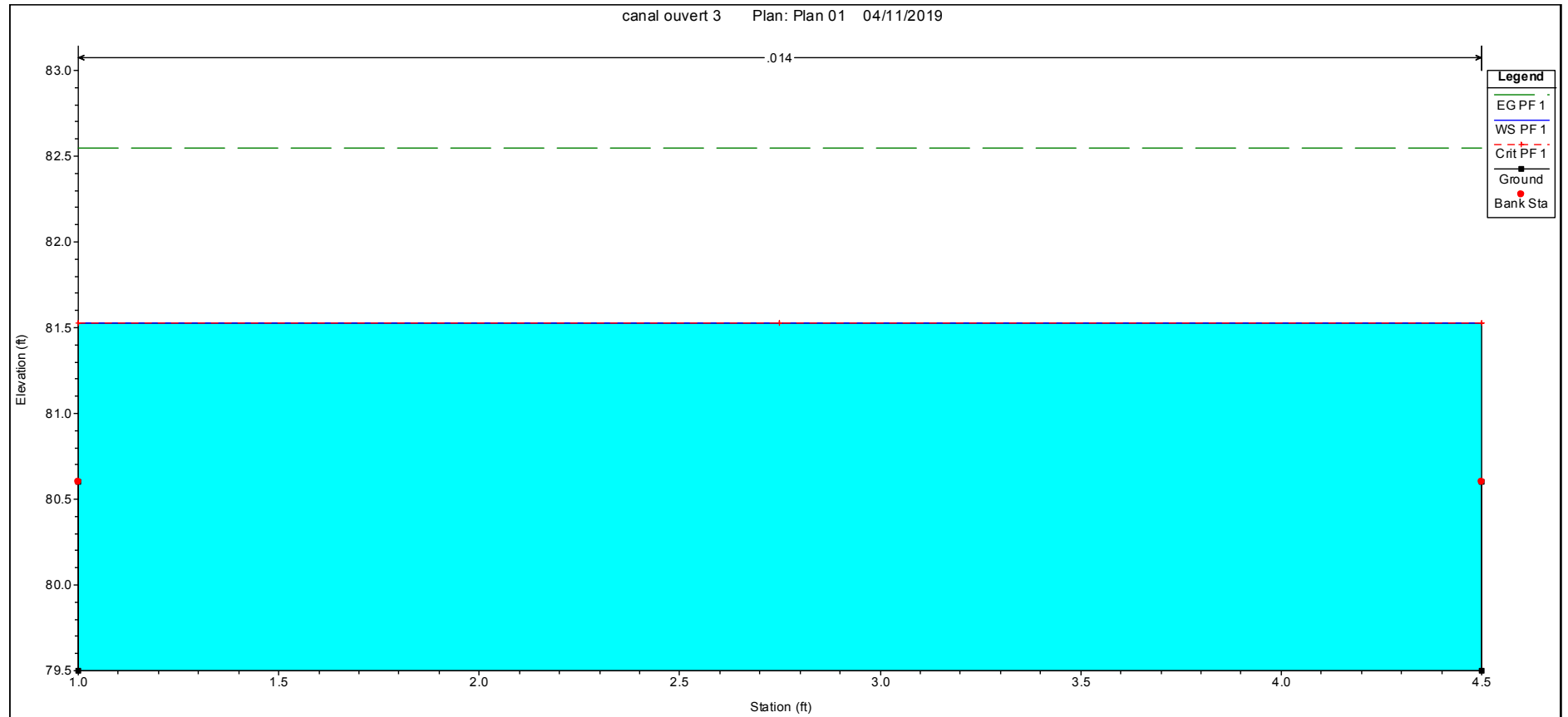


Figure 7-9 : représentant les Données géométriques de la Section transversal N°5 dans HEC-RAS.

## Aménagement du Canal d'évacuation

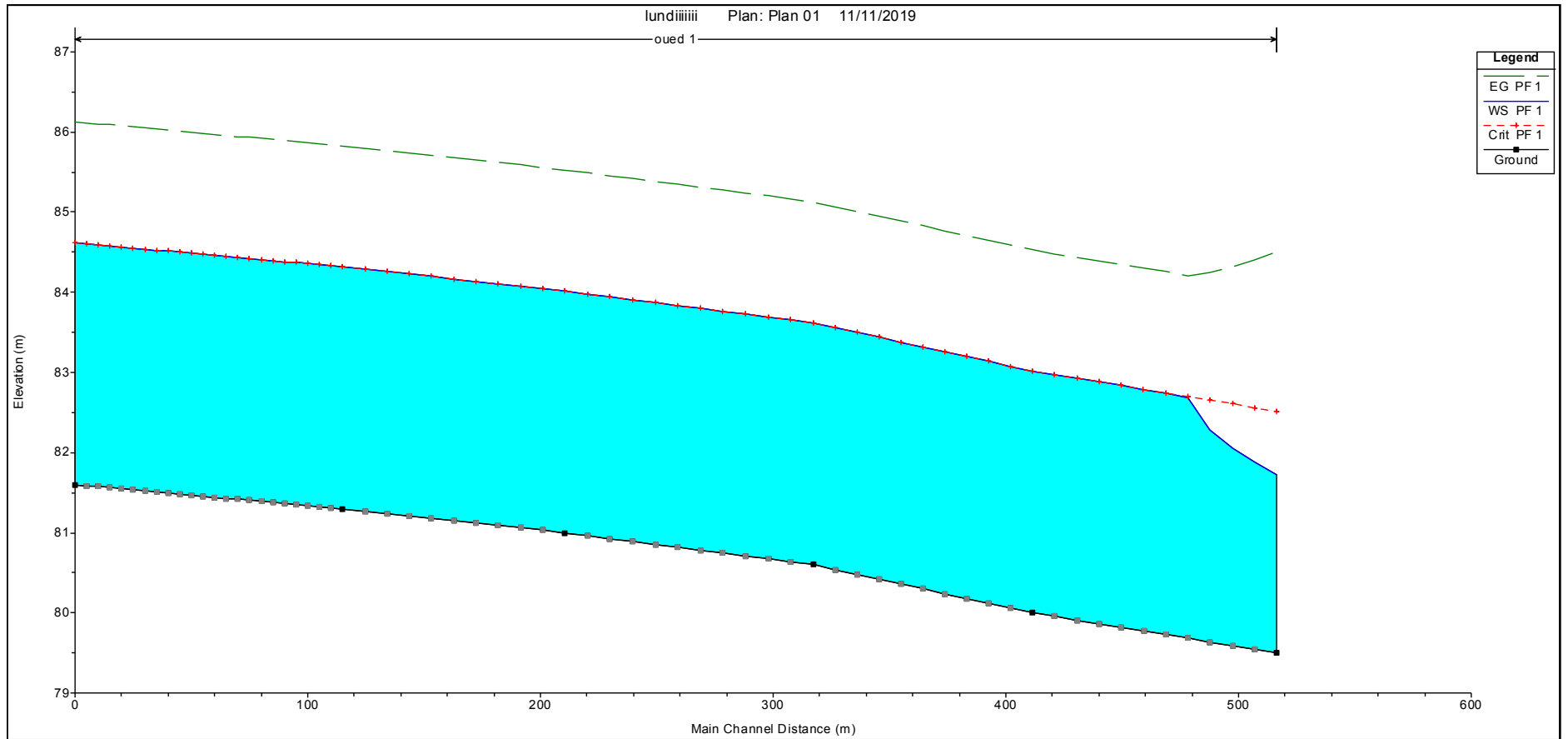


Figure 7-10 : Représentation de la Ligne d'eau dans le système d'évacuation proposé.

