

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Par : BOUDIA Anes

Sujet

Optimisation et simulation d'un réseau d'assainissement sous pression : diagnostic , modélisation et proposition d'amélioration .

Soutenu publiquement, devant le jury composé de :

Mr DEBBAL Mohammed Zakaria	Université de Tlemcen	Président
Mr BOUMEDIENE Maamar	Université de Tlemcen	Examineur
Mr TERKI HASSAINE Taha El amine	Université de Tlemcen	Encadreur
Mr BENMANSOUR Abdelhalim	Université de Tlemcen	Co-Encadreur

Année universitaire : **2024 /2025**

Remerciements

Je remercie Dieu le Tout-Puissant de m'avoir donné la santé et le courage nécessaires pour commencer et terminer ce mémoire.

Ce travail n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et le soutien de **Mr. TERKI HASSAINE Taha El Amine** et de **Mr. BENMANSOUR Abdelhalim** , Je les remercie sincèrement pour la qualité de leur encadrement, leur patience, leur sérieux et leur disponibilité tout au long de la préparation de ce mémoire.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à mes examinateurs : **Mr. DEBBAL Mohammed Zakaria** **Mr. BOUMEDIENE Mammar** , pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'évaluer ce travail.

Je remercie également tous les ingénieurs qui m'ont aidé à obtenir les données nécessaires, en particulier ceux de l'**URBAT**, de l'**ONA**.

Enfin, un grand merci à tous mes professeurs pour leur générosité, leur patience et leur soutien, malgré leurs nombreuses responsabilités.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ma famille, base solide de mon parcours, pour leur amour, leur patience et leur soutien de tous les jours.

À Fethallah, Yasser et Sanaa, pour leur présence, leurs encouragements et cette belle complicité qui me porte chaque jour.

Tessnim et Sohaib, qui sont ma source de joie et de motivation. Un sourire de vous suffit à rendre une journée plus légère.

Mes amis, toujours là dans les moments difficiles comme dans les belles réussites. Merci pour votre présence sincère.

À mon frère **Hamouda**, qui est absent, mais toujours présent dans mes pensées. Ton absence physique n'efface en rien ton importance.

Et enfin, à une personne que je ne nommerai pas, car certaines choses se murmurent à l'âme plus qu'elles ne s'écrivent... « **Éternel** ».

Résumé

Face aux enjeux croissants liés à la protection de l'environnement, la gestion durable des eaux usées s'impose comme une priorité afin de préserver les ressources naturelles et la santé publique. Le traitement préalable des rejets domestiques avant leur déversement dans le milieu naturel permet de limiter considérablement la pollution et de valoriser l'eau comme ressource.

Dans ce mémoire, nous avons étudié et dimensionné le réseau d'assainissement de la zone sud de Aïn El Houtz. L'objectif principal était de collecter les eaux usées provenant de deux points de rejet distincts et de les concentrer en un seul point de rejet. Ensuite, une station de pompage a été dimensionnée pour relever ces eaux usées vers une station de relevage déjà existante. Enfin, cette deuxième station assure le transfert des effluents vers la station d'épuration (STEP) d'Aïn El Houtz.

Pour mener à bien cette étude, nous avons utilisé les logiciels Autodesk Civil 3D, Caprari et Caldo, qui ont permis la modélisation du réseau, le dimensionnement des ouvrages ainsi que la sélection technique des équipements de pompage.

Ce travail s'inscrit pleinement dans une démarche de gestion efficace et durable des eaux usées, en contribuant à la réduction de la pollution urbaine et à la préservation du milieu naturel.

Mots clés : Assainissement, station de pompage, modélisation, Aïn El Houtz, STEP, eaux usées, durabilité, Caldo, Civil 3D, Caprari.

الملخص

نظرًا للتحديات المتزايدة المرتبطة بحماية البيئة، أصبحت الإدارة المستدامة لمياه الصرف أولوية من أجل الحفاظ على الموارد الطبيعية وصحة السكان. إن المعالجة المسبقة للتصريفات المنزلية قبل تصريفها في الوسط الطبيعي تساهم بشكل كبير في الحد من التلوث وتأمين المياه كمورد حيوي.

في هذا العمل، قمنا بدراسة وتصميم شبكة الصرف الصحي للمنطقة الجنوبية من عين الحوتز. وكان الهدف الرئيسي هو جمع مياه الصرف القادمة من نقطتي تصريف مختلفتين في نقطة تصريف واحدة. بعد ذلك، تم تصميم محطة ضخ من أجل رفع المياه العادمة نحو محطة ضخ أخرى موجودة مسبقًا. ثم تقوم هذه المحطة الثانية بضخ المياه نحو محطة التنقية (STEP) بعين الحوتز.

لتحقيق ذلك، استخدمنا برامج Autodesk Civil 3D و Caprari و Caldo، والتي مكنتنا من نمذجة الشبكة، وتصميم المنشآت، واختيار التجهيزات التقنية الخاصة بالضخ.

يندرج هذا العمل في إطار إدارة فعالة ومستدامة لمياه الصرف، ويساهم في الحد من التلوث الحضري وحماية الوسط الطبيعي.

الكلمات المفتاحية: الصرف الصحي، محطة ضخ، النمذجة، محطة التصفية، مياه الصرف، الاستدامة، Caldo،
Caprari، Autodesk Civil 3D

Abstract

Given the growing challenges related to environmental protection, the sustainable management of wastewater has become a priority in order to preserve natural resources and public health. Pre-treatment of domestic discharges before their release into the natural environment significantly reduces pollution and enhances water as a valuable resource.

In this study, we designed and analyzed the wastewater network of the southern area of Aïn El Houtz. The main goal was to collect wastewater from two separate discharge points into a single outlet. A pumping station was then sized to lift the wastewater to an already existing station, which in turn pumps the flow to the Aïn El Houtz wastewater treatment plant (WWTP).

To carry out this project, we used the Autodesk Civil 3D, Caprari, and Caldo software tools, which enabled us to model the network, design the infrastructures, and select appropriate pumping equipment.

This project fits within a sustainable and efficient approach to wastewater management, contributing to reducing urban pollution and preserving the natural environment.

Keywords: Wastewater, pumping station, modeling, Aïn El Houtz, WWTP, sustainability, Caldo, Civil 3D, Caprari, sewerage.

Liste des abréviations

AEP : Alimentation en Eau Potable

BEP : Bassin d'Écrêtement des Pluies

CAD : Conception Assistée par Ordinateur

CalDO : Logiciel de simulation des réseaux d'assainissement

Civil 3D : Logiciel Autodesk Civil 3D

H : Hauteur (totale, utile, manométrique)

HMT : Hauteur Manométrique Totale

KCW : Série de pompe Caprari

MNT : Modèle Numérique de Terrain

NPSH : Net Positive Suction Head (Hauteur Nette Positive d'Aspiration)

ONA : Office National de l'Assainissement

P : Puissance

PumpTutor : Logiciel de sélection de pompes (Caprari)

PVC : Polychlorure de Vinyle

Q : Débit

Re : Nombre de Reynolds

RH : Rapport de remplissage

RQ : Rapport des débits

Rv : Rapport des vitesses

SP : Station de Pompage ou Station de Relevage

SP1 / SP2 : Station de Pompage 1 / Station de Pompage 2

STEP : Station de Traitement des Eaux Usées

V_m : Volume mort

V_u : Volume utile

WWTP : Wastewater Treatment Plant (STEP)

ΔZ : Dénivelé (différence d'altitude)

ε : Rugosité équivalente

λ : Coefficient de perte de charge linéaire

SOMMAIRE

Introduction	3
1. Les Systèmes de Pompage	3
1.1 Généralités sur les pompes	3
1.2. Types de Pompes	3
1.2.1. Pompes Volumétriques.....	3
1.2.2 Pompes Turbopompes	8
1.3. Cavitation.....	11
1.4. NPSH.....	11
1.5. Montage des Pompes	13
Montage en série :	13
Montage en parallèle :	14
2. Les Réseaux d'Assainissement	14
2.1. Définition d'un réseau d'assainissement	14
2.2. Le choix de système d'assainissement	14
2.3. Types d'Assainissement	15
2.4. Le rôle du réseau d'assainissement	16
2.5. Le mode de fonctionnement du réseau	16
3. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement	16
3.1 Système unitaire	16
3.2 Système séparatif.....	17
3.3 Système mixte pseudo-séparatif	18
4. Schémas du réseau [21].....	19
4.1 Schéma perpendiculaire :.....	19
4.2 Schéma à déplacement latéral :	19
4.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :.....	19
4.4 Schéma à collecteur étagé :	19
4.5 Schéma typer radial :	19
5. Les ouvrages du réseau d'assainissement	20
5.1. Les Ouvrages Principaux.....	20
5.1.1 Canalisation	20
5.2 Les ouvrages annexes	24
Conclusion.....	27
Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D.....	29

1. Situation géographique de Tlemcen :	29
2. Situation géographique de la commun d'ain el houtz :	30
3. Formations geologiques de Tlemcen :	30
3.1. géologie de la commune d'Aïn El Houtz :	32
4. Présentation du logiciel AutoCAD Civil 3D :	33
4.1 Fonctionnalités d'AutoDesk Civil 3D :	33
4.2 Présentation de l'interface principale de Civil 3D.....	34
5. Création d'un réseau de canalisation 3D	39
5.1. Création de la surface topographique (MNT).....	39
5.2. Traçage du chemin du réseau (polyligne).....	40
5.3 Création du réseau de canalisation à partir d'un objet.....	40
5.4 Sélection des types de tuyaux et de regards	41
5.5 Génération automatique du profil en long	43
5.6 Affichage 3D du réseau	43
Conclusion :	44
Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement	45
1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :	45
2. Choix de la limite des sous bassins :	45
3.Evaluation des débits :	46
3.1 Calcul des besoins en eau :	46
3.2 Calcul des débits des eaux usées :	47
3.2.1 Débits d'eau usées domestiques :	47
4.Débits des eaux pluviales :	6
4.1 Procédures de dimensionnement du réseau (réseau unitaire) méthode rationnelle :	6
4.2 Calcul des paramètres du bassin versant :	66
4.2.1.Pente :	66
4.2.2.Coefficient de ruissellement :	66
4.2.3.Temps de concentration :	67
4.3.Calcul des caractéristiques d'une conduite :	72
4.3.1.Calcul du diamètre :	72
4.3.2.Vitesse à pleine section :	72
4.3.3.Débit à pleine section :	72
4.4.Calcul des rapports hydrauliques : rapport des débits (RQ) du rapport des vitesses (RV) et rapport de remplissage (RH):.....	72
5.Vérification les conditions d'auto-curage :	82

6.Profil en long:.....	85
7.Résultats et interprétations :	88
Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage.....	90
1.Les Stations de Pompage.....	90
1.1. Rôle des stations de pompage en assainissement	91
1.2. Différences entre Poste de Refoulement et Poste de Relèvement	92
1.3. Composition d'une Station de Pompage	92
1.3.1 Partie Génie civil :	92
1.3.2. Partie Equipement :	93
1.4. Les types de stations de pompage.....	94
1.4.1 Station à cale sèche :	94
1.4.2 Station immergée :	94
1.5 Caractéristiques des effluents en assainissement.....	95
2.Déversoir d'orage :	95
2.1 Types de déversoirs :	95
3.Branchements les deux rejets :	97
4.Dimensionnement de la station de relevage:.....	99
4.1. Détermination du débit à relever :	99
4.2. Calcul du débit déversé :	100
4.3. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement :	100
5.Calcul de l'installation de pompage :	101
6.Choix des pompes :	103
6.1 Détermination de la puissance de la pompe	107
6.2 Schéma des dimensions de la bêche d'eau par logiciel CAPRARI.....	107
6.3. Calcul du volume utile de bêche d'eau (Vu)	108
6.3.1 la hauteur utile :	109
6.4. Calcul le volume mort V_{mort}	110
6.4.1. La hauteur morte	110
6.5. Calcul de la hauteur de la station	110
6.5.1. La Hauteur totale de la bêche(H)	110
7. Dimensionnement de déversoir d'orage :	111
8.Présentation du logiciel CalDO :	111
9. Interprétation des résultats :	110

Listes des figures

Figure I.01 : Pompe à diaphragme.	4
Figure I.02 : Pompe à engrenage.	5
Figure I.03: Pompe péristaltique.	5
Figure I.04: Pompes à vis (cas à 2 vis).	6
Figure I.05 : Pompe à palette libre.....	6
Figure I.06: Pompe à palette flexible.	7
Figure I.07: Principe pompe à piston.	7
Figure I.08 : Type des roues de turbopompes.	8
Figure I.09 : Schéma d'une pompe centrifuge.	9
Figure I.10 : Entrée de la roue d'une pompe centrifuge.	11
Figure I.11 : Courbe d'évaluation de NPSH en fonction de débit (Q).	12
Figure I.12 : Groupement en série de deux pompes.	13
Figure I.13 : Groupement en parallèle de deux pompes.	14
Figure I.14 : Système d'assainissement unitaire.	17
Figure I.15 : Système d'assainissement séparatif 17	17
Figure I.16 : Système pseudo séparatif..... 18	18
Figure I.17 : Les différents types de schéma..... 19	19
Figure I.18 : Conduite en béton armé..... 20	20
Figure I.19 : Conduite en béton non armé 21	21
Figure I.20 : Tuyaux en PVC pour des conduites sous pression 21	21
Figure I.21 : Conduit coque ovoïde..... 22	22
Figure I.22 : Boite de branchement 24	24
Figure I.23 : Caniveaux..... 24	24
Figure I.24 : Les avaloirs 25	25
Figure I.25 : Représentation schématique d'un déversoir d'orage 26	26
Figure II.01 : Situation géographique de la wilaya Tlemcen 29	29
Figure II.02 : Situation géographique de la commun d'Ain Houtz 30	30
Figure II.03 : Carte géologique du groupement Tlemcen , Mansourah et Chetouane 32	32
Figure II.04 : L'espace de travail du logiciel Civil 3D..... 35	35
Figure II.05 : Le ruban du logiciel Civil 3D..... 36	36
Figure II.06 : La barre d'outils du logiciel Civil 3D..... 36	36

Figure II.07 : La zone de dessin et la ligne de commande du logiciel Civil 3D.....	37
Figure II.08 : Le toolspace du logiciel Civil 3D	38
Figure II.09: La barre d'état du logiciel Civil 3D.....	38
Figure II.10: Tableau de résultat (La fenêtre Panorama).....	39
Figure II.11: Présentation du surface MNT (modèle numérique de terrain)	40
Figure II.12 : Méthode de création du réseau de canalisation à partir d'un objet	41
Figure II.13 : Catalogue des canalisations	42
Figure II.14 : Catalogue des regards	42
Figure II.15 : Création du réseau de canalisation avec à la surface et à l'axe.....	43
-Figure II.16 : Visualisation 3D du réseau de canalisation	44
Figure III.01 : Plan de découpage en sous bassin versant de la zone d'étude (partie sud AIN EL HOUTZ).....	46
Figure III.02 : Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage	74
Figure III.03 : Schéma de profil en long du bassin versant N°01	89
Figure IV.01 : Elements constitutifs des stations de relevage.....	93
Figure IV.02 : Poste de refoulement et pose de relèvement	94
Figure IV.03 :Exemple de schéma d'une station de pompage.....	96
Figure IV.04 : Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan)	98
Figure IV.05 : Déversoir d'orage classique à seuil latéral biais	99
Figure IV.06 : Déversoir d'orage à double seuil latéral	99
Figure IV.07 : Déversoir d'orage avec ouverture du radier	100
Figure IV.08 : Courbe caractéristique des pompes	107
Figure IV.09 : Résumé des caractéristiques de la pompe (Dimension,caractéristique et courbe caractéristique) de la pompe.....	108
Figure IV.10 : Schéma de la pompe caprari (caractéristique techniques)	109
Figure IV.11 : Schéma de plan de la bêche d'eau	111
Figure IV.12 : Exemple de déversoir d'orage latéral à seuil long à crête basse avec entonnement.....	114
Figure IV.13 : L'interface du logiciel CalDO	115
Figure IV.14 : Données du collecteurs	116
-Figure IV.15 : Données du Déversoir	116

Figure IV.16 : Evolution des débits d'eau	119
Figure IV.17 : Evolution des vitesses.....	119
Figure IV.18 : Evolution du tirant d'eau	120

Listes des tableaux

Tableau III.01: calcul des besoins en eau	49
Tableau III.02: débit des eaux usées par segment du réseau.....	51
Tableau III.03: Coefficients de ruissellement relatifs à diverse surface et types D'occupation du sol.....	68
Tableau III.04: Paramètres des bassin versants	69
Tableau III.05: résultats du calcul des débits d'eau pluviale par tronçon du réseau	75
Tableau III.06: Résultats du calcul des diamètres des conduites par trançon du réseau	79
Tableau III.07: Résultats du calcul des condition d'auto curage par trançon du reseau	83
Tableau III.08: Résultats des paramètres du profil en long de la zone d'étude et l'emplacement des regards de chute	86
Tableau IV.01: Données caractéristiques de la pompe	106
Tableau IV.02: Les caractéristiques du collecteur amont et aval.....	117
Tableau IV.03: Les caractéristiques du déversoir optimal	117

Introduction générale

Avec l'urbanisation rapide et l'évolution des modes de vie, les besoins en infrastructures urbaines, notamment en matière d'approvisionnement en eau, connaissent une croissance exponentielle. Cette dynamique entraîne une augmentation significative de la consommation en eau, accompagnée d'un accroissement continu des volumes d'eaux usées et des charges polluantes rejetées dans l'environnement. Face à cette problématique, de nombreuses solutions techniques ont été développées dans le domaine de l'hydraulique urbaine, incluant les réseaux d'adduction d'eau potable et les systèmes d'assainissement.