D'après le profil en long et les sections en travers ci-dessus on remarque que la section proposer est en mesure de canalisé les eaux d'une crue cinquantenale avec une certaine sécurité, ainsi la hauteur d'eau est régulière sur le profil.

### **7.2.7. Conclusion**

Dans cette partie, on s'est intéressé à l'identification des zones potentiellement exposées au risque d'inondation, cette identification s'est faite en couplant un modèle hydrologique grâce auquel nous estimons la crue de projet, à un modèle hydraulique qui simule l'écoulement de surface libre pour identifier l'extension de la zone inondable. Par la suite nous avons proposé un aménagement adéquat, après la modification des caractéristiques géométriques de l'oued. Nous avons remarqué une diminution significative des hauteurs d'eau par rapport au cas de l'ancien canal, ceci peut être justifié par la diminution des pertes de charge dans le nouveau canal en béton.

# **Conclusion générale**

## **Conclusion générale**

Dans avons réalisé dans ce mémoire l'étude du réseau d'assainissement de la zone est de Tizi-Ouzou ainsi que l'aménagement d'un canal d'évacuation des eaux pluviales.

A l'instar de toute étude, notre projet ne fait pas exception ; on s'est basé pour le dimensionnement sur les trois aspects essentiels, à savoir la sécurité, la durabilité (résistance) ainsi que l'économie.

Ces trois aspects sont étroitement liés. Nous avons fait de notre mieux pour choisir les meilleures méthodes et les meilleurs paramètres à même de nous assurer des résultats les plus proches possible de la réalité. C'est ainsi qu'on a estimé l'intensité des précipitations, les débits d'écoulement, les diamètres des conduites d'évacuation, le débit du dimensionnement et la pente du canal.

Pour assurer une sécurité et une durabilité du projet une fois réalisé, il est impératif d'avoir un bon entretien périodique.

Nous avons opté pour un réseau d'assainissement mixte avec des conduites en béton armé. En tenant compte des contraintes du terrain et un canal d'évacuation rectangulaire ouvert de 3.5 m de largeur et 2.5 m de hauteur avec une pente qui varie de 0.004 à 0.007.

Il ne serait peut-être pas important de relever tous les détails du double intérêt que présente notre présent projet, mais nous tenons à noter le fait d'avoir traité simultanément deux aspects importants des constructions hydrauliques, à savoir l'assainissement et l'aménagement d'un oued.

Les profils en long des collecteurs sont tracés à l'aide du logiciel COVADIS 2D. Ce qui nous a permis d'extraire les pentes des collecteurs. Qui sont couplés avec le débit à évacuer par chaque tronçon afin de déduire le diamètre des collecteurs.

La simulation effectuée à l'aide du logiciel HEC-RAS du canal à aménager, en couplant les données hydrologiques et géométriques, nous a permis d'identifier les zones potentiellement exposées au risque d'inondation. Induit essentiellement par le changement de direction d'écoulement.

# **BIBLIOGRAPHIE**

## BIBLIOGRAPHIE

[1] **MARC SATIN & BECHAR SELMI** : Guide technique de l'assainissement, 3<sup>ème</sup> édition le moniteur

[2] **FRANÇOIS G. BRIERE** : Distribution et collecte des eaux, éditions de l'école polytechnique de Montréal 1997

[3] **M. ROCHE** : hydrologie de surface, Gauthier Villars éditeur paris 1963

[4] **FRANÇOIS-Noel CRES** : hydrologie urbaine quantitative « assainissement pluvial » septembre 2001, version 2.0

[5] **P. DUBREUIL** : Initiation à l'analyse hydrologique, éditeurs MASSON et CIE ORSTOM paris 1974

[6] **G.REMENIERAS** : hydrologie de l'ingénieur, éditions EYROLLES, paris 1986

[7] **A.DUPONT** : hydraulique urbaine « ouvrages de transports, évaluation et distribution » Tome II, édition EYROLLES paris 1981

[8] **Z. BOUAKAZ** : contribution au diagnostic des formules empiriques de calcul des débits maximums dans des bassins versants non jauges. Cas de deux bassins versants de nord de l'Algérie

Thèse de master en aménagement et ouvrages hydrotechniques, ENSH 2018

[9] **A.GUERRIN & R.C.LAVAUUR** : Traité du béton armé tome VI « réservoir-château d'eau-piscine » deuxième édition DUNOD

[10] **A.IDRICI** : modélisation et simulation numérique d'écoulement d'eau à surface libre avec HEC-RAS cas d'oued de Saida

Thèse de master en hydraulique, option ressources en eau, université de Saida 2017

[11] **H. HAMMOUM** : cours d'assainissement & cours de retenue collinaire, professeur à l'université de Tizi-Ouzou.

[12] **D.T.R** : règles définissent les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

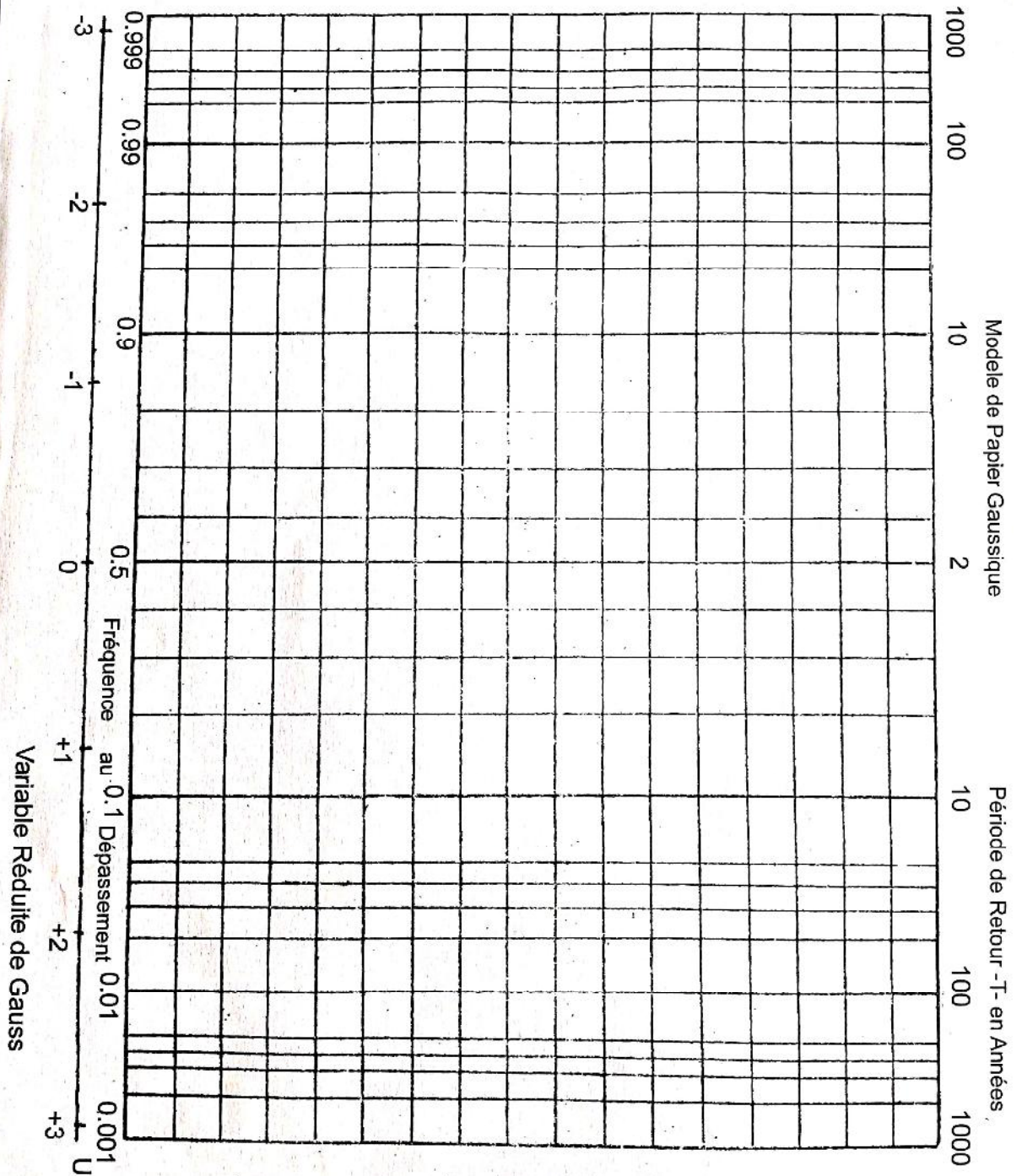
[13] **BONNIN.J** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, 1<sup>ère</sup> édition, paris 1986.