L'assainissement urbain vise principalement à collecter et à acheminer les eaux usées, y compris les eaux pluviales, vers des installations de traitement, avant leur rejet dans le milieu naturel. Ce processus doit impérativement répondre aux normes de santé publique et aux exigences de protection de l'environnement.

Dans ce contexte, notre étude porte sur le dimensionnement d'un réseau d'assainissement pour la partie sud de la zone d'Aïn El Houtz, située dans le groupement urbain de Tlemcen. Actuellement, les eaux usées de cette zone sont directement rejetées dans le milieu naturel, sans traitement préalable. L'objectif du futur réseau est donc d'assurer une évacuation efficace et sécurisée de l'ensemble des eaux usées et pluviales, tout en respectant les contraintes environnementales et techniques.

Pour concevoir un système d'assainissement adapté, il est essentiel de disposer de données précises relatives à l'agglomération, telles que la topographie, la démographie, la géologie et la localisation géographique. L'analyse topographique de la zone d'étude a révélé l'impossibilité d'assurer un écoulement gravitaire vers la station d'épuration d'Aïn El Houtz. Par conséquent, nous avons proposé l'installation d'une station de relevage, permettant de transférer les effluents vers la STEP. De plus, un déversoir d'orage a été dimensionné en amont de la station pour assurer la gestion des eaux excédentaires.

Pour atteindre les objectifs fixés, notre travail a été structuré en quatre chapitres :

- Chapitre 1 : Présentation des notions fondamentales relatives à l'assainissement et aux différents systèmes de pompage ;
- Chapitre 2 : Description détaillée de la zone d'étude, accompagnée d'une présentation du logiciel Autodesk Civil 3D, utilisé pour la modélisation en trois dimensions du réseau ;

- Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau d'assainissement, incluant le calcul des paramètres hydrauliques (débits, diamètres, pentes, vitesses, etc.) ;
- Chapitre 4 : Étude et dimensionnement de la station de relevage et du déversoir d'orage associé.

Ce mémoire vise ainsi à apporter une contribution technique et pratique à l'amélioration du système d'assainissement de la zone sud d'Aïn El Houtz, dans une optique de durabilité et de respect de l'environnement.

Chapitre I :
Systemes de Pompage
et Réseaux
d'Assainissement

Introduction

L'assainissement est essentiel pour préserver la santé publique et l'environnement en évacuant efficacement les eaux usées afin d'éviter la pollution et les nuisances. Les réseaux d'assainissement assurent la collecte, le transport et le traitement des effluents, notamment grâce aux systèmes de pompage, indispensables lorsque l'écoulement gravitaire est insuffisant. Depuis l'Antiquité, l'acheminement de l'eau a évolué grâce aux avancées technologiques, des pompes mécaniques du XVIII^e siècle aux systèmes modernes optimisés. La conception et la gestion de ces infrastructures doivent tenir compte des contraintes hydrauliques et environnementales pour garantir leur efficacité et leur durabilité.

1. Les Systèmes de Pompage

1.1 Généralités sur les pompes

On appelle pompe du nom italien « pompa » toutes machines hydrauliques qui servent à déplacer les liquides d'une région de basse pression vers une région à grande pression. Son fonctionnement consiste à produire une différence de pression entre la région d'aspiration et la région de refoulement au moyen de l'organe actif (piston, roue, etc.) de la pompe. Du point de vue physique, la pompe transforme l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Les pompes autant que machines, sont les pièces maîtresses qui donnent la vie aux unités de pétrole et au gaz. Leur choix et leur installation doivent faire l'objet de soins tout particulier de la part des services d'études, de même leur entretien requiert une des spécialistes très qualifiées, afin qu'elles puissent assurer dans les meilleurs conditions un service continu pendant une longue durée.[1]

1.2. Types de Pompes

Il existe une grande variété de pompes, qui peuvent toutefois être regroupées en deux catégories principales : les pompes volumétriques et les turbopompes.

1.2.1. Pompes Volumétriques

Parmi les pompes volumétriques sont : les pompes à piston, à diaphragme, à noyau plongeur ...et les pompes rotatives telles les pompes à vis, à engrenages, à palettes, péristaltiques...lorsque le fluide véhiculé est un gaz, ces pompes sont appelées (compresseurs).

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

Une pompe volumétrique se compose d'un corps de pompe parfaitement clos à l'intérieur duquel se déplace un élément mobile rigoureusement ajusté. Leur fonctionnement repose sur le principe suivant :

- Exécution d'un mouvement cyclique
- Pendant un cycle, un volume déterminé de liquide pénètre dans un compartiment avant d'être refoulé à la fin.

Ce mouvement permet le déplacement du liquide entre l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement. [1]

• Pompe à diaphragme

Dans les pompes à diaphragme, appelées aussi pompes à membrane, le fluide n'entre pas en contact avec les éléments mobiles de la machine. Ces pompes sont donc bien adaptées au pompage des liquides corrosifs ou et chargés de particules solides. [1]

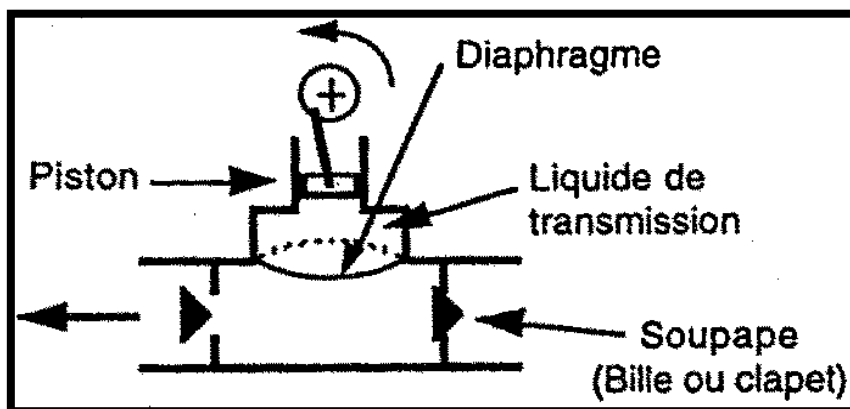


Figure I.01 : Pompe à diaphragme.[2]

• Pompe à engrenage

Deux pignons tournent en sens inverse dans un carter. Le fluide situé entre les dents et la paroi du carter est contraint d'avancer au cours du retour, tandis qu'au centre, le contact permanent entre les deux pignons empêche le retour du fluide vers l'amont malgré la différence de pression et le déplacement des dents qui se fait en direction de l'entrée. [1]

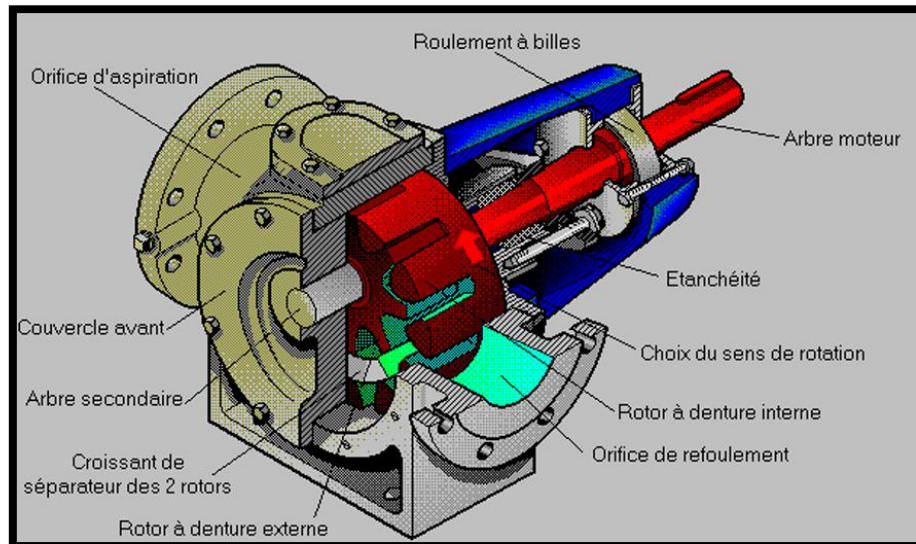


Figure I.01 : Pompe à engrenage.[3]

• Pompes péristaltiques

Son principe de fonctionnement est plutôt simple : un tuyau souple est écrasé par des galets, le fluide est alors repoussé sans turbulence, ni cisaillement. Il n'y a pas non plus de contact entre le fluide et les pompes mécaniques. Son débit est limité à des valeurs de l'ordre de 60 à 80 m³/h. par contre, le rendement est de 100% et elle est la pompe doseuse par excellence. [1]

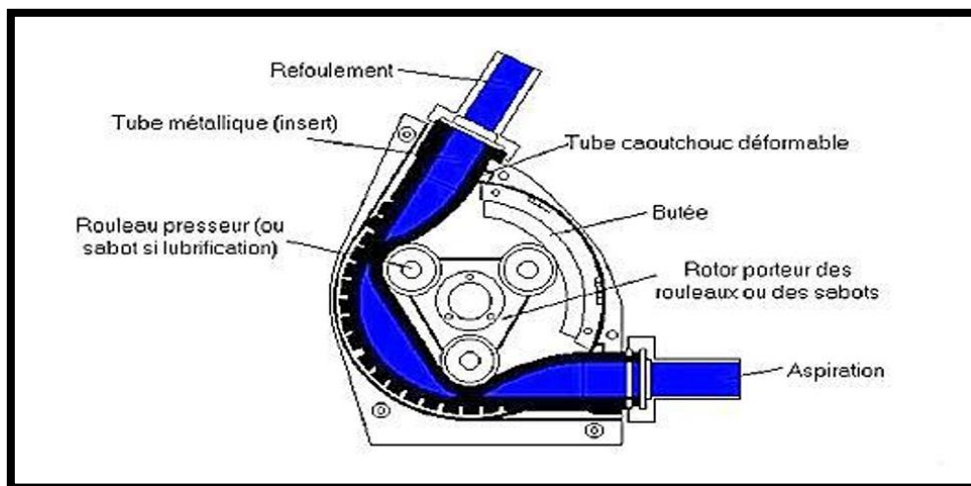


Figure I.02: Pompe péristaltique.[1]

• Pompes à vis

Elles sont formées de deux ou trois vis suivant les modèles. Dans le cas d'une pompe à trois vis, la vis centrale seule est motrice, les deux autres sont entraînées par la première. Dans le cas d'une pompe à deux vis, celles-ci sont souvent toutes deux entraînées par un jeu de pignons

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

extérieurs (figure I.04). Ces pompes peuvent tourner vite de pignons extérieurs. Ces pompes peuvent tourner vite (3 000 tr/min). Elles sont silencieuses et permettent d'atteindre des pressions assez élevées (100 bar). Par contre, elles n'admettent pas de particules solides.[3]

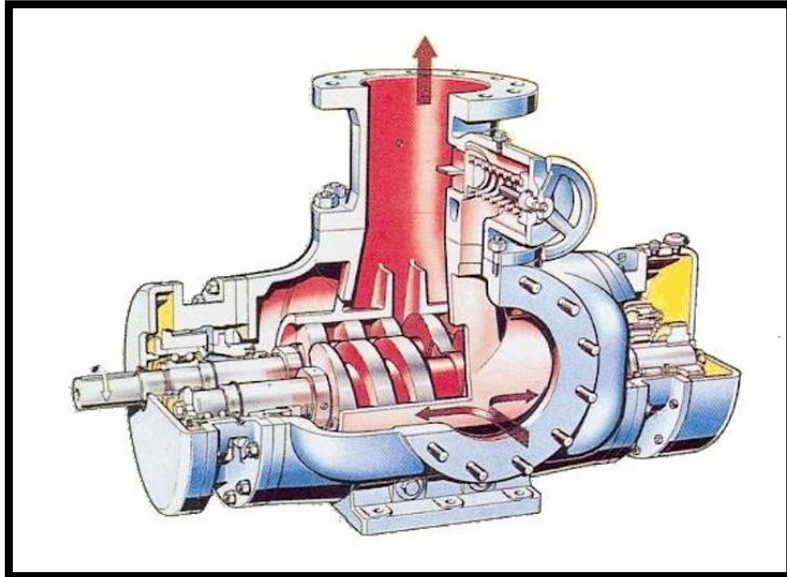


Figure I.03: Pompes à vis (cas à 2 vis).[3]

- **Pompes à palettes**

On a deux types de pompes à palette

1. Pompes à palettes libre

Un corp cylindrique fixe communique avec les orifices d'aspiration et de refoulement. A l'intérieur se trouve un cylindre plein, le rotor, tangent intérieur au corps de la pompe et dont l'axe est excentré par rapport à celui du corps. [1]

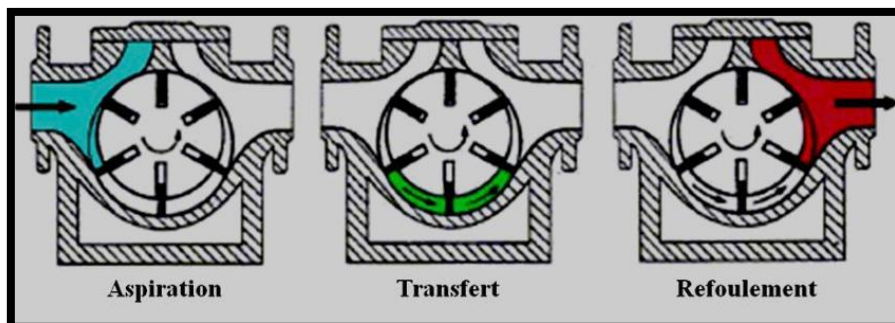


Figure I.04 : Pompe à palette libre. [3]

2. Pompes à palettes flexibles

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

L'ensemble rotor palettes est en élastomère. Il entraîne le liquide jusqu'au refoulement où les palettes sont fléchies par la plaque de compression et permettent l'expulsion du liquide. Comme toutes les pompes à palettes, ces pompes n'entraînent ni brassage, ni laminage, ni émulsion du produit. Elles peuvent également pomper des particules solides. Les caractéristiques, débit, vitesse, pression sont sensiblement identiques aux précédents.[1]

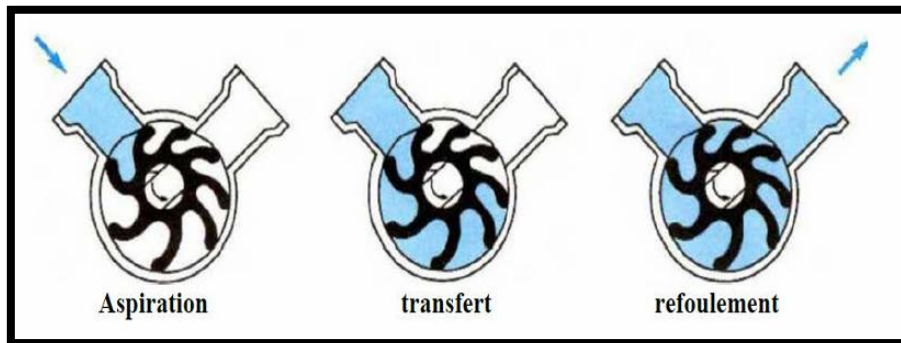


Figure I.05: Pompe à palette flexible.[1]

• Pompe à piston

Ces machines ont un fonctionnement alternatif et nécessitent un jeu de soupapes ou de clapet pour obtenir tantôt l'aspiration du fluide, tantôt le refoulement. Le principal défaut de cette machine est de donner un débit pulsé et par suite des coups de pression, qu'on peut atténuer grâce à un pot anti bélièr sur la conduite de refoulement.