[14] Fiche technique des conduites d'assainissement en béton armé (usine de fabrication, boudouaou, boumerdès)

[15] HEC-RAS, Guide de laboratoire, Ecole de Technologie supérieure, Université de Québec, Mars 2005.

# *Annexes*

# ANNEXE 1

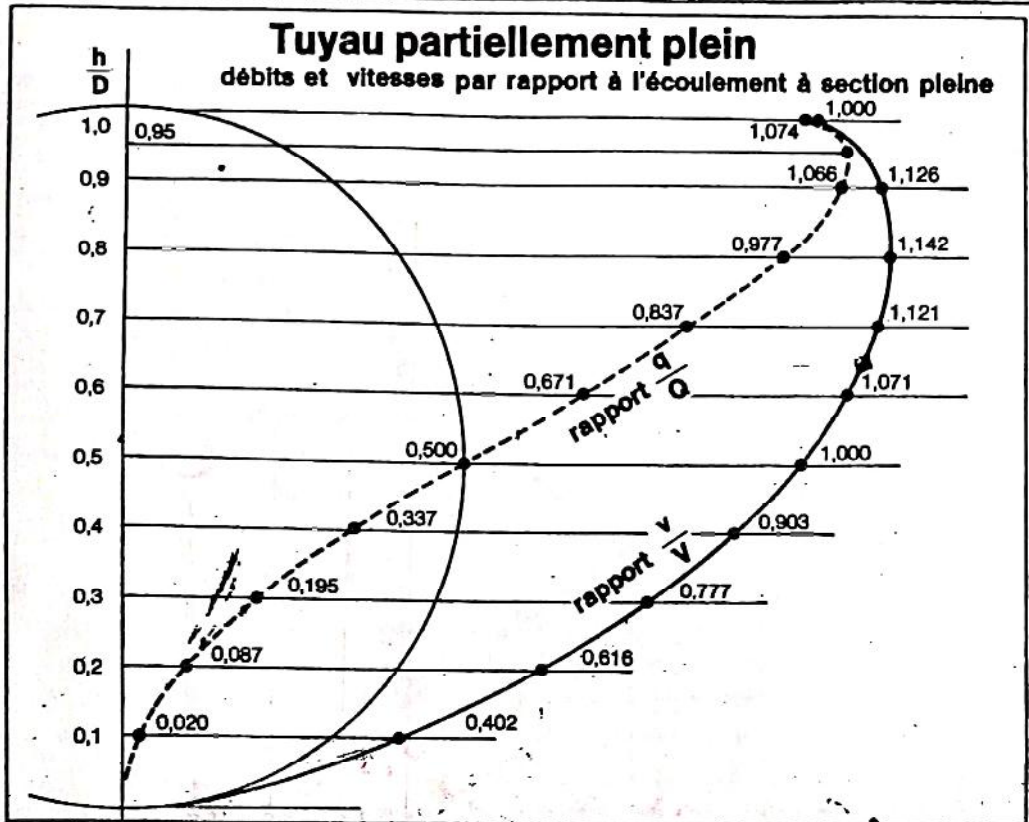


## ANNEXE 2

Table de distribution de  $\chi^2$  pour le R. D. D. D. D.  
 Valeurs de  $\chi^2$  avec la probabilité  $P$  d'être dépassée

$P \backslash Y$	0,990	0,975	0,950	0,900	0,100	0,050	0,025	0,010	0,001
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,10	0,21	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,34	1,84	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,22	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