Les pompes à piston sont robustes et ont de bons rendements au-dessus d'une certaine taille, elles peuvent être utilisées comme pompes doseuses. [1]

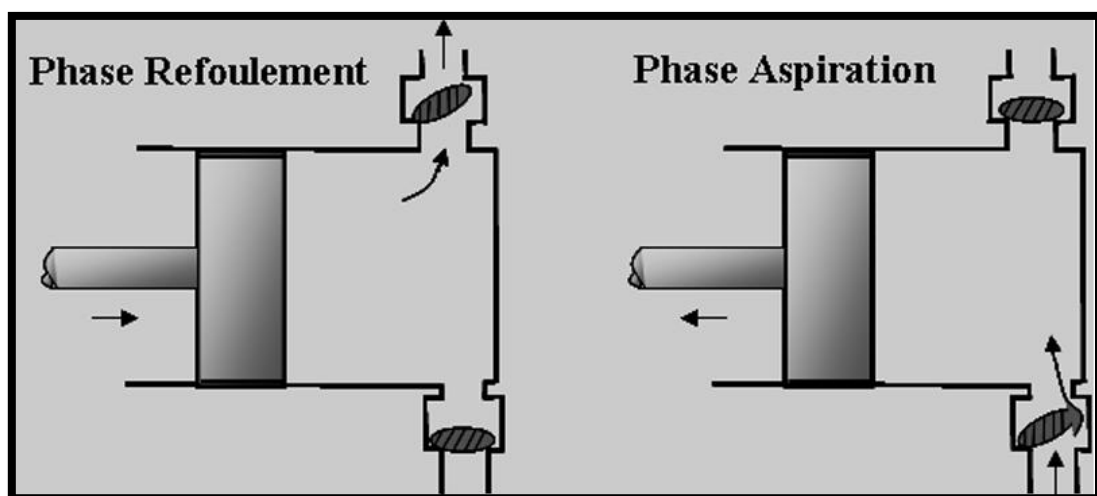


Figure I.06: Principe pompe à piston.[3]

1.2.2 Pompes Turbopompes

Les pompes hydrodynamiques sont de construction très simple : en version de base, elles sont essentiellement constituées d'une pièce en rotation, le rotor appelé aussi roue ou hélice qui tourne dans un carter appelé corps de pompe. Une certaine vitesse est ainsi communiquée au fluide. La différence entre les pompes centrifuge hélico centrifuge et à hélice porte essentiellement sur la direction de la vitesse donnée au fluide. Elle peut être classifiée comme suit : [1]

- Selon la trajectoire du fluide

a) A écoulement radial : pompes centrifuges (Fig.I.8)

b) A écoulement diagonal : pompe à hélico centrifuges (Fig.I.8)

c) A écoulement axial : pompes axiales ou pompes à hélices (Fig.I.8).

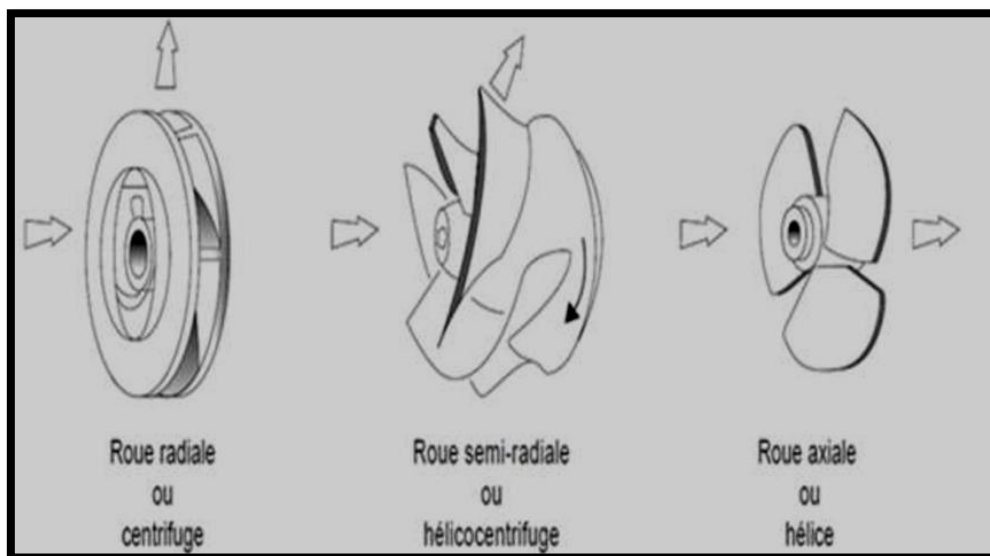


Figure I.07 : Type des roues de turbopompes.[3]

- Selon le nombre d'étage :

a) Monocellulaire : avec une seule roue sur l'arbre.

b) Multicellulaire : avec plusieurs roues sur l'arbre déposées en série.

- Selon la disposition de l'axe de la pompe :

a) Pompe à vertical.

b) Pompe à horizontal.

• Pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont composées d'une roue à aubes qui tourne autour de son axe, d'un stator constitué au centre d'un distributeur qui dirige le fluide de manière adéquate à l'entrée de la roue, et d'un collecteur en forme de spirale disposé en sortie de la roue appelé volute.

Le fluide arrivant par l'ouïe est dirigé vers la roue en rotation qui sous l'effet de la force centrifuge lui communique de l'énergie cinétique. Cette énergie cinétique est transformée en énergie de pression dans la volute.

Un diffuseur à la périphérie de la roue permet d'optimiser le flux sortant et ainsi de limiter les pertes d'énergie (Figure I.09).[4]

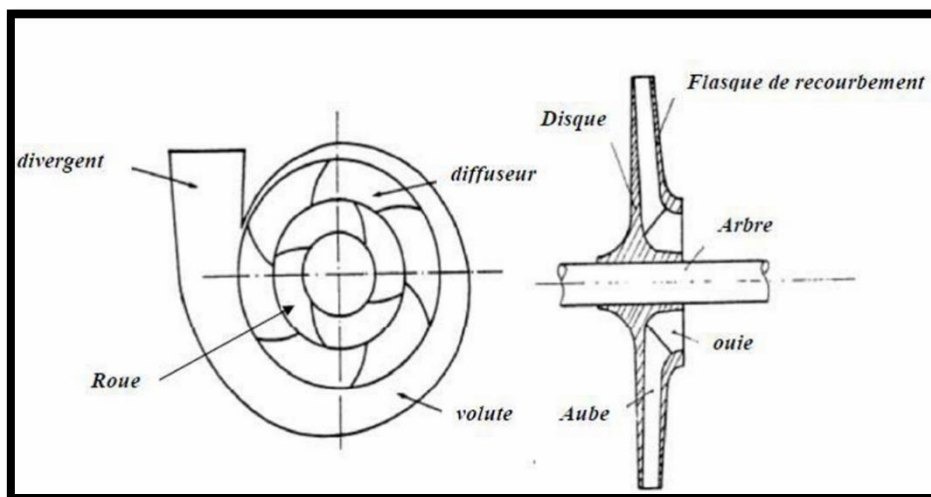


Figure I.08 : Schéma d'une pompe centrifuge.[4]

i- Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge [5]

On peut décomposer le fonctionnement en trois étapes

a) L'aspiration

Le liquide est aspiré au centre du rotor à travers une ouverture appelée distributeur, dont la fonction est d'acheminer le fluide depuis la conduite d'aspiration jusqu'à l'entrée du rotor. Une fois la pompe amorcée, c'est-à-dire remplie de liquide, la vitesse du fluide augmentant à l'entrée de la roue entraîne une diminution de la pression au niveau de l'ouïe. Cela génère ainsi un effet d'aspiration qui maintient l'amorçage de la pompe.

b) L'accélération

Le rotor convertit l'énergie mécanique transmise par l'arbre de la machine en énergie cinétique. À sa sortie, le fluide est projeté dans la volute, dont le rôle est de collecter le liquide et de le canaliser vers la section de sortie.

c) Le refoulement

Dans la zone d'élargissement située en sortie, qui agit comme un diffuseur, la vitesse du fluide diminue, favorisant ainsi une augmentation de la pression. L'énergie cinétique du liquide est alors convertie en énergie de pression au niveau du diffuseur.

ii. Caractéristiques générales des pompes centrifuges [6]

A) Le Débit

Le débit Qv fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps. Il s'exprime en mètres cubes par seconde (m³/s) ou plus pratiquement en mètres cubes par heure (m³ /h). [6]

B) La Hauteur manométrique

On appelle Hauteur manométrique H_{MT} d'une pompe, l'énergie fournie par la pompe à l'unité de poids du liquide qui la traverse. Si H_{TA} est la charge totale du fluide à l'orifice d'aspiration et H_{TR} la charge totale du fluide à l'orifice de refoulement, la hauteur manométrique de la pompe est : $H_{MT}=H_{TA} - H_{TR}$

C) Le rendement et la puissance

Le rendement (η) d'une pompe est le rapport de la puissance utile P (puissance hydraulique) communiquée au liquide pompé à la puissance absorbée P_{ab} par la pompe (en bout d'arbre) ou par le groupe (aux bornes du moteur). Si Qv est le débit volume du fluide, ρ sa masse volumique et HMT la hauteur manométrique de la pompe, la puissance P et le rendement η sont respectivement donnés par les équations suivantes :

$$P = \rho . g . H . Qv \dots\dots\dots(I.1)$$

$$\eta = \frac{Qv . \rho . g . H}{P_{ab}} \dots\dots\dots(I.2)$$

Avec P_{ab} : La puissance absorbée par la pompe

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

Le rendement de la pompe varie avec le débit et passe par un maximum pour le débit nominal autour duquel la pompe doit être utilisée. [6]

1.3. Cavitation

La cavitation est un phénomène physique affectant les liquides. Il s'agit d'une ébullition locale de liquide contenu dans une pompe en raison d'une baisse de la pression statique. Généralement, cette faible pression est la conséquence d'une augmentation locale de la vitesse d'écoulement. [7]

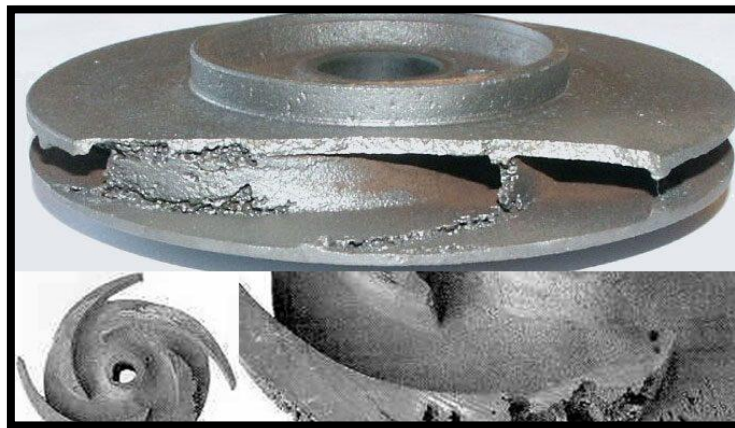


Figure I.9 : Entrée de la roue d'une pompe centrifuge.[8]

Les effets de la cavitation :

- Apparition d'un bruit ;
- Chute des performances des équipements ;
- Vibration ;
- Phénomène d'érosion.[7]

1.4. NPSH

Est l'abréviation de Net Positive Section Head (Hauteur Nette Positive d'Aspiration). N.P.S.H est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe. [7]

Donnée par :

$$NPSH = \frac{P - P_v}{\rho \cdot g} + H_c - \Delta H \quad \text{Cas de fonctionnement en charge (I.3)}$$

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

$$NPSH = \frac{P - P_v}{\rho \cdot g} - H_a - \Delta H \quad \text{Cas de fonctionnement en aspiration (I.4)}$$

Avec :

P : pression totale à l'entrée de la pompe ;

P_v : pression vapeur saturée ;

H_c : la hauteur géométrique d'une pompe en charge ;

H_a : la hauteur géométrique d'une pompe en aspiration ;

ΔH : perte de charge totale.

• N.P.S.H disponible :

équivalent à la réserve totale de pression au-dessus de la tension de vapeur du produit du liquide aspiré par la pompe. Cette notion résume les données de l'installation qui ont une influence sur la hauteur de l'aspiration de la pompe. Il suffit de connaître la valeur de N.P.S.H disp pour pouvoir garantir un fonctionnement idéal de l'installation de pompage.

$$N.P.S.H \text{ disp} = P - P_v \dots\dots\dots(I.5)$$

• N.P.S.H requis :

il dépend seulement des caractéristiques de la pompe, il varie en fonction du débit et de la vitesse de rotation de chaque pompe. Il est toujours positif et indépendant de la nature de fluide transféré. [7]

Pour éviter le phénomène de cavitation, il faut que :

$$N.P.S.H \text{ disp} > N.P.S.H \text{ req} \dots\dots\dots(I.6)$$

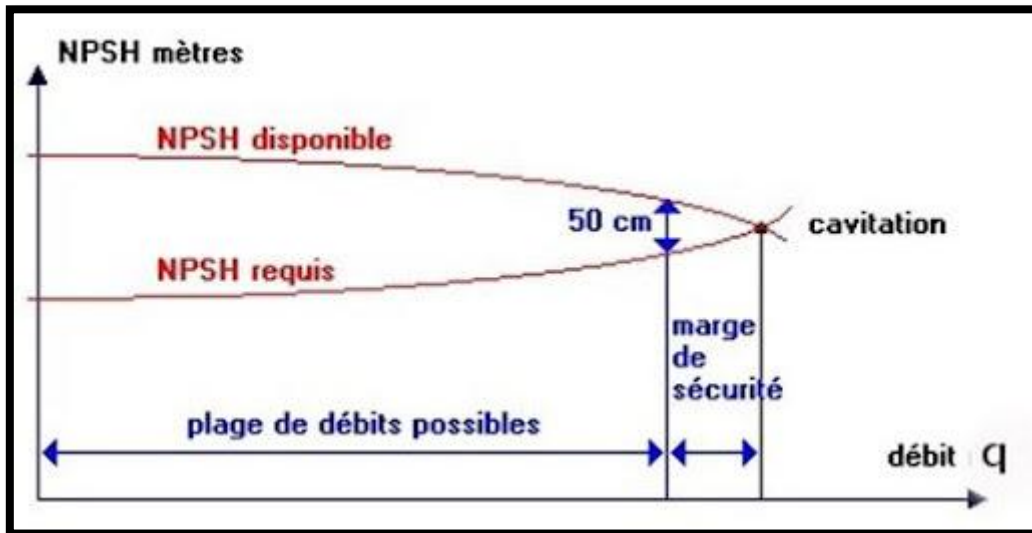


Figure I.10 : Courbe d'évaluation de NPSH en fonction de débit (Q).[9]

1.5. Montage des Pompes

Pour obtenir des valeurs maximales soit pour le débit, soit pour la pression, deux types de montages peuvent être réalisés :

Montage en série :

Dans ce type de configuration, les pompes sont installées successivement, l'une après l'autre. Ce montage permet d'additionner les hauteurs manométriques de refoulement, tandis que le débit traversant l'ensemble des pompes reste inchangé. Il est important de noter que la pression à la sortie de la première pompe correspond à la pression d'entrée de la pompe suivante, ce qui permet d'atteindre des pressions plus élevées à la sortie finale du système. Ce type de montage est particulièrement adapté aux applications nécessitant un pompage sur de grandes hauteurs ou un accroissement significatif de la pression.

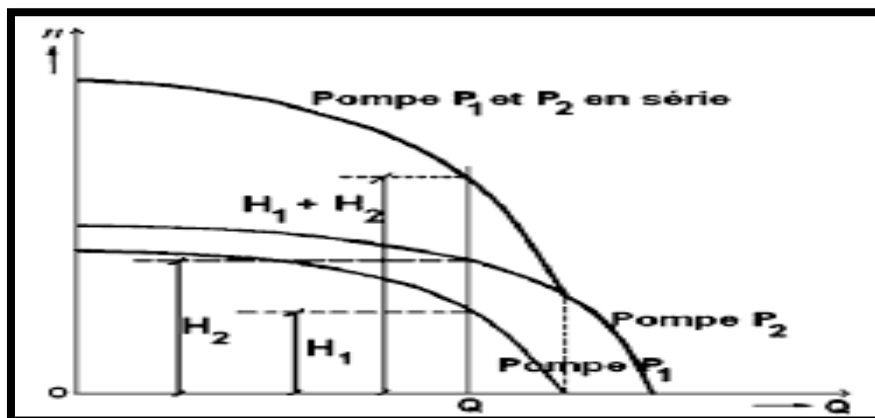


Figure I.11 : Groupement en série de deux pompes. [10]

Montage en parallèle :

Dans cette configuration, les pompes sont disposées de manière à fonctionner simultanément avec une même pression d'aspiration et une même pression de refoulement. Ce montage permet d'additionner les débits des différentes pompes, ce qui le rend particulièrement adapté aux situations nécessitant un débit élevé. Il est généralement utilisé lorsque les pertes de charge du réseau sont faibles, garantissant ainsi une distribution efficace du fluide sans augmentation excessive de la pression.