## ANNEXE 4

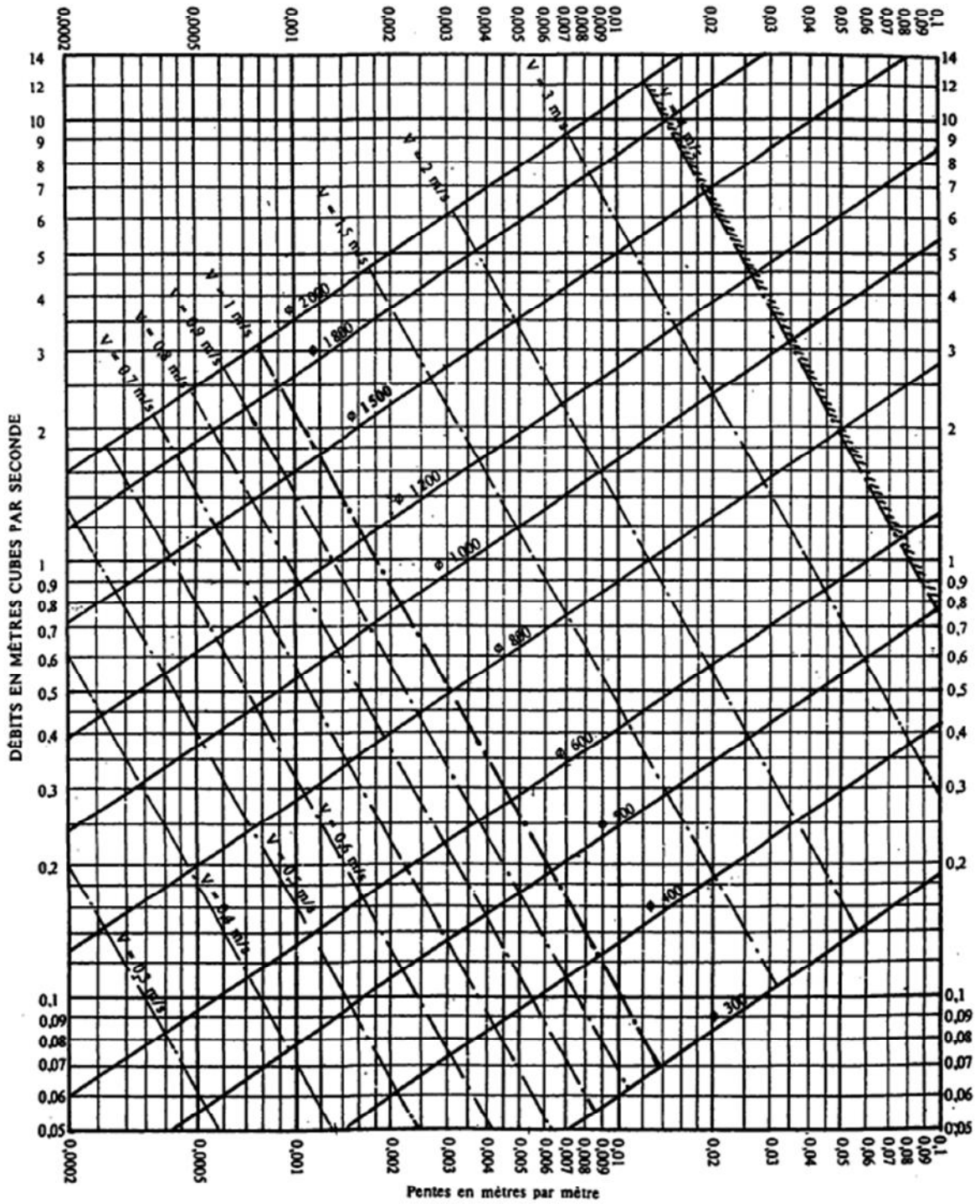


Remplissage partiel	Section mouillée	Périmètre mouillé	Vitesse d'écoulement	Débit
$h/D$	$s/S$	$p/P$	$v/V$	$q/Q$
0,00	0,00	0,00	0,000	0,00
0,05	0,0187	0,1435	0,257	0,0043
0,10	0,0521	0,2045	0,402	0,0209
0,15	0,0986	0,2528	0,507	0,0500
0,20	0,1420	0,2950	0,616	0,0875
0,25	0,1872	0,3333	0,690	0,1292
0,30	0,2520	0,3690	0,777	0,1958
0,35	0,3118	0,4028	0,834	0,2600
0,40	0,3730	0,4360	0,903	0,3370
0,45	0,4391	0,4683	0,949	0,4167
0,50	0,5000	0,5000	1,000	0,5000
0,60	0,6260	0,5640	1,071	0,6716
0,70	0,7350	0,6310	1,121	0,8372
0,75	0,8040	0,6665	1,135	0,9120
0,80	0,8570	0,7045	1,142	0,9776
0,85	0,9063	0,7528	1,138	1,0305
0,90	0,9475	0,7952	1,126	1,0659
0,95	0,9810	0,8560	1,097	1,0745
1,00	1,0000	1,0000	1,000	1,0000

# ANNEXE 5

ABaque Ab. 4 a

## RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



# ANNEXE 6

Etat-limite de service

**TABLEAU 7 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.**

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,985	0,045	0,0222	0,00007	318,3	0,007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,048	0,0236	0,00008	297,5	0,008	0,944	0,168	0,0793	0,00107	74,29	0,113
0,983	0,051	0,0251	0,00009	279,1	0,009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,054	0,0265	0,00010	262,8	0,010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,057	0,0280	0,00011	248,2	0,012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,060	0,0294	0,00012	235,0	0,013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,063	0,0308	0,00014	223,1	0,014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,066	0,0323	0,00015	212,3	0,016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,069	0,0337	0,00017	202,4	0,017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,072	0,0351	0,00018	193,3	0,019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,075	0,0366	0,00020	185,0	0,020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,078	0,0380	0,00021	177,3	0,022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,081	0,0394	0,00023	170,2	0,024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,084	0,0408	0,00025	163,6	0,026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,087	0,0423	0,00027	157,4	0,028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,090	0,0437	0,00029	151,7	0,030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,093	0,0451	0,00031	146,3	0,032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,096	0,0465	0,00033	141,3	0,034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,099	0,0479	0,00035	136,5	0,036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,102	0,0493	0,00037	132,1	0,039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,105	0,0507	0,00040	127,9	0,041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,108	0,0521	0,00042	123,9	0,044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,111	0,0534	0,00044	120,1	0,046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,114	0,0548	0,00047	116,6	0,049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,117	0,0562	0,00050	113,2	0,052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,120	0,0576	0,00052	110,0	0,055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,123	0,0590	0,00055	107,0	0,058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,126	0,0604	0,00058	104,0	0,061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,129	0,0617	0,00061	101,3	0,064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,132	0,0631	0,00064	98,6	0,067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,135	0,0645	0,00067	96,1	0,070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,138	0,0658	0,00070	93,7	0,074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,141	0,0672	0,00073	91,4	0,077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,144	0,0685	0,00077	89,2	0,081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,147	0,0699	0,00080	87,0	0,084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,150	0,0713	0,00084	85,0	0,088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,153	0,0726	0,00087	83,0	0,092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,156	0,0739	0,00091	81,0	0,096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,351
0,947	0,159	0,0753	0,00095	79,3	0,100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,162	0,0766	0,00099	77,6	0,104	0,906	0,282	0,1277	0,00334	38,19	0,369

Etat-limite de service

Valeurs de  $\alpha_1, \mu'_1, \mu_1, k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

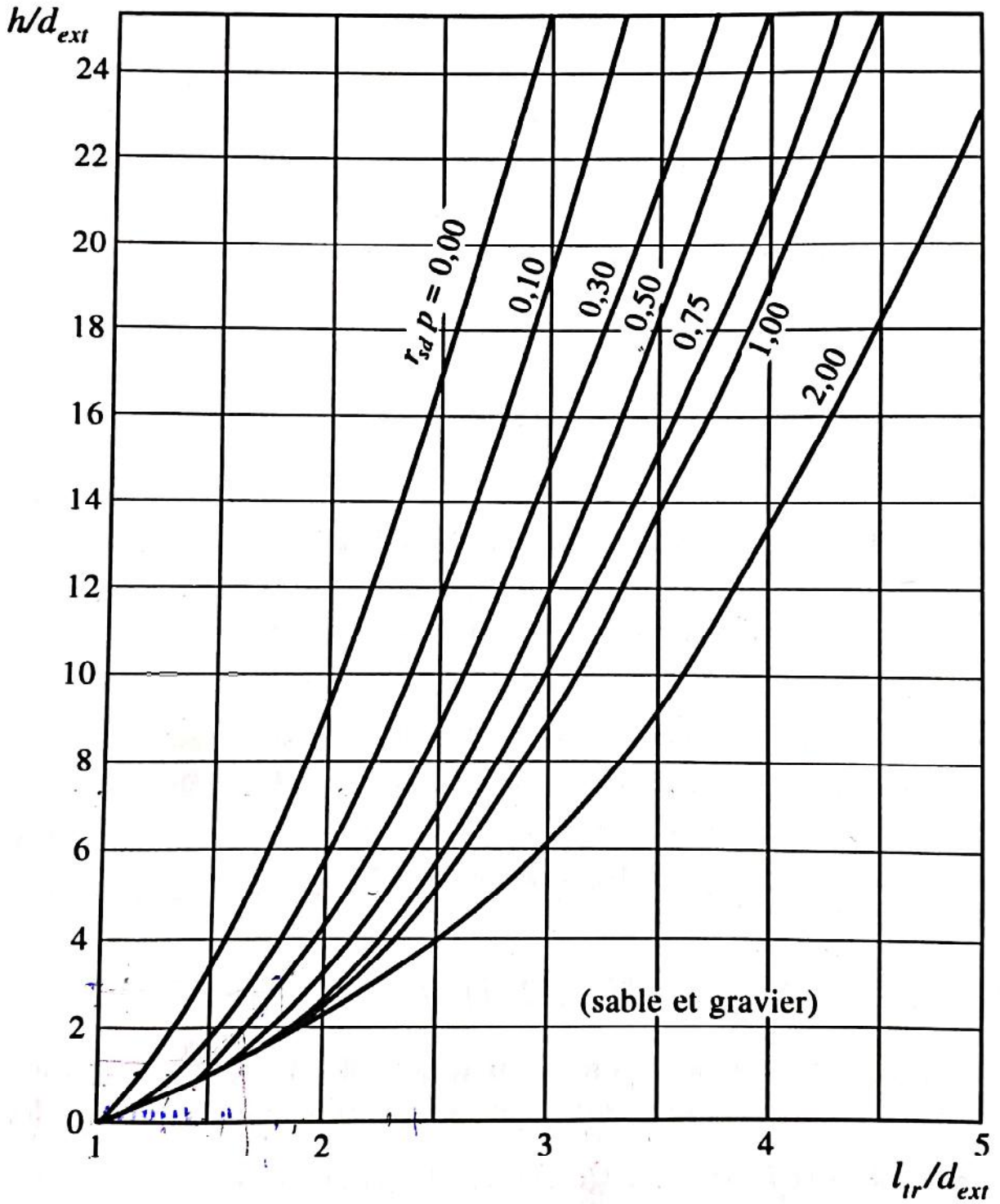
$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,83	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,63	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,43	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