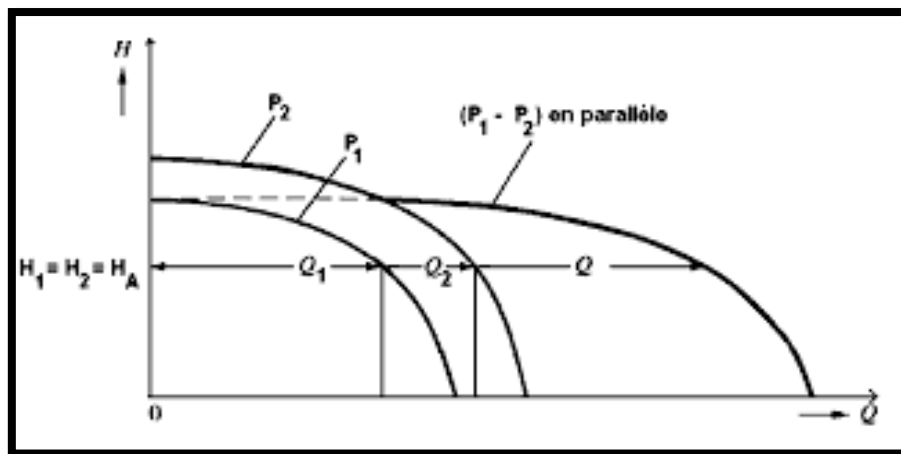


Figure I.12 : Groupement en parallèle de deux pompes. [10]

2. Les Réseaux d'Assainissement

2.1. Définition d'un réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement est un ensemble de canalisations et d'équipements construits pour récupérer les eaux usées et de pluie d'une ville, de maisons ou d'un terrain privé, avant de les envoyer vers une station de traitement. Son but principal est de protéger la santé des personnes en empêchant la diffusion des maladies liées à l'eau et d'assurer l'évacuation des eaux usées.

2.2. Le choix de système d'assainissement

Le choix de tel ou tel système, de telle ou telle configuration de réseau, doit prendre en considération les objectifs suivants :

- évacuer le plus rapidement possible les eaux usées urbaines vers la station afin de faciliter leur traitement .
- tenir compte des perspectives de développement de l'agglomération.
- respecter la qualité des rejets dans le milieu naturel.

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

- tenir compte des contraintes techniques : topographie, pluviométrie, type d'habitat, imperméabilisation des sols, protection contre les inondations, etc... .
- tenir compte des conditions d'exploitation qui peuvent être rendues difficiles, par exemple, par le choix d'une pente insuffisante.[14]

2.3. Types d'Assainissement

Il existe deux types d'assainissement pour les particuliers : l'assainissement collectif, aussi appelé tout-à-l'égout, et l'assainissement individuel, connu sous le nom d'assainissement non collectif. Le choix entre ces systèmes dépend du plan d'assainissement en place pour la zone concernée.

Il existe aussi un autre type d'assainissement, moins répandu : l'assainissement semi-collectif.

- **L'assainissement non collectif**

L'assainissement non collectif concerne les habitations qui ne sont pas reliées à un réseau public d'assainissement. Ce système repose généralement sur des installations autonomes comme les fosses septiques, couramment utilisées en milieu rural ou dans les zones où le raccordement au tout-à-l'égout est impossible.

Cependant, un mauvais entretien de ces installations peut présenter des risques pour la santé et l'environnement. C'est pourquoi elles doivent être contrôlées régulièrement par les services publics d'eau et d'assainissement, et faire l'objet d'interventions si nécessaire. [15]

- **L'assainissement collectif**

L'assainissement collectif repose sur un réseau de collecte qui achemine les eaux usées vers une station d'épuration, où elles sont traitées avant d'être rejetées dans le milieu naturel. Ce système, largement utilisé en milieu urbain, garantit une gestion efficace des eaux usées grâce à des infrastructures adaptées, comprenant les canalisations de collecte et les unités de traitement. [15]

- **L'assainissement semi-collectif**

Également appelé système à petits diamètres, l'assainissement semi-collectif constitue une solution intermédiaire entre l'assainissement autonome et collectif. Il repose sur un système d'évacuation des eaux usées où les eaux domestiques passent d'abord par des fosses septiques étanches.

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

Dans ces fosses, les matières organiques subissent une fermentation anaérobie, ce qui permet de transformer une partie des déchets en boues tandis que les particules solides se déposent par décantation. L'eau ainsi pré-filtrée, débarrassée des déchets solides, est ensuite dirigée vers un réseau de petites canalisations qui l'achemine jusqu'à un exutoire.

Cependant, en raison du diamètre réduit des conduites, ce système peut être sensible aux obstructions si des particules solides y pénètrent accidentellement, ce qui peut entraîner des dysfonctionnements. Malgré ses nombreux avantages, cette technologie reste encore peu connue et peu exploitée dans certaines régions. [15]

2.4. Le rôle du réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement constitue une pratique d'assainissement des villes. Les finalités associées à cet ouvrage sont donc déterminées par les « besoins en assainissement » de chaque époque, qui évoluent dans le temps suivant les mutations depuis sa naissance, le réseau d'égouts joue trois rôles

- La lutte contre les inondations.
- La protection de la santé publique.
- La protection de l'environnement. [16]

2.5. Le mode de fonctionnement du réseau

Le transport des eaux par la technique du réseau se fait, en général, par voie gravitaire (une certaine pente des collecteurs est donc nécessaire). L'eau est utilisée pour la propagation des matières solides (ce qui présuppose l'utilisation de W.C. à chasse d'eau pour l'évacuation des excréta). Cependant des stations de relèvement ou de refoulement sont souvent mises en place dans des cas spéciaux (terrains plats, terrains accidentés). Aussi, des réseaux sous pression ou à dépression sont utilisés dans des cas de terrains très plats et difficiles à assainir. [16]

3. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement

On distingue généralement deux types de systèmes d'évacuation pour l'assainissement :

3.1 Système unitaire

Son principe consiste à utiliser une seule conduite pour évacuer les eaux pluviales et usées. L'avantage de ce système est la réduction du coût de réalisation, ne nécessite qu'un seul branchement et le débit pluvial produit un "effet de chasse" dans la canalisation. Les inconvénients de ce système sont le partage des eaux qui vont vers la station d'épuration ou

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

vers le milieu récepteur (ouvrage d'orage), la gêne de fonctionnement de la station d'épuration par l'arrivée d'un mélange d'eau de diverses origines et ayant une composition différente, le milieu naturel peut être pollué par le mélange d'eau pluviale et usée. [17]

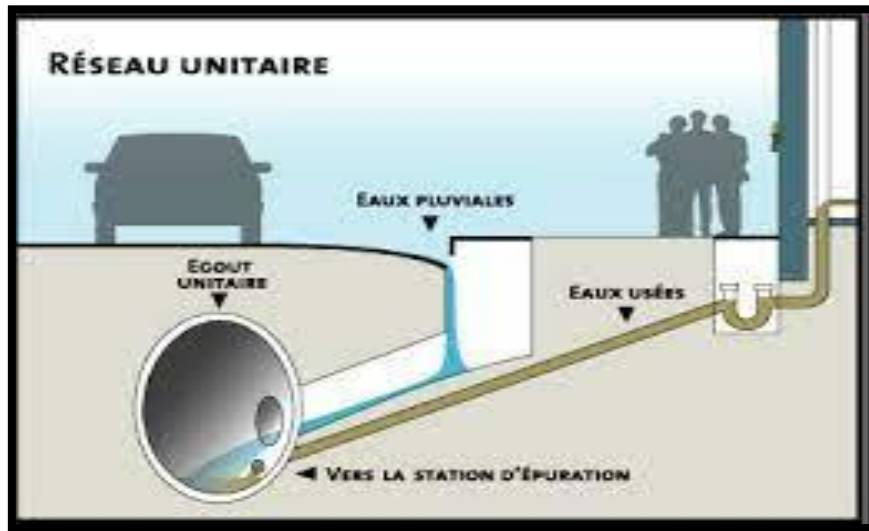


Figure I.14 : Système d'assainissement unitaire.[18]

3.2 Système séparatif

Ce système comprend deux réseaux : un réseau pluvial et un réseau pour les eaux usées. Dans ce cas, les immeubles doivent disposer d'un double système d'évacuation, l'un destiné à l'écoulement des eaux de toitures, l'autre à celui des eaux usées proprement dites. Ce système est plus favorable si la population est dispersée et lorsque les eaux de ruissellement peuvent être évacuées dans une large mesure, par voie superficielle. L'inconvénient de ce système est qu'en milieu rural les eaux de ruissellement des voiries sont fortement polluées, on a un risque de contamination des cours d'eau et aussi le coût de réalisation est très élevé.[17]

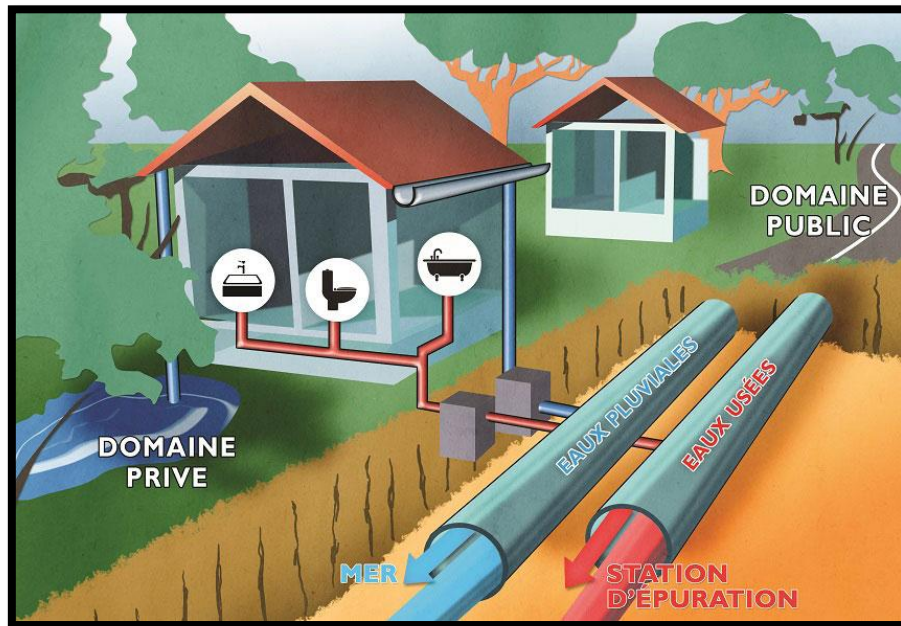


Figure I.15 : Système d'assainissement séparatif.[19]

3.3 Système mixte pseudo-séparatif

Dans ce système, une part des eaux pluviales provenant de la voirie est rejetée directement dans le milieu naturel au moyen de caniveaux et de fossés. L'autre part, provenant des toitures et des cours intérieures, est raccordée au réseau des eaux usées.[14]

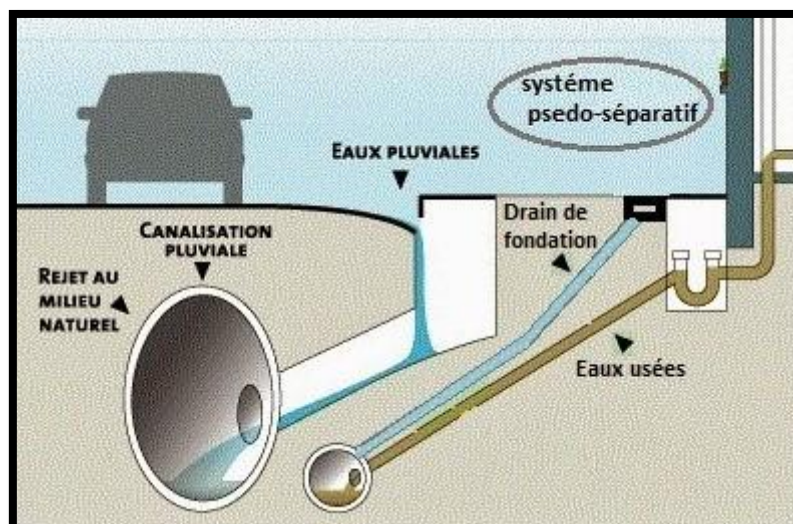


Figure I.16 : Système pseudo séparatif.[20]

4. Schémas du réseau [21]

Les réseaux d'assainissement fonctionnent surtout grâce à la gravité. Leur organisation peut varier selon le système utilisé, mais ils suivent généralement l'un des modèles suivants :

4.1 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.

4.2 Schéma à 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.

4.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quant celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

4.4 Schéma à collecteur étagé :

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

4.5 Schéma typer radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

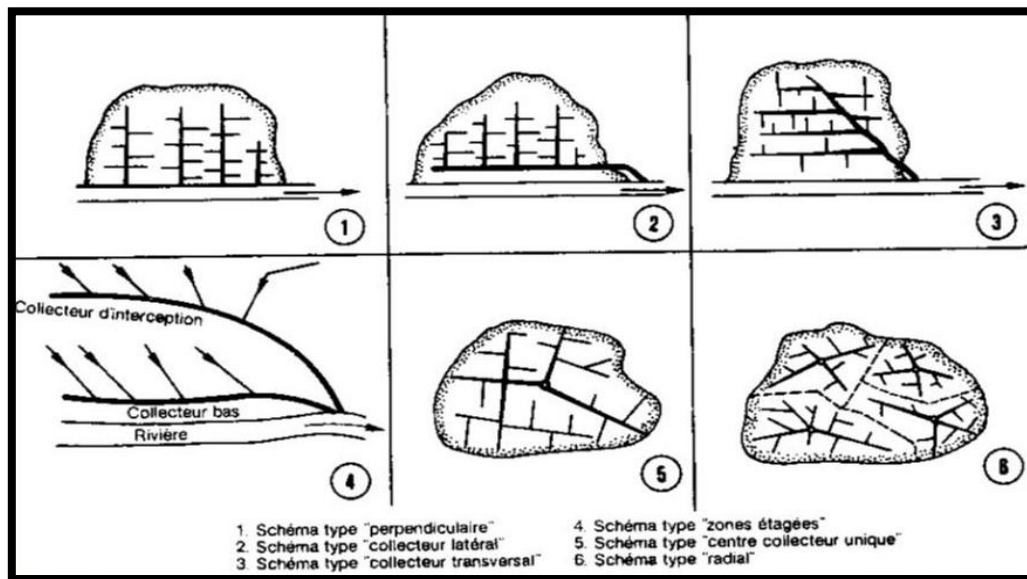


Figure I.17: Les différents types de schéma [22]

5. Les ouvrages du réseau d'assainissement

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

5.1. Les Ouvrages Principaux

Correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

5.1.1 Canalisation

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

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination. [17]

- **Conduites en béton armé**

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures : La première est formée des barres droites appelées génératrices. La

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 150 mm. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m. [17]



Figure I.18 : Conduite en béton armé. [23]

- **Conduites en béton non armé**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. [15]



Figure I.19 : Conduite en béton non armé. [24]

- **Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié**

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m. [15]



Figure I.20 : Tuyaux en PVC pour des conduites sous pression [25]

- **Les conduites ovoïdes**

Ceux sont des conduites de forme parabolique évasées, fermées à leur partie supérieure. Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quel que soit le débit. Un autre intérêt de cette forme de conduites est de permettre un accès relativement facile au réseau.

Certaines conduites possèdent des cuvettes uniquement (sorte de canaux à petite section) d'autres de section plus importante possèdent des cuvettes et banquettes.

Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800 mm de diamètres (problème d'auto-curage). la longueur utile de ces conduites est au minimum de 1 m, et peuvent être présentés soit en béton armé ou en béton non armé. [15]



Figure I.21 : conduite coque ovoïde [26]

i. Choix du type de canalisation

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

- Pentes du terrain.
- Diamètres utilisés.
- La nature du sol traversé.
- La nature chimique des eaux usées.
- Efforts extérieurs dus au remblai. [15]

5.1.2 joints

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur). Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser [27] :

- **Joint type ROCLA :**

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures, Ce joint est valable pour tous les diamètres.