## ANNEXE 7

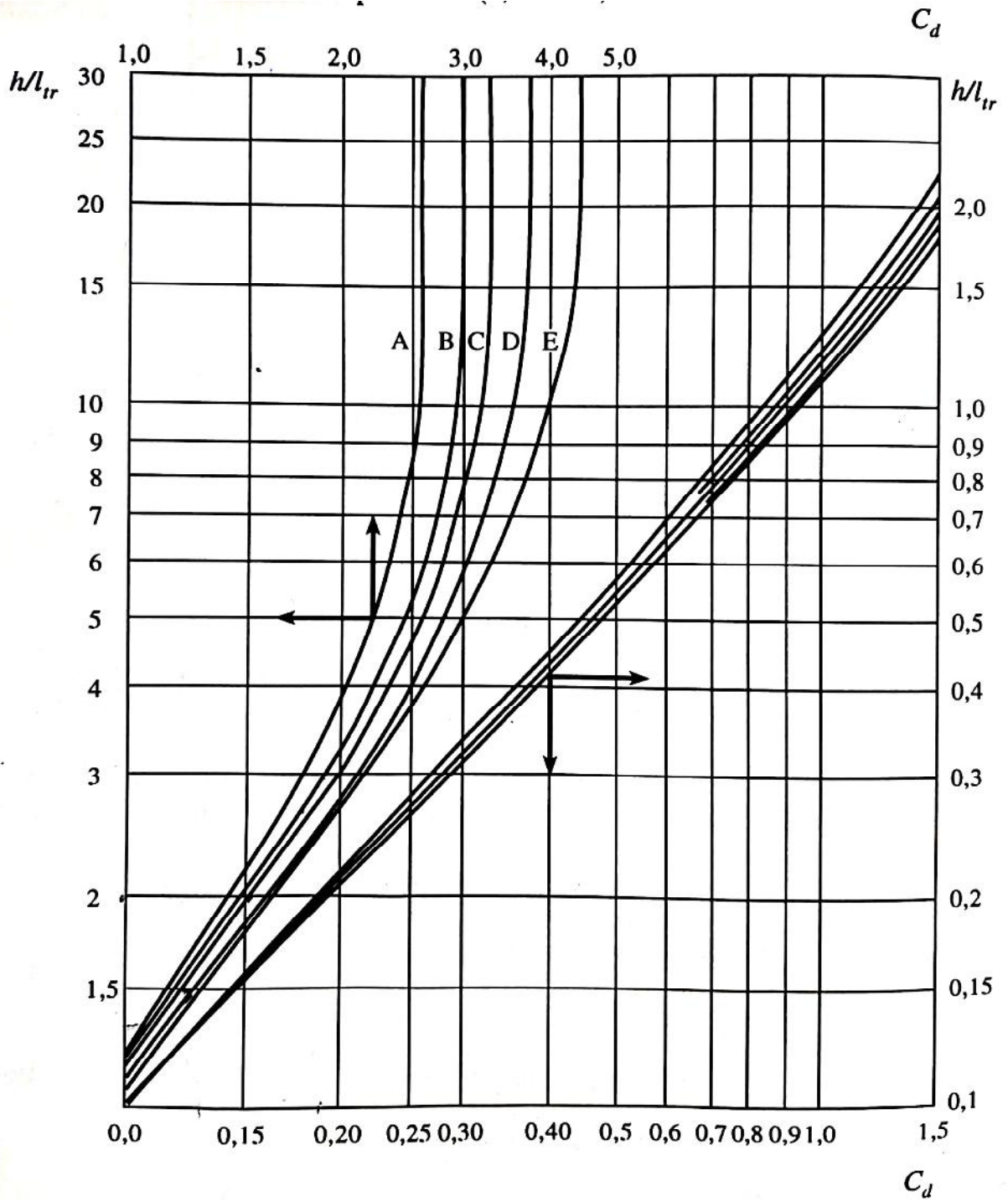
TABEAU : POIDS ET SECTIONS DES BARRES.

DIAMÈTRE	POIDS DU MÈTRE (Kg)	Section en Centimètres Carrés des Barres									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.17	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.82
8	0.395	0.50	1.00	1.50	2.01	2.51	3.01	3.51	4.01	4.52	5.02
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.15	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.99	25.13	28.27	31.41
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.17	40.21	48.25	56.29	64.34	72.38	80.42
40	9.865	12.56	25.13	37.70	50.26	62.83	75.39	87.96	100.53	113.09	125.65