- **Joint à demi-emboîtement :**

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables .Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée, Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

- **Joint à collet :**

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.[27]

5.2 Les ouvrages annexes

ce sont les ouvrages qui permettent l'exploitation correcte et rationnelle du réseau (regard, déversoir d'orage etc.)

- **Les regards**

Les regards sont les ouvrages du génie civil, disposés aux nœuds du réseau, à chaque changement de direction, de pente et à la jonction de canalisations.

Ils peuvent être disposés sous la chaussée ou sous le trottoir. Il existe plusieurs types de regards, les plus importants sont:

- Les regards de visite : ils sont placés tous les 40 ou 50 mètres, ils permettent le contrôle de l'état du réseau
- Les regards de ventilation : il sert à ventiler le réseau pour éviter la fermentation et assurer le dégagement gazeux
- Le regard de chute : il ramène les vitesses d'écoulement à des valeurs acceptables voisines de 4 m/s et satisfait les conditions du relief.
- Le regard de chasse : il sert à chasser les dépôts dans le cas où la vitesse d'écoulement serait faible.[28]

- **Les boîtes de branchement**

Elles assurent le raccordement des canalisations intérieures collectant des eaux vannes et ménagères avec le réseau implanté sous le trottoir.[28]

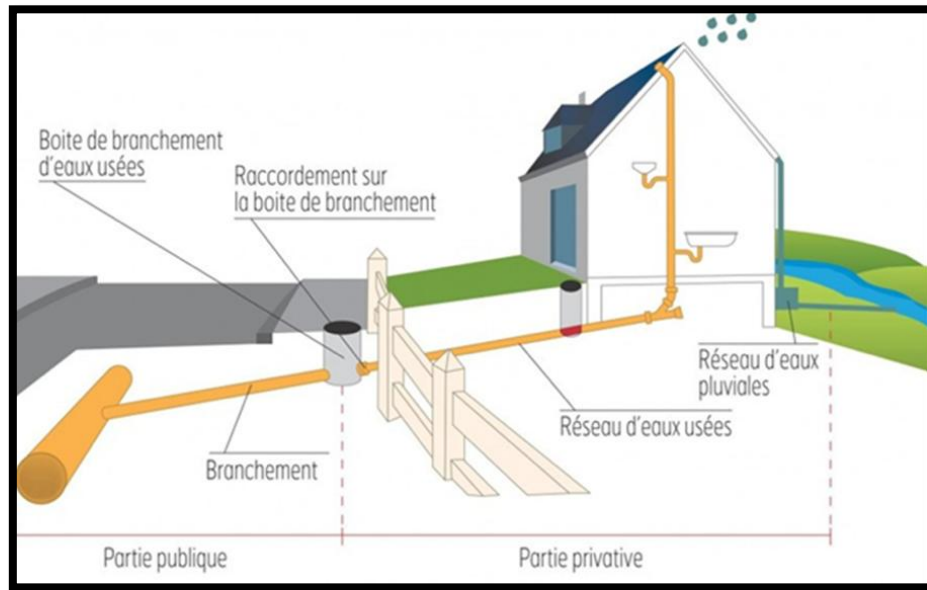


Figure I.22 : Boite de branchement [29]

- **Les caniveaux**

Ce sont des canaux disposés sur le sol entre le trottoir et la chaussée, ils sont destinés à acheminer les eaux de ruissellement vers les avaloirs [28]



Figure I.23 : Caniveaux [30]

- **Les avaloirs**

Les avaloirs interceptent les eaux de ruissellement et les dirigent vers le réseau, ils sont munis de grille en générale. Ce sont des petites ouvertures sur le sol ou latérales aux trottoirs qui débouchent dans les regards.[28]

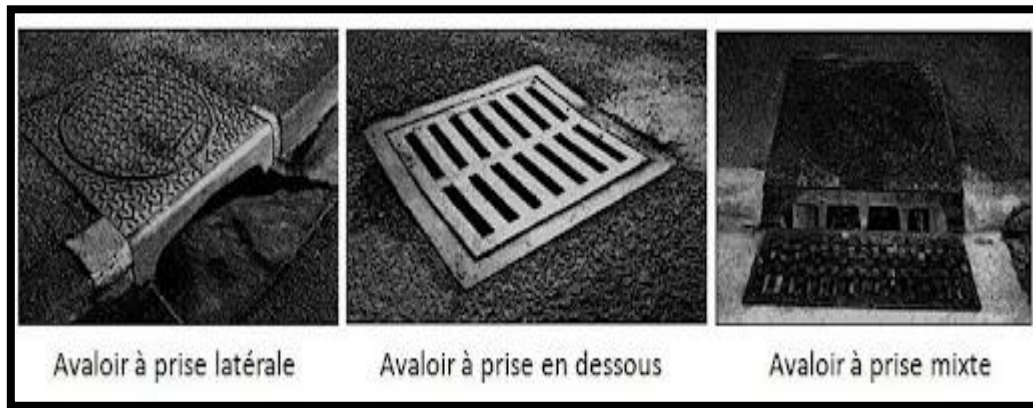


Figure I.24 : Les avaloirs [31]

- **Le siphon**

Les siphons servent à réaliser le franchissement des obstacles (voies ferrées, cours d'eau, canaux, etc.....). Le siphon a pour but la liaison de deux ouvrages à écoulement libre ou à pente séparée par des obstacles. [28]

- **Déversoirs d'orages**

Les déversoirs d'orages sont destinés à évacuer, en cas d'orages, le débit supplémentaire transitant dans les collecteurs. Ces ouvrages acheminent directement les eaux vers le milieu naturel. En outre, la station d'épuration ne peut accepter qu'un débit d'eau concentré équivalent aux maximums de 3 à 4 fois par temps sec.

Un déversoir est par conséquent, un ouvrage conçu à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eau pluviale de façon à réagir sur l'économie des projets en réduisant les dimensions du réseau aval. On distingue plusieurs types des déversoirs :

- Les déversoirs à seuil latéral.
- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs avec ouverture du fond.
- Les déversoirs siphonides.
- Les déversoirs automatiques. [32]

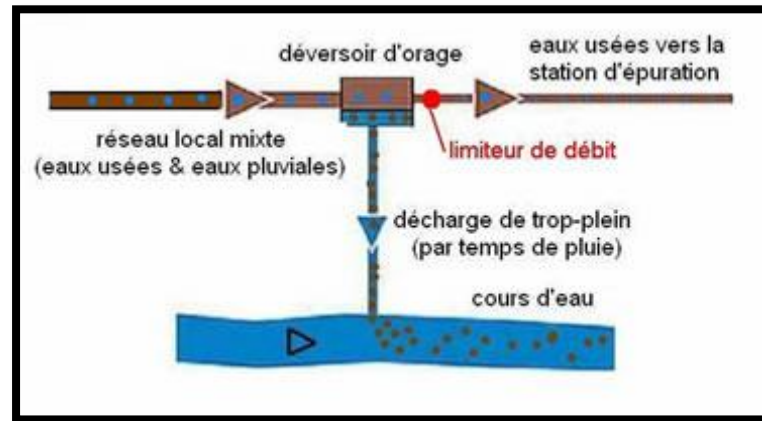


Figure I.25 : Représentation schématique d'un déversoir d'orage. [15]

- **Ouvrages de stockage [32]**

A) Bassin d'orage ou bassin de pollution

Ouvrage intercalé sur le réseau ayant pour objectif de limiter les rejets en polluants dans le milieu récepteur. Il répond à un objectif de qualité du milieu récepteur.

B) Bassin de retenue

Ouvrage intercalé sur le réseau ayant pour objectif d'empêcher en cas de forte pluie le débordement du réseau et les inondations des propriétés riveraines. Il répond à un objectif purement hydraulique.

Conclusion

Les systèmes de pompage et les réseaux d'assainissement jouent un rôle crucial dans la gestion des eaux usées et la protection de l'environnement en milieu urbain. L'assainissement urbain est non seulement lié à l'hygiène publique, mais aussi aux concepts modernes d'urbanisme. Ainsi, pour assurer une gestion efficace des eaux usées, l'assainissement collectif se révèle être la meilleure solution. Ce système permet de garantir une distribution homogène des services tout en préservant la qualité du milieu récepteur et en évitant les risques d'inondation, notamment lors de fortes pluies.

Par ailleurs, les stations de pompage, essentielles dans les réseaux d'assainissement, permettent de surmonter les obstacles topographiques et d'assurer un écoulement efficace des effluents, en

Chapitre I : Systèmes de Pompage et Réseaux d'Assainissement

particulier lorsque des dénivelés importants existent. Ces stations, équipées de dispositifs de filtrage et de dessablage, contribuent à protéger les équipements hydroélectriques et à optimiser le fonctionnement des réseaux.

En somme, la réalisation d'un système d'assainissement efficace et fiable nécessite une bonne planification et une gestion technique appropriée. L'utilisation d'outils modernes tels que le système d'information géographique est indispensable pour optimiser ces réseaux et faciliter la prise de décisions. La combinaison de pompage et d'assainissement collectif constitue ainsi une solution essentielle pour assurer une gestion durable des eaux usées et un environnement urbain sain.

Chapitre II :
Présentation de la
région d'étude et du
logiciel civil 3D

Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D

Dans le cadre de cette étude, il est essentiel de bien cerner le contexte géographique et technique dans lequel s'inscrit notre travail. Ce chapitre est ainsi consacré à la présentation de la zone d'étude, à savoir Aïn El Houtz, une localité relevant de la wilaya de Tlemcen. Nous aborderons ses caractéristiques physiques, topographiques et urbaines, afin de mieux comprendre les enjeux liés à l'aménagement et à l'optimisation de ses infrastructures.

Parallèlement, ce chapitre introduit le logiciel Autodesk Civil 3D, un outil incontournable dans le domaine du génie civil et de l'hydraulique urbaine. Ce logiciel permet la modélisation, l'analyse et la conception de projets liés aux réseaux d'assainissement, à la voirie, au terrassement et à la topographie.

1. Situation géographique de Tlemcen :

La Wilaya de Tlemcen s'étend sur une superficie de 9017,69 Km².

La Wilaya de Tlemcen occupe une position de choix au sein de l'ensemble national. Wilaya, à la fois frontalière et côtière, elle est limitée géographiquement au Nord par la mer méditerranéenne, au Nord- Est par la Wilaya d'Ain Temouchent, à l'Est par la Wilaya de Sidi Bel-Abbes, à l'Ouest par le Maroc et au Sud par la Wilaya de Naâma. La Wilaya, même si elle dispose d'une base industrielle large et diversifiée, présente un aspect agricole très prononcé. [33]



Figure II.01 : Situation géographique de la wilaya Tlemcen .[Google map]

2. Situation géographique de la commun d'ain el houtz :

Ain El Houtz, est une ancienne agglomération de petite taille d'une surface de 76.55 Ha , qui est en fait une urbanisation, en majorité de type rurale, avec quelques petites extensions planifiées. Sa forme allongée et effilée, dans le sens Sud Nord obéit aux contraintes du site, qui dirigent sa forme, car nous avons à l'Ouest la zone montagneuse boisée et constituée de roches durs (calcaire blanc), et à l'Est la zone agricole fertile à protéger.[34]

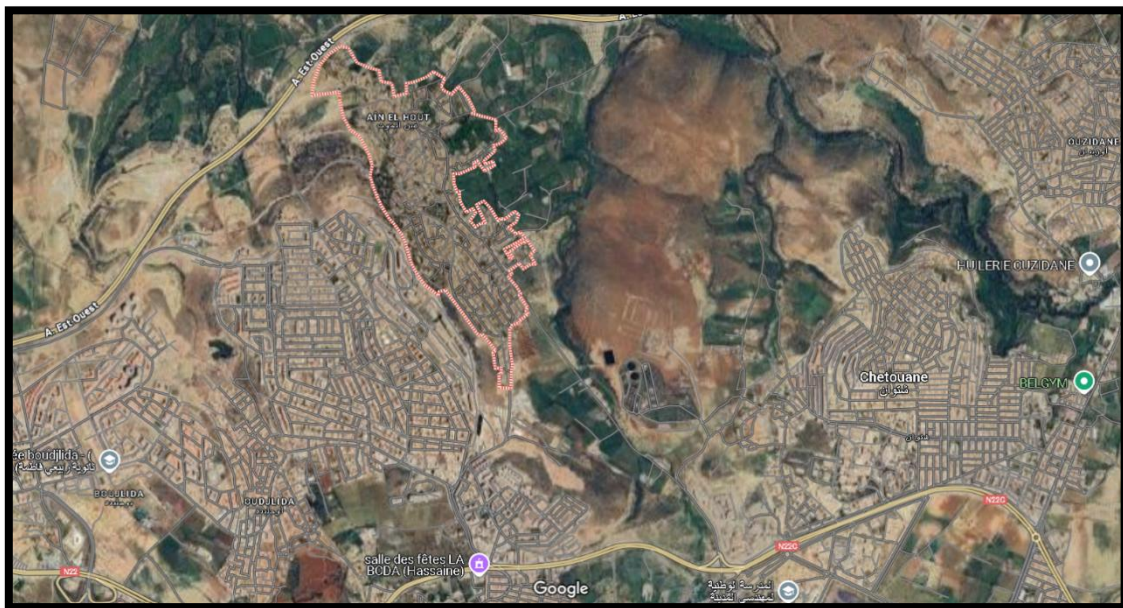


Figure II.02 : Situation géographique de la commun d'ain el houtz .[Google map]

3. Formations géologiques de Tlemcen :

Le comportement du substrat du groupement en matière de construction est conditionner par deux formations géologiques cela constitue la zone de contact entre ces dernières qui sont assez tendre au nord ou elle sont principalement constitué par les marnes des bassins marins du miocène et d'autre bien plus résistante au sud constituée de calcaire et de dolomies jurassique des monts de Tlemcen .le contact entre les deux et située au niveau du groupement ce qui lui dois la complexité de sa géologie et ses implications sur l'urbanisation .

Les tufs calcaires : ils sont développés auprès des grandes sources qui émergent des dolomies et calcaires du Kimméridgien notamment au niveau d'El Kalâa et du plateaux LallaSetti.

- **Eboulis et dépôts de pente** : Ils sont constitués le plus souvent par les éléments de désagrégation des dolomies et calcaires du Kimméridgien et de grès du saquanins. Ils sont le plus souvent réponsus aux piémonts immédiats des monts de Tlemcen.
- **Alluvions** : Ce sont des matériaux grossiers, caillouteux et limoneux, ont les rencontres dans les fonds de vallées du groupement et des dépôts de ruissellement.
- **Les travertins** : Ils constituent des puissants dépôts disposés en terrasses et s'avancant en hautes falaises notamment au niveau du plateau de LallaSetti. Leur épaisseur peut dépasser les 60 mètres. Ces dépôts proviennent de la dissolution interne des massifs calcaires dolomitique, témoignent de l'importance des résurgences.
- **Les grès tortoniens** : Ce sont des grès fissurés jaune avec par endroits de minces poussées marneuses. Les grès sont assez durs, mal limités. Localement ce tortonien peut avoir des faciès différents représentés par des argiles plus ou moins sableuses, ce qui explique la complexité géologique de la ville de Tlemcen. Et c'est justement au niveau de ces smectites ou argiles gonflantes par excellence, qu'un grand nombre de désordre géotechnique de la ville sont enregistré, dues aux tassements et aux retraits. Gonflement surtout pendant les dernières décennies de sécheresse. L'épaisseur de cette formation varie de 20 à 30 mètres.
- **Les marnes et grès hélévétiens** : Ils sont assez répandus au niveau du groupement puisqu'ils occupent une grande partie de la plaine de Chetouane et SafSaf, la zone Nord de la ZHUN champ de tir (cité des sinistrés, 500 logements...) et la zone Nord Ouest limitant la ZHUN d'El Kiffane jusqu'à la rocade. Cette formation est constituée d'une épaisse série de marnes à texture très fine et coulante en surface au sein de laquelle de nombreux bancs décimétriques de grès friables jaunes. Leur puissance peut atteindre les 100 mètres, ce qui rend la construction problématique dans ces zones en raison notamment des glissements qui peuvent se produire.
- **Les marno calcaires de « Raourai (Kimméridgien)** : Il s'agit d'alternance de marnes grise verdâtre ou blanchâtre et de calcaire marneux durs. En fait, c'est une formation plutôt calcaire que marneuse. Son épaisseur est en moyenne de 40 m. Cette formation est particulièrement bien développée sur le Djebel Tefatiss et à la limite Ouest du Groupement au niveau de la ZHUN champ Tir, Djebel Ain el Hout et El Hadid au Nord de Chetouane.
- **Les dolomies de Tlemcen (Kimméridgien)** : Elles sont assez largement répandues dans le groupement puisqu'elles affleurent au Djebel Tefatiss et, Ain El Hout et

Boudjlida. Ce sont des cavités remplies de calcites très dures. L'épaisseur de cette formation est impressionnante puisqu'elle peut atteindre les 300 mètres.