# ANNEXE 8



# ANNEXE 9



## ANNEXE 10

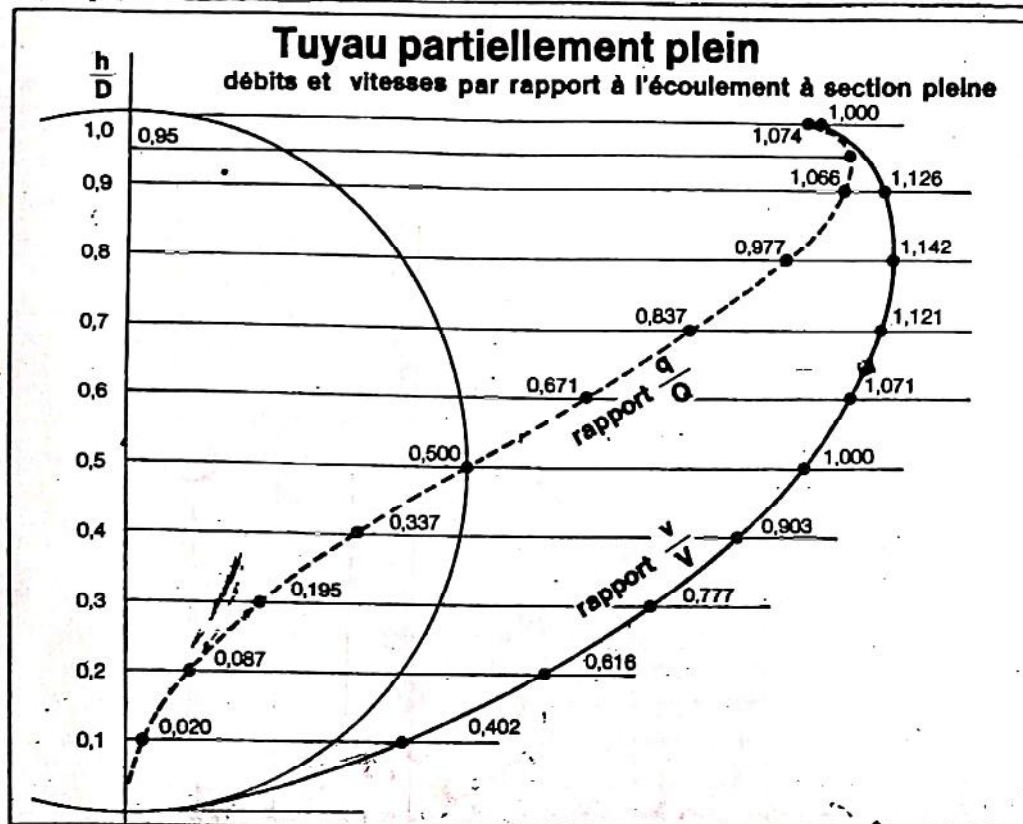
$d_{nom}$ (de la conduite) (mm)	$d_{ext}$ (m)	Hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m)												
		0,15	0,30	0,45	0,61	0,76	0,91	1,06	1,22	1,52	1,83	2,13	2,44	2,74*
300	0,40	5620	3090	2190	1610	1130	820	670	570	430	340	280	240	190
375	0,49	6310	3510	2590	1900	1340	980	800	670	520	420	340	280	240
450	0,58	6120	3880	2930	2170	1530	1120	920	770	590	480	390	330	280
525	0,67	5830	4200	3260	2410	1710	1250	1020	860	670	540	450	370	310
600	0,76	6100	4480	3570	2650	1890	1380	1130	950	740	590	490	420	360
675	0,85	5770	4370	3850	2870	2050	1500	1230	1040	830	650	540	450	390
750	0,94	5390	4210	4120	3080	2200	1600	1320	1120	880	710	580	490	420
900	1,12	4750	4180	4360	3470	2480	1830	1520	1280	1000	820	670	560	490
975	1,21	4480	3970	4240	3630	2620	1920	1600	1350	1060	860	710	610	520
1050	1,29	4260	3790	4120	3810	2740	2020	1680	1410	1120	910	760	640	550
1200	1,47	3850	3470	3900	3690	2960	2190	1830	1550	1220	1000	830	700	610
1350	1,65	3510	3200	3700	3510	3050	2350	1960	1670	1320	1090	910	770	650
1500	1,83	3230	2960	3650	3350	2920	2500	2080	1770	1410	1160	970	830	710
1650	2,01	2990	2750	3750	3210	2800	2440	2200	1870	1500	1240	1040	880	760
1800	2,19	2780	2570	3840	3260	2690	2340	2250	1980	1580	1310	1100	940	800
2100	2,54	2450	2290	4060	3410	2690	2170	2100	2020	1730	1430	1210	1030	890
2400	2,89	2190	2050	3590	3410	2800	2230	1980	1890	1860	1550	1310	1120	970
2550	3,07	2070	1960	3420	3260	2840	2280	2010	1850	1920	1590	1350	1160	1010
3000	3,61	1800	1710	3010	2870	2530	2200	2110	1900	2080	1740	1470	1280	1120
3300	3,96	1650	1580	2780	2680	2350	2050	1980	1920	2170	1810	1550	1340	1180
3600	4,32	1520	1460	2590	2480	2200	1930	1860	1800	2190	1900	1620	1400	1240

## ANNEXE 2

Table de distribution de  $\chi^2$  pour le M. Pearson  
 Valeurs de  $\chi^2$  ayant la probabilité  $P$  d'être dépassée

$P \backslash Y$	0,990	0,975	0,950	0,900	0,100	0,050	0,025	0,010	0,001
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,10	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,34	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,68	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

## ANNEXE 4

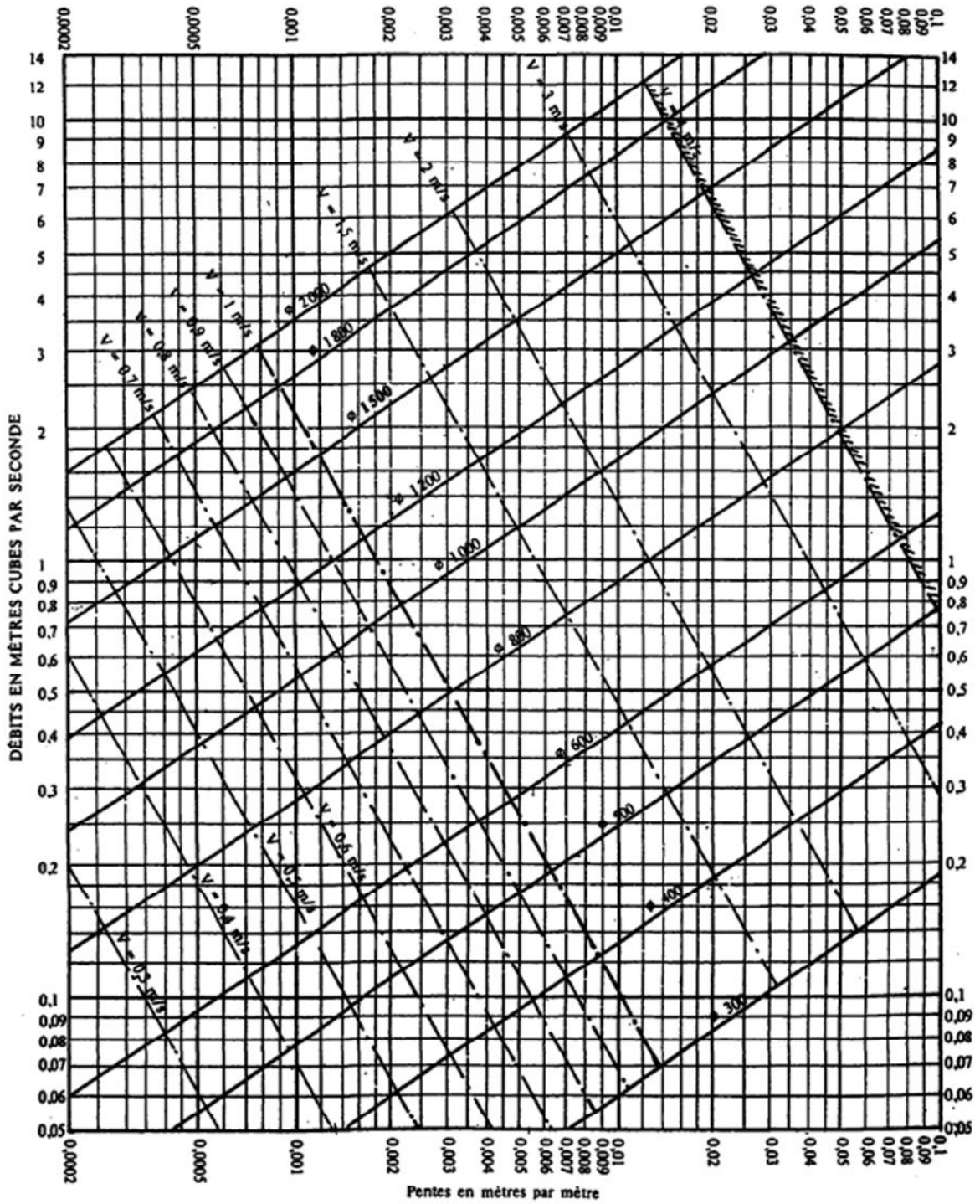


Remplissage partiel	Section mouillée	Périmètre mouillé	Vitesse d'écoulement	Débit
$h/D$	$s/S$	$p/P$	$v/V$	$q/Q$
0,00	0,00	0,00	0,000	0,00
0,05	0,0187	0,1435	0,257	0,0043
0,10	0,0521	0,2045	0,402	0,0209
0,15	0,0986	0,2528	0,507	0,0500
0,20	0,1420	0,2950	0,616	0,0875
0,25	0,1872	0,3333	0,690	0,1292
0,30	0,2520	0,3690	0,777	0,1958
0,35	0,3118	0,4028	0,834	0,2600
0,40	0,3730	0,4360	0,903	0,3370
0,45	0,4391	0,4683	0,949	0,4167
0,50	0,5000	0,5000	1,000	0,5000
0,60	0,6260	0,5640	1,071	0,6716
0,70	0,7350	0,6310	1,121	0,8372
0,75	0,8040	0,6665	1,135	0,9120
0,80	0,8570	0,7045	1,142	0,9776
0,85	0,9063	0,7528	1,138	1,0305
0,90	0,9475	0,7952	1,126	1,0659
0,95	0,9810	0,8560	1,097	1,0745
1,00	1,0000	1,0000	1,000	1,0000