- **Calcaires bleu (Kimméridgien) :** Il s'agit de calcaire bleu à grandes géodes de calcite en bancs épais (1 m à 1,40 m) séparés par des minces intercalations de calcaires marneux. Leur épaisseur atteint les 25 mètres. La tectonique joue un grand rôle dans l'hydrogéologie de la région puisque les nombreuses failles et diaclases existantes dans la zone ont haché les massifs calcaire dolomitiques et ont permis le développement de la karstification en profondeur qui favorise l'emménagement de la ressource en eau. [36]

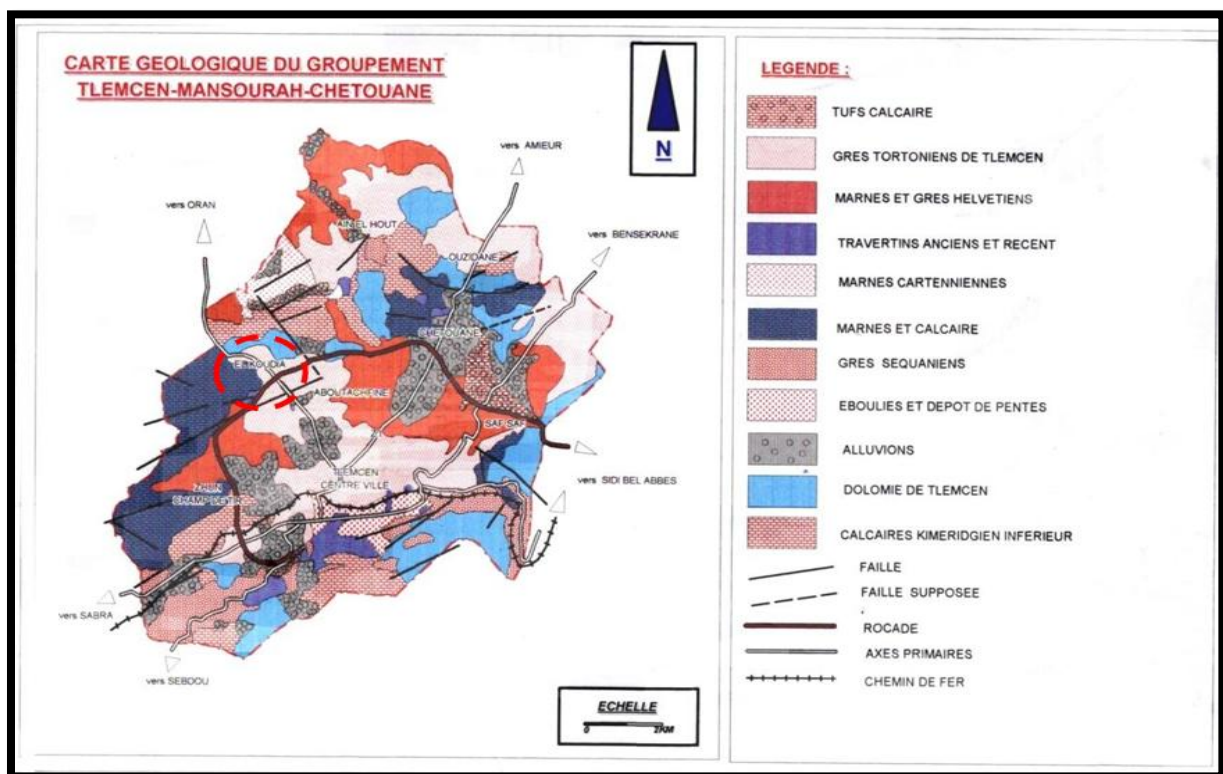


Figure II.03 : Carte géologique du groupement Tlemcen, Mansourah et Chetouane [37]

3.1. géologie de la commune d'Aïn El Houtz :

D'après la carte (figure II.03), La commune d'Aïn El Houtz se situe dans une zone géologiquement contrastée au nord du groupement Tlemcen–Mansourah–Chetouane, avec une structure influencée à la fois par les formations jurassiques et néogènes. Les principales formations géologiques présentes sont :

a) Dolomies de Tlemcen (en violet sur la carte) :

- Roche calcaire très dure, typique du Kimméridgien (Jurassique supérieur).
- Particulièrement karstifiée : elle favorise la circulation souterraine de l'eau.
- Elle confère à la région une forte potentialité hydrogéologique (sources, résurgences...).

b) Grès tortoniens de Tlemcen (en rouge vif) :

- Formations plus récentes (Miocène supérieur).
- Roche plus meuble et fissurée, de nature sableuse, localement marneuse.
- Moins stable géotechniquement, surtout en contexte de construction.

c) Marnes et calcaires (bleu foncé) au sud de la commune :

- Formation mixte, souvent argileuse, avec faible perméabilité.
- Source potentielle de glissements de terrain si forte pente ou mauvais drainage.

d) Présence de failles :

- Plusieurs failles actives et supposées traversent la zone (lignes noires).
- Elles compliquent le sous-sol et favorisent la karstification, mais posent aussi des risques géotechniques (instabilités).

4. Présentation du logiciel AutoCAD Civil 3D :

AutoCAD Civil 3D est un logiciel de documentation et conception des infrastructures civiles , il est développé par la société Autodesk,on peut le définir aussi comme étant un logiciel de conception des projets de travaux publics (routes,les chemins de fer, les tunnels ...).[35]

4.1 Fonctionnalités d'AutoDesk Civil 3D :

- **Topographie** : il permet d'importer des données topographiques de différentes sources (Fichier de points sous document texte ou Excel , DEM , LIDAR ou SHP). Une fois les données sont importées Civil 3D offre une multitude de fonctionnalités pour traitement de ces données et pour le calcul des surfaces MNT
- **Calcul de cubatures (volumes déblais/remblais)** :Avec AutoDesk Civil 3D le calcul des volumes déblais/remblais de vos terrassements devient une tâche très facile. Le logiciel permet de calculer, avec grande précision, les volumes différentiels (entre deux MNT).
- **Conception de projets 3D** : Les fonctionnalités de conception de projets 3D permettent de créer des modèles intelligents de vos conceptions de routes, voiries, tunnels,

etc. l'Utilisation des modèles de projet 3D permet de créer des surfaces (MNT projet), des volumes de terrassement (déblai/remblai), des quantités de matériaux et de dessiner de coupes (profils en long et profils en travers).

- **Réseaux d'assainissement** : Le logiciel Civil 3D permet de créer des règles pour représenter des systèmes d'assainissement et d'évacuation des eaux pluviales. Il est possible de Modifier les canalisations et les structures à l'aide d'entrées graphiques ou numériques, et vérifier les interférences. Pour prendre en charge le côté calcul, Autodesk propose une extension qui s'appelle Storm and Sanitary Analysis et qui permet le calcul des débits des eaux pluviales et le dimensionnement des canalisations.
- **Réseaux d'alimentation en eau potable** : Pour le cas de l'AEP (Alimentation en eau potable) le logiciel permet de faire la conception en 2D et en 3D du réseau. La modélisation des réseaux sous pression 3D permet de détecter les éventuelles interférences entre les composants.

Le logiciel permet d'ajouter des raccords et des accessoires hydrauliques (présent dans la bibliothèque du logiciel) sur le dessin 2D, 3D et dans les profils en long.

- **Autres fonctionnalités** :Le logiciel propose, aussi, plusieurs fonctionnalités à savoir:
 - Création de paltes-formes.
 - Créations des talus.
 - Conception de parcelles.
 - Etc.[35]

4.2 Présentation de l'interface principale de Civil 3D

L'interface principale de Civil 3D a été pensée pour offrir une utilisation simple et efficace, répondant aux besoins spécifiques des ingénieurs et techniciens travaillant sur des projets d'infrastructure. Elle regroupe un ensemble d'outils visuels et fonctionnels qui facilitent la conception, l'analyse et la gestion des données du projet. Maîtriser cette interface est une étape essentielle pour exploiter pleinement les capacités du logiciel.

Parmi les éléments clés de cette interface, on retrouve notamment :

- **l'espace de travail** : Les espaces de travail sont des ensembles de composants d'interface, tels que les onglets et les groupes de fonctions du ruban, les barres d'outils,

Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D

les palettes, les barres de menus regroupés et organisés de façon à former un environnement de dessin personnalisé et axé sur les tâches. Lorsque vous sélectionnez un espace de travail, seuls les composants d'interface utilisateur spécifiés dans cet espace de travail s'affichent. Vous pouvez accéder aux autres commandes en entrant leur nom dans la ligne de commande. Vous pouvez utiliser cet espace de travail tel quel ou le modifier pour l'adapter à vos besoins.

Les espaces de travail d'Autodesk Civil 3D comprennent :

- Civil 3D : cet espace de travail affiche les composants d'interface utilisateur associés aux fonctionnalités de conception et de topographie en génie civil .
- Dessin et annotation : cet espace de travail affiche les composants d'interface utilisateur associés aux fonctionnalités de dessin et d'annotation AutoCAD.
- Modélisation 3D : cet espace de travail affiche les composants d'interface utilisateur associés aux fonctionnalités de modélisation 3D d'AutoCAD .
- Planification et analyse : cet espace de travail affiche les composants d'interface utilisateur associés aux fonctionnalités d'AutoCAD Map 3D.[38]

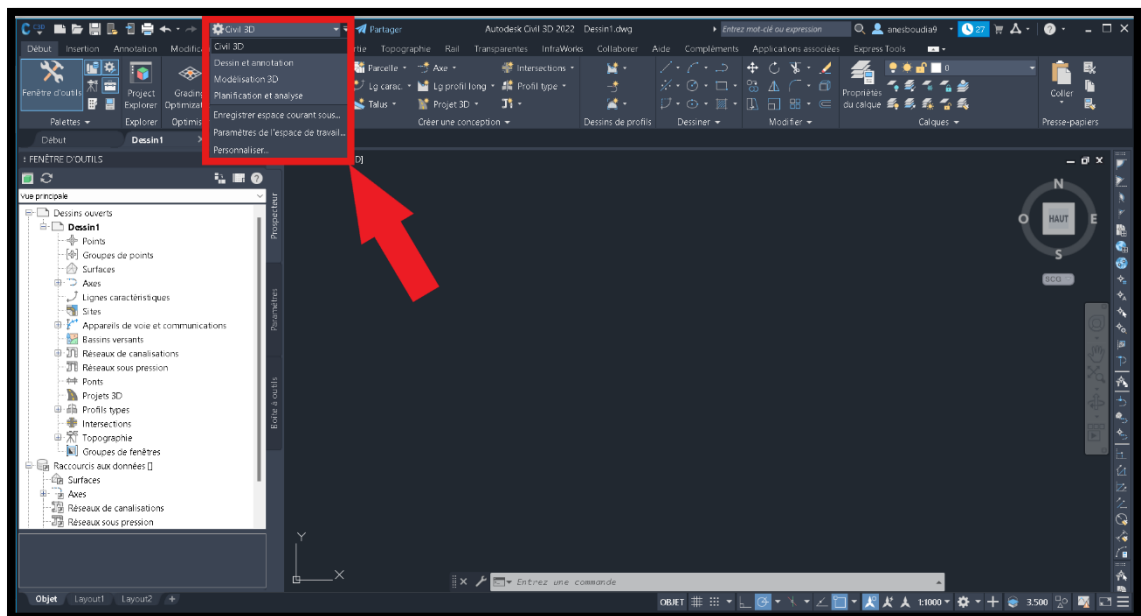


Figure II.04 : l'espace de travail du logiciel Civil 3D

- **Le ruban (Ribbon)** : C'est une barre horizontale située en haut de l'écran, organisée en onglets (Accueil, Insertion, Analyse, etc.), chacun regroupant des panneaux d'outils adaptés à des tâches précises comme le dessin, la modification ou l'analyse. [38]

Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D

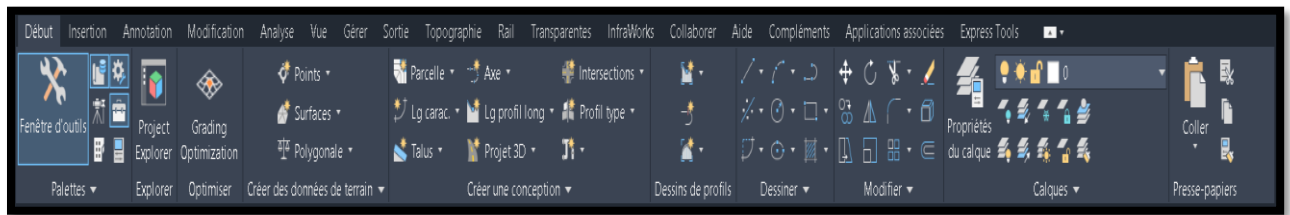


Figure II.05 : Le ruban du logiciel Civil 3D

- **La barre d'outils d'accès rapide** : Placée dans le coin supérieur gauche, elle permet d'accéder immédiatement aux commandes les plus fréquemment utilisées, telles que Nouveau, Ouvrir, Enregistrer, Annuler ou Rétablir. [38]

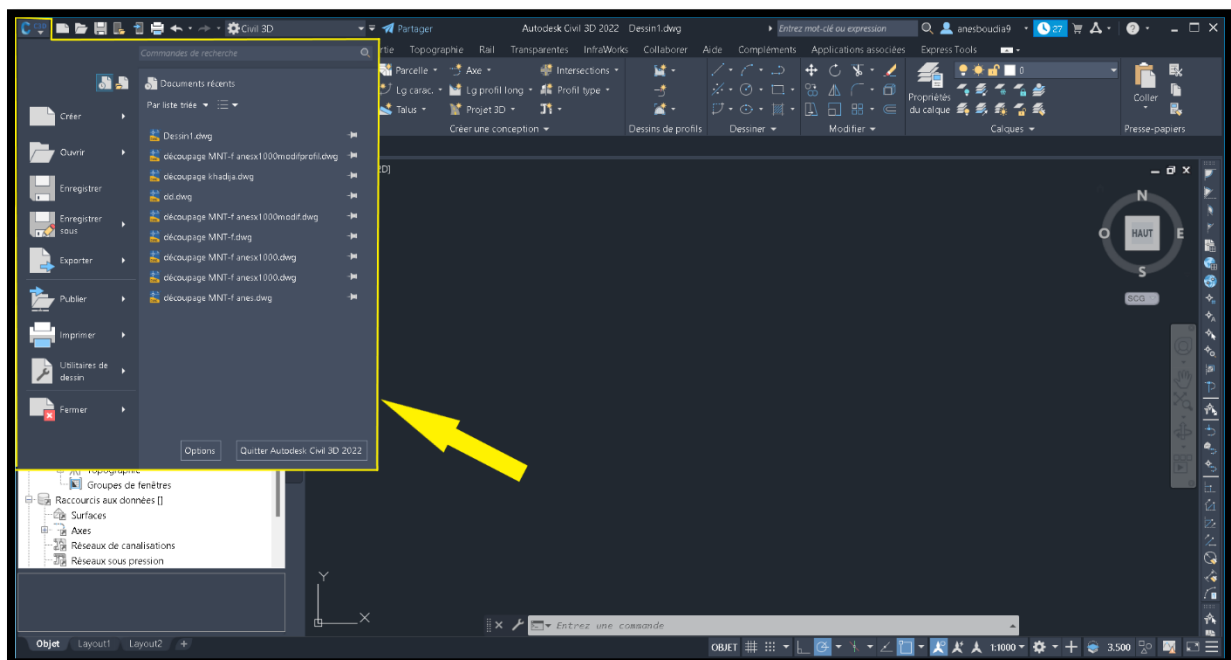


Figure II.06 : La barre d'outils du logiciel Civil 3D

- **La zone de dessin (Drawing Area)** : Il s'agit de l'espace central où l'utilisateur travaille sur les éléments du projet. C'est là que sont créés et modifiés les objets de dessin ainsi que les entités propres à Civil 3D, comme les surfaces, profils ou réseaux. [38]
- **La ligne de commande (Command Line)** : Située en bas de l'écran, elle joue un rôle important dans l'interaction avec le logiciel. Elle permet de saisir

Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D

directement des commandes, de suivre les indications du logiciel et de consulter les messages du système. [38]

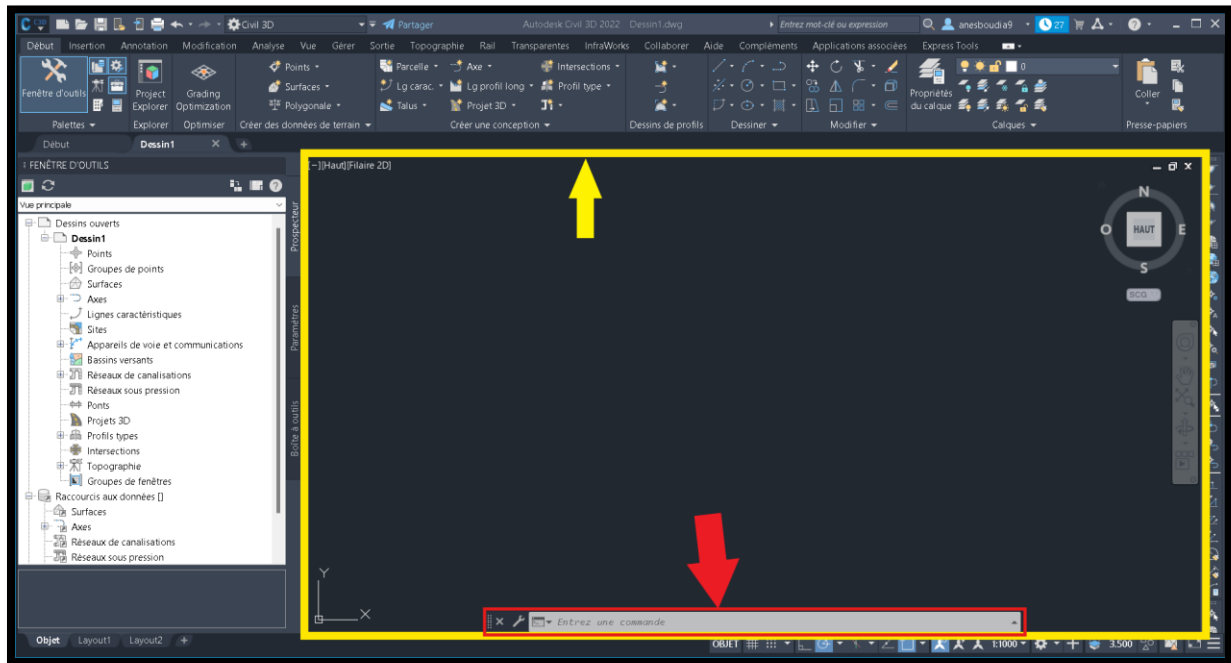


Figure II.07 : La zone de dessin et la ligne de commande du logiciel Civil 3D

- **Le Toolspace** : C'est une palette latérale essentielle qui regroupe plusieurs onglets:
 - Prospector : pour visualiser l'arborescence des objets du projet (surfaces, alignements, profils, etc.)
 - Settings : pour gérer les styles et paramètres de présentation
 - Survey : pour les données topographiques
 - Toolbox : qui donne accès à des outils complémentaires et à des rapports. [38]

Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D

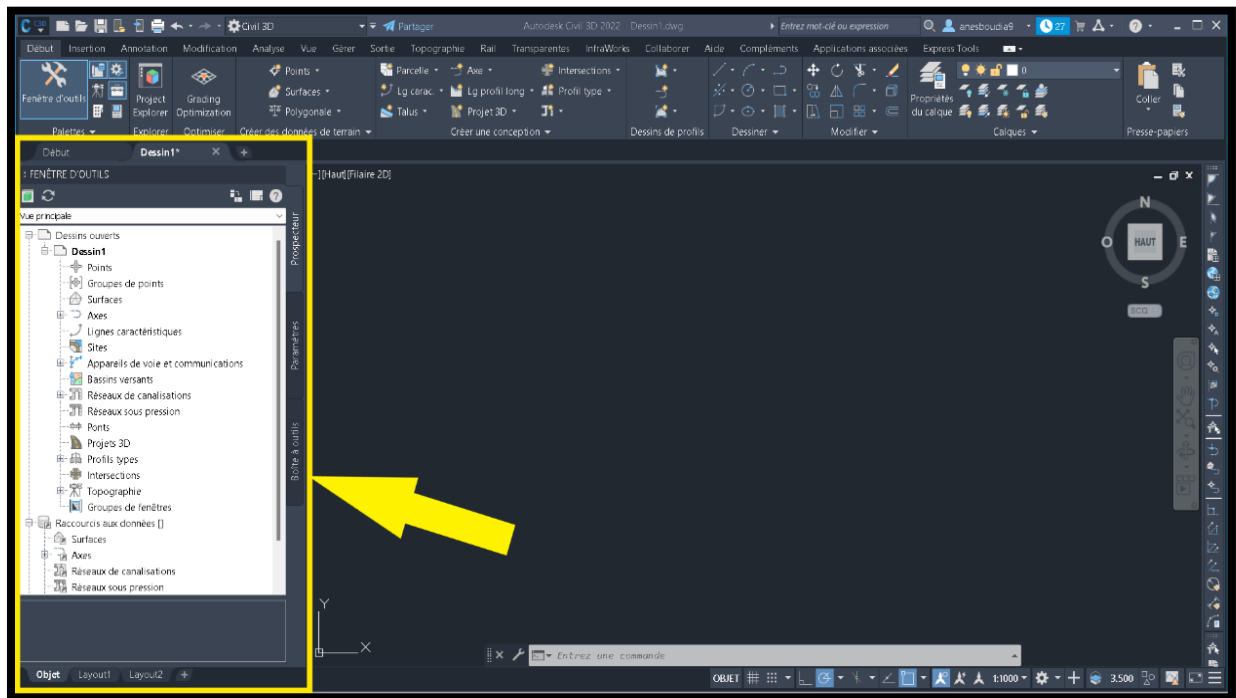


Figure II.08 : Le Toolspace du logiciel Civil 3D

- **La barre d'état (Status Bar)** : Située tout en bas de l'interface, elle fournit des informations utiles comme les coordonnées du curseur, le mode d'accrochage, l'échelle de dessin, et d'autres paramètres d'affichage. [38]

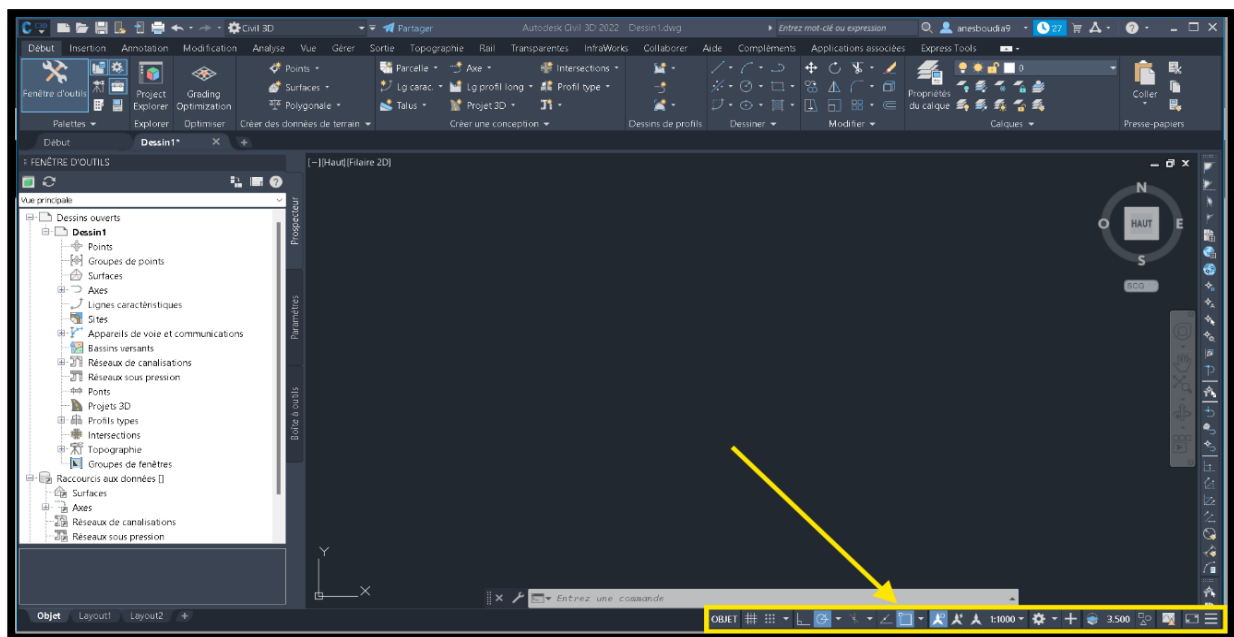
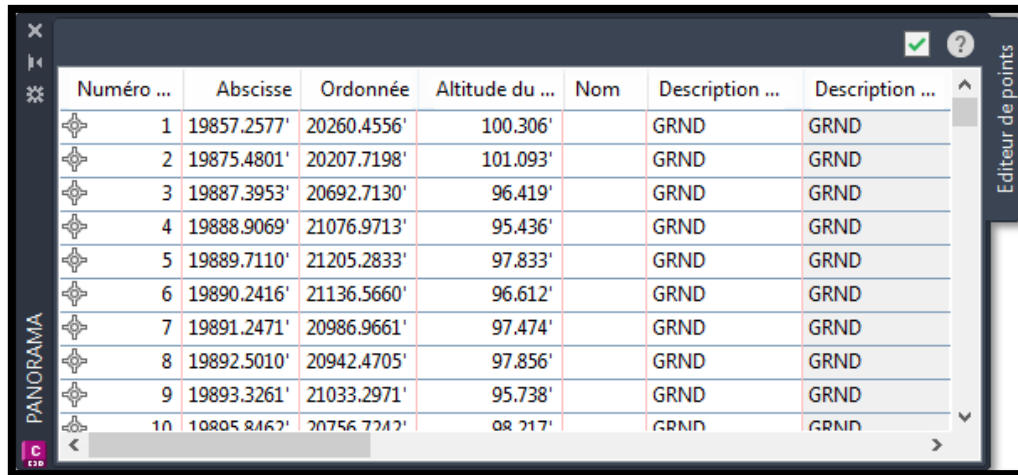


Figure II.09 : La barre d'état du logiciel Civil 3D

- **La fenêtre Panorama** : Elle s'ouvre selon les besoins pour afficher des tableaux de résultats, des messages d'erreurs ou encore les propriétés détaillées de certains objets analytiques comme les profils ou les réseaux. [38]



Numéro ...	Abscisse	Ordonnée	Altitude du ...	Nom	Description ...	Description ...
1	19857.2577'	20260.4556'	100.306'		GRND	GRND
2	19875.4801'	20207.7198'	101.093'		GRND	GRND
3	19887.3953'	20692.7130'	96.419'		GRND	GRND
4	19888.9069'	21076.9713'	95.436'		GRND	GRND
5	19889.7110'	21205.2833'	97.833'		GRND	GRND
6	19890.2416'	21136.5660'	96.612'		GRND	GRND
7	19891.2471'	20986.9661'	97.474'		GRND	GRND
8	19892.5010'	20942.4705'	97.856'		GRND	GRND
9	19893.3261'	21033.2971'	95.738'		GRND	GRND
10	19895.8462'	20756.7242'	98.717'		GRND	GRND

Figure II.10 : Tableau de résultat (La fenêtre Panorama) [38]

5. Création d'un réseau de canalisation 3D

5.1. Création de la surface topographique (MNT)

Dans un premier temps, nous avons créé la surface topographique du terrain (MNT – Modèle Numérique de Terrain). Pour cela, nous avons utilisé des données altimétriques importées sous forme de points et de lignes de rupture. Dans Civil 3D, nous avons cliqué sur "Créer une surface" depuis le ruban "Début", puis sélectionné le type "Surface TIN". Cette surface nous a permis de représenter le relief du terrain, indispensable pour l'intégration correcte du réseau.[39]

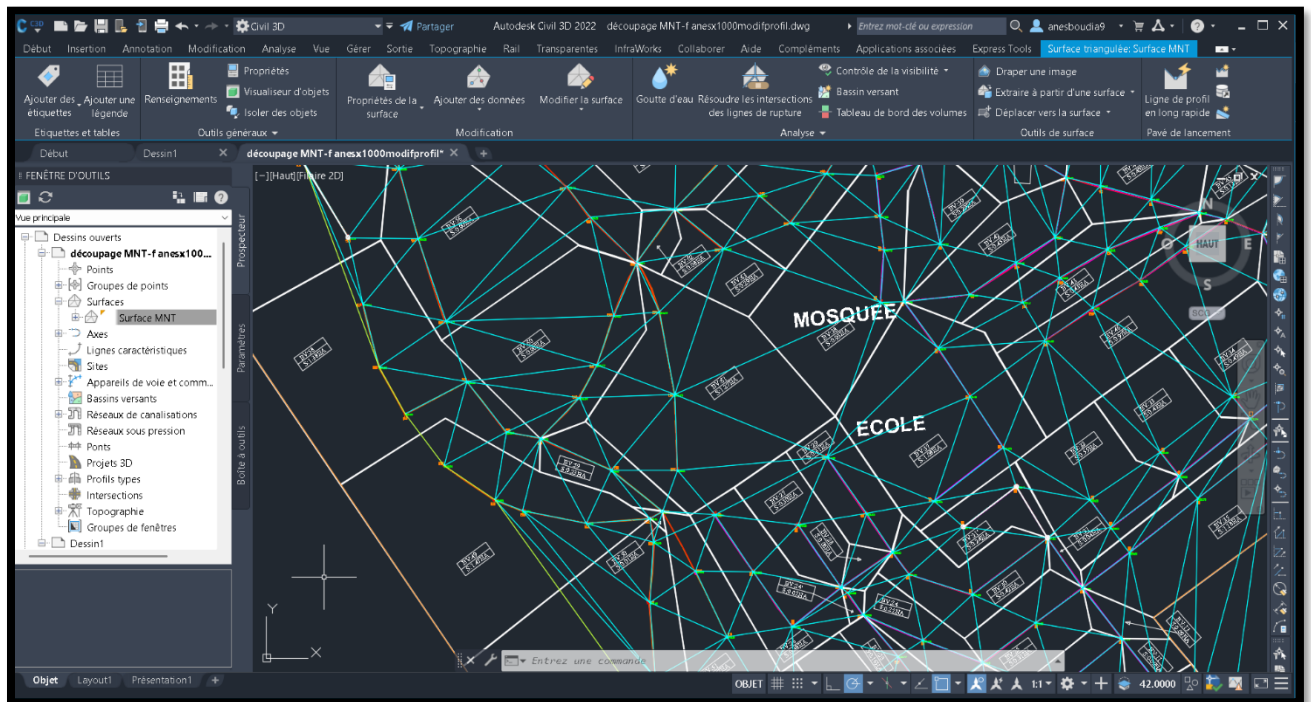


Figure II.11 : Présentation du Surface MNT (modèle numérique de terrain)

5.2. Traçage du chemin du réseau (polyligne)

Ensuite, nous avons dessiné une polyligne représentant le tracé du futur réseau de canalisation. Cette ligne suit le sens d'écoulement gravitaire souhaité, en tenant compte des pentes du terrain. Cette étape est essentielle car elle permet de guider la pose des tuyaux et des regards dans le bon alignement. [39]

5.3 Création du réseau de canalisation à partir d'un objet

Après avoir tracé la polyligne, nous avons lancé la commande "Créer un réseau à partir d'un objet", disponible dans l'onglet "Réseaux de canalisations". Cette commande permet de transformer une polyligne en un véritable réseau 3D. Dans la fenêtre qui s'ouvre, nous avons sélectionné la polyligne comme objet source, puis indiqué que l'écoulement devait se faire du point le plus haut vers le point le plus bas. [39]

Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D

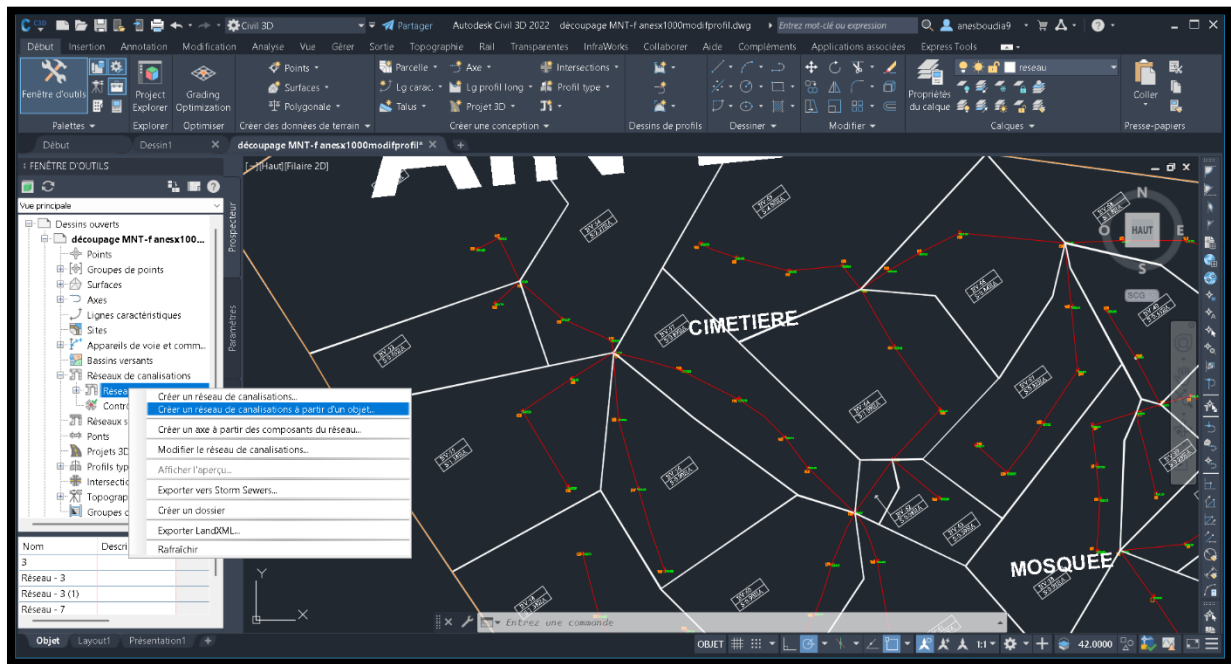


Figure II.12 : Méthode de création du réseau de canalisation à partir d'un objet

5.4 Sélection des types de tuyaux et de regards

Lors de la création du réseau, nous avons attribué un nom spécifique au projet (par exemple : Réseau d'assainissement), puis nous avons défini les éléments constitutifs du réseau.