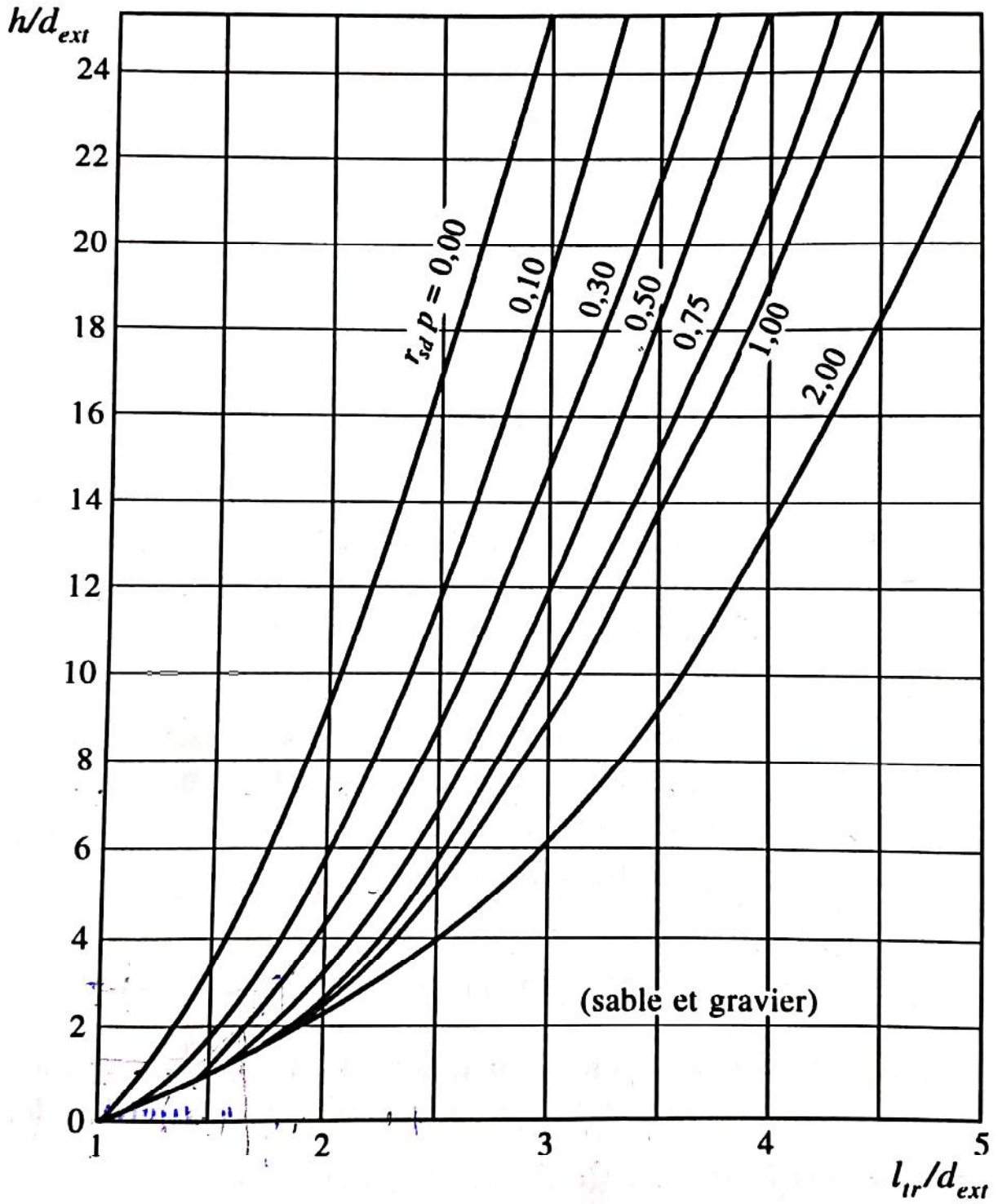
# ANNEXE 5

ABaque Ab. 4 a

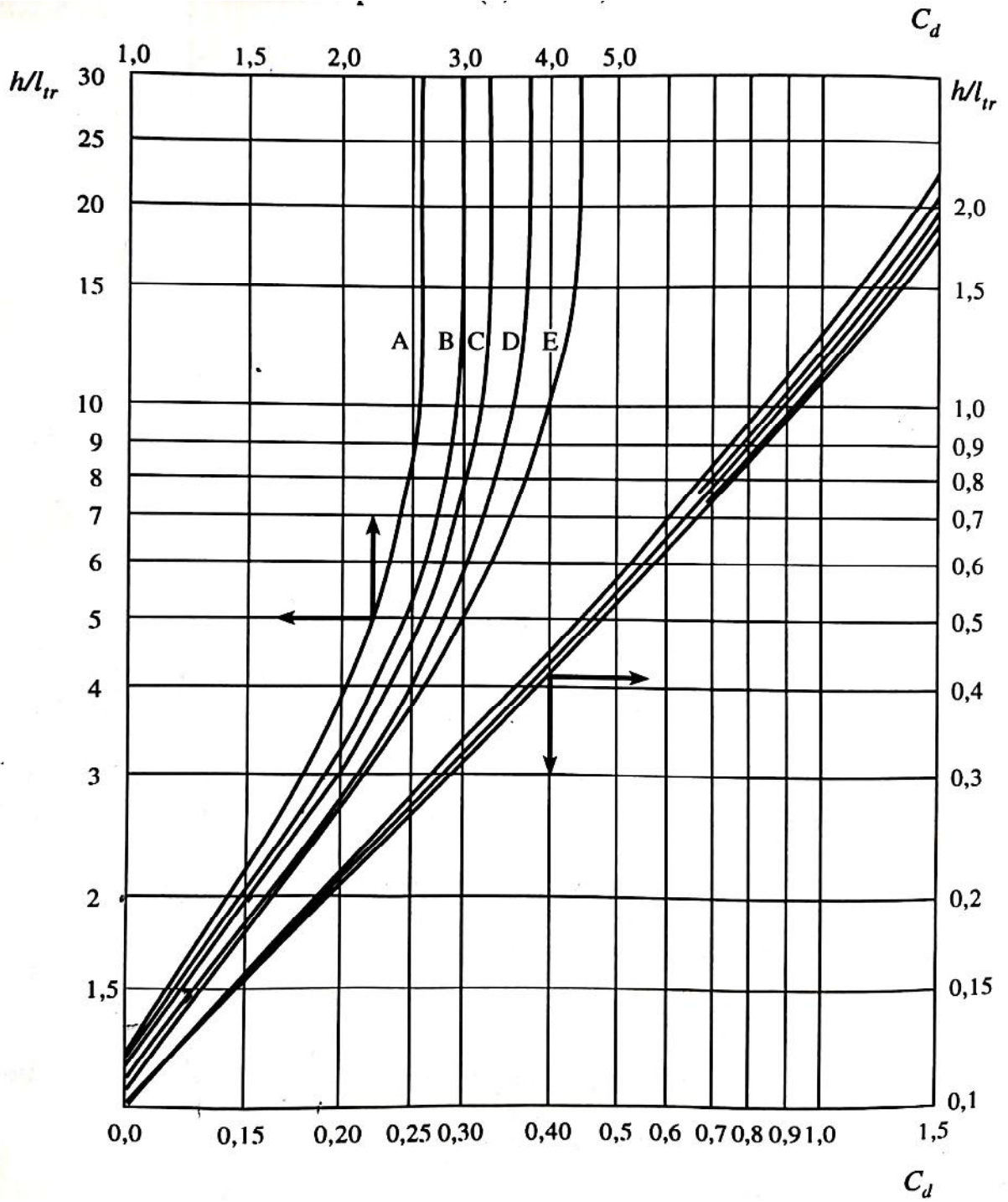
## RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



# ANNEXE 8



# ANNEXE 9

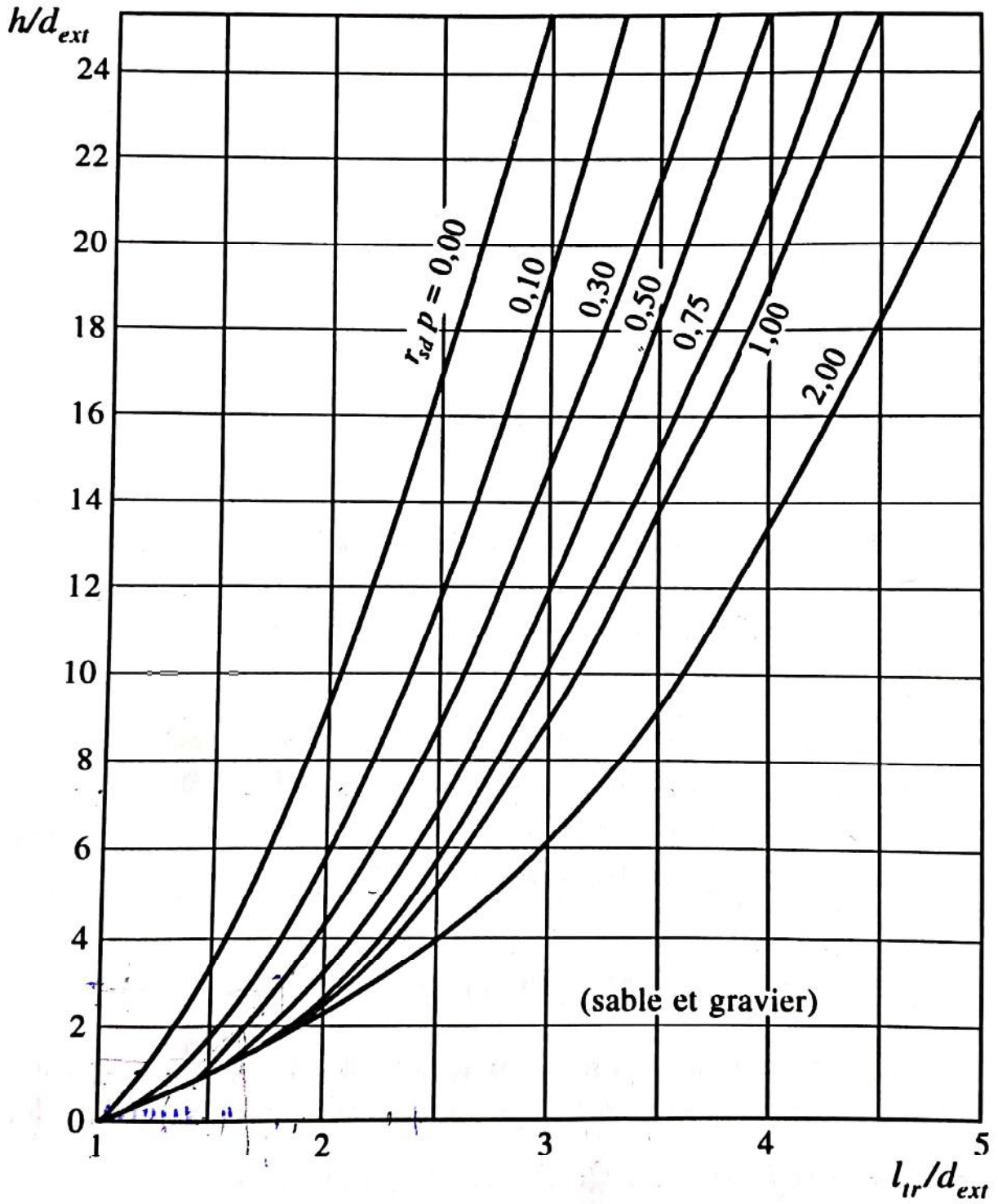


## ANNEXE 7

TABLEAU : POIDS ET SECTIONS DES BARRES.

DIAMÈTRE	POIDS DU MÈTRE (Kg)	Section en Centimètres Carrés des Barres									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.17	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.82
8	0.395	0.50	1.00	1.50	2.01	2.51	3.01	3.51	4.01	4.52	5.02
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.15	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.99	25.13	28.27	31.41
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.17	40.21	48.25	56.29	64.34	72.38	80.42
40	9.865	12.56	25.13	37.70	50.26	62.83	75.39	87.96	100.53	113.09	125.65

# ANNEXE 8



# ANNEXE 9