Nous avons opté pour des tuyaux en PVC adaptés aux réseaux d'eaux usées, en sélectionnant plusieurs diamètres disponibles dans le catalogue de logiciel . Ces diamètres ont été choisis en fonction du débit à collecter et de la topographie de la zone, permettant d'assurer une bonne capacité d'écoulement tout en maintenant des vitesses compatibles avec les normes.

Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D

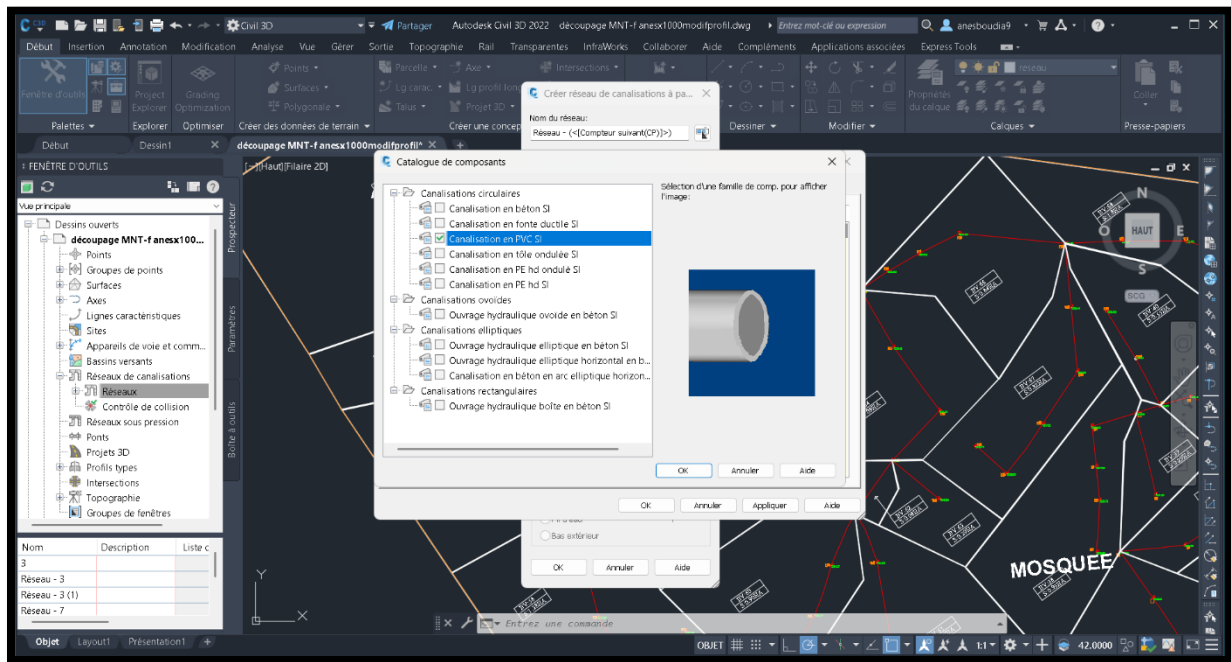


Figure II.13 : Catalogue des canalisations

Pour les regards , nous avons sélectionné en type rectangulaires préfabriqués en béton, disponibles dans le catalogue. Ces regards facilitent les connexions entre les canalisations, permettent l'entretien du réseau et assurent une ventilation ponctuelle.

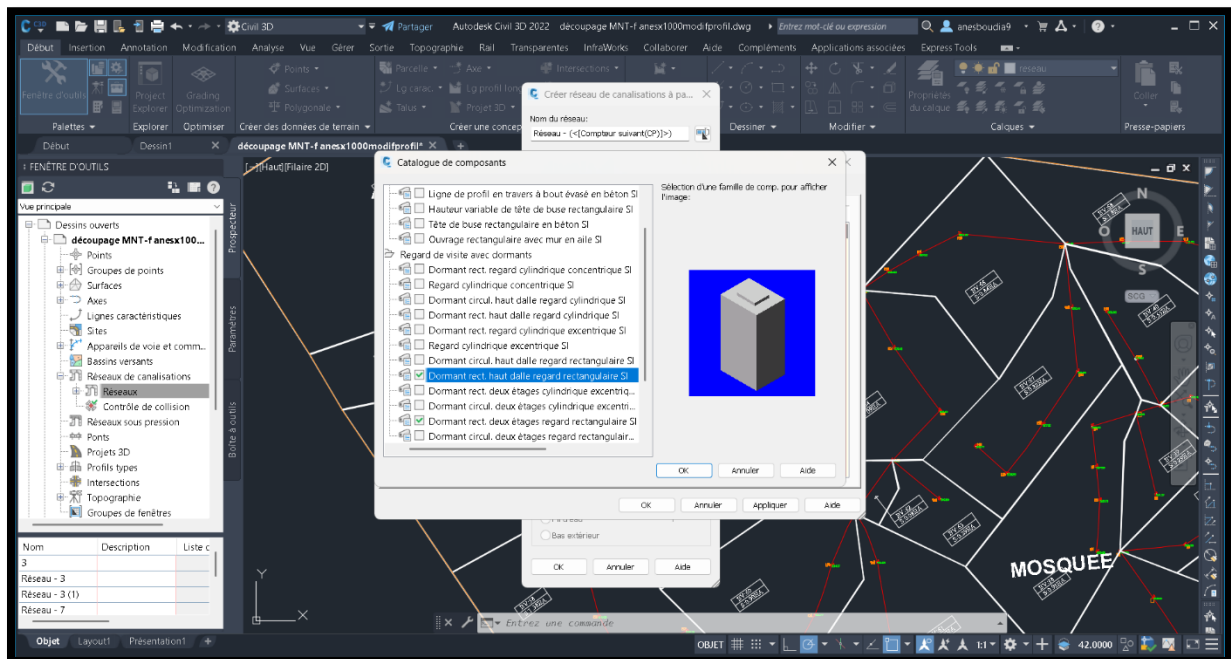


Figure II.14 : Catalogue des regards

Chapitre II : Présentation de la région d'étude et du logiciel civil 3D

Par ailleurs, nous avons associé la surface topographique (MNT) comme surface de référence, ce qui permet à Civil 3D de calculer automatiquement la profondeur des tuyaux et de vérifier que les pentes d'écoulement sont suffisantes pour un écoulement gravitaire efficace. [39]

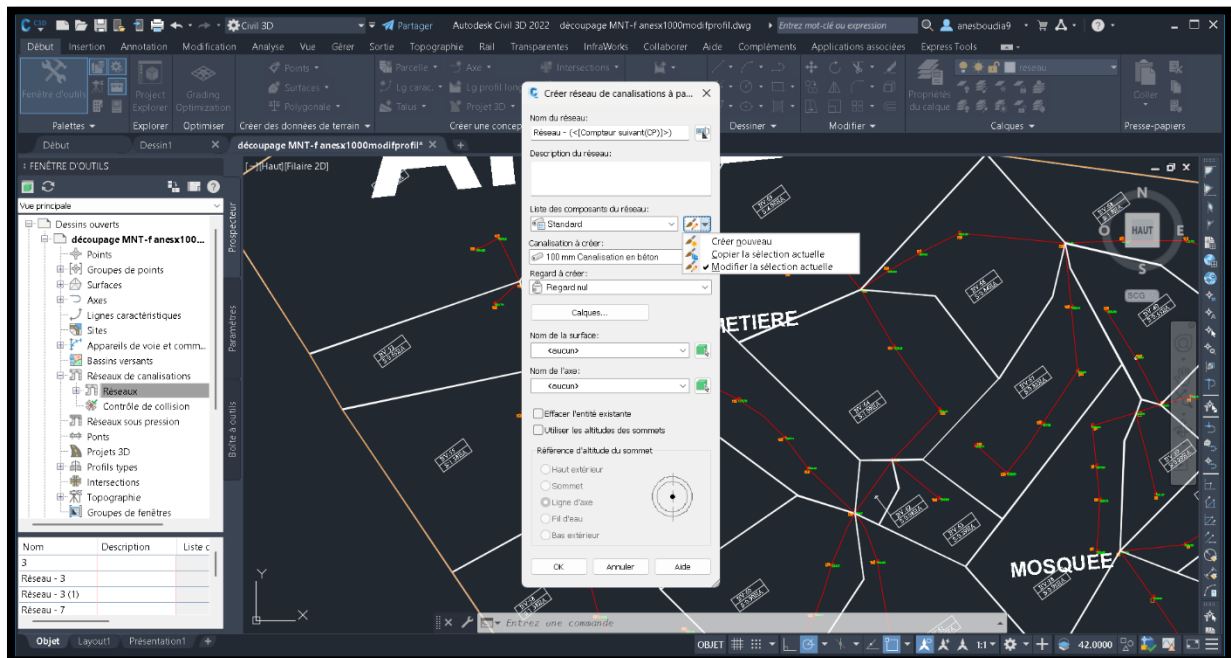


Figure II.15 : Création du réseau de canalisations avec référence à la surface et à l'axe

5.5 Génération automatique du profil en long

Une fois le réseau placé, nous avons généré un profil en long en cliquant sur "Créer un profil du réseau". Cela permet de visualiser la position des canalisations et des regards par rapport à la surface du sol, de vérifier les pentes et de s'assurer que les profondeurs d'enfouissement sont respectées. [39]

5.6 Affichage 3D du réseau

Enfin, pour visualiser l'ensemble du réseau en trois dimensions, nous avons activé une vue isométrique (Sud-Ouest isométrique) à l'aide du cube de visualisation (ViewCube). Grâce aux styles visuels de Civil 3D, les tuyaux et les regards sont affichés automatiquement en 3D avec leurs dimensions réelles, ce qui facilite la vérification du projet. [39]

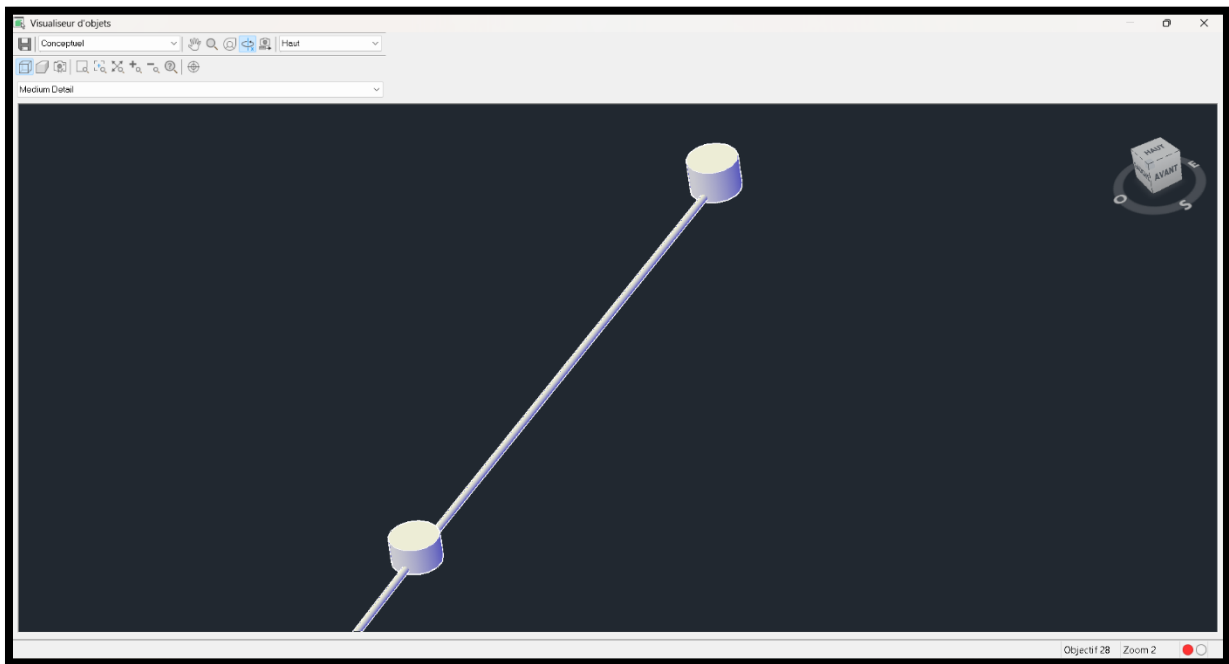


Figure II.16 : Visualisation 3D du réseau de canalisations

Conclusion :

En résumé, ce chapitre montre l'importance de bien connaître le terrain et ses caractéristiques géologiques pour réussir un projet hydraulique. Grâce à Civil 3D, nous pouvons créer un modèle 3D précis du réseau de canalisation, ce qui facilite la conception et la gestion du réseau. La combinaison entre la compréhension du milieu naturel et l'utilisation des outils techniques est indispensable pour concevoir un système efficace et durable.

**Chapitre III :
Dimensionnement du
réseau
d'assainissement**

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Quel que soit le réseau d'assainissement étudié il doit être capable d'évacuer toutes les eaux quel que soit leur origine pluviale ou usée, cela nous permet d'évaluer le débit total d'eau évacuée et donc de faire l'étude hydraulique en général (diamètre des conduites). Les débits à déterminer sont :

- le débit d'eaux usées qui représentent l'eau consommée et rejetée vers le réseau.
- Le débit d'eau pluviale qui représente le débit d'eau ruisselée sur le versant.

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

Le bassin versant est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Lors du découpage de la zone d'étude en sous bassins élémentaires, il convient de prendre en compte plusieurs critères tels que la nature des sols, la densité de population, les courbes de niveau, les routes et les voiries existantes, les pentes et les contre-pentes, ainsi que les limites naturelles tels que les oueds ou les talwegs. [40]

2. Choix de la limite des sous bassins :

Le découpage de la zone d'étude en sous bassins élémentaires se fait en prenant en compte ce qui suit:

- La nature des sols ;
- La densité des habitants ;
- Les courbes de niveaux ;
- Les routes et les voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs) [40]

Pour notre projet, le découpage de la zone d'étude de la partie Sud de la commune AIN EL HOUTZ a été fait par logiciel AutoDesk Civil 3D suivant la nature du sol, les pentes et les contre pentes

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

La zone à assainir a été découpée en soixante-dix (70) bassins versants élémentaires : voir schéma ci-dessous

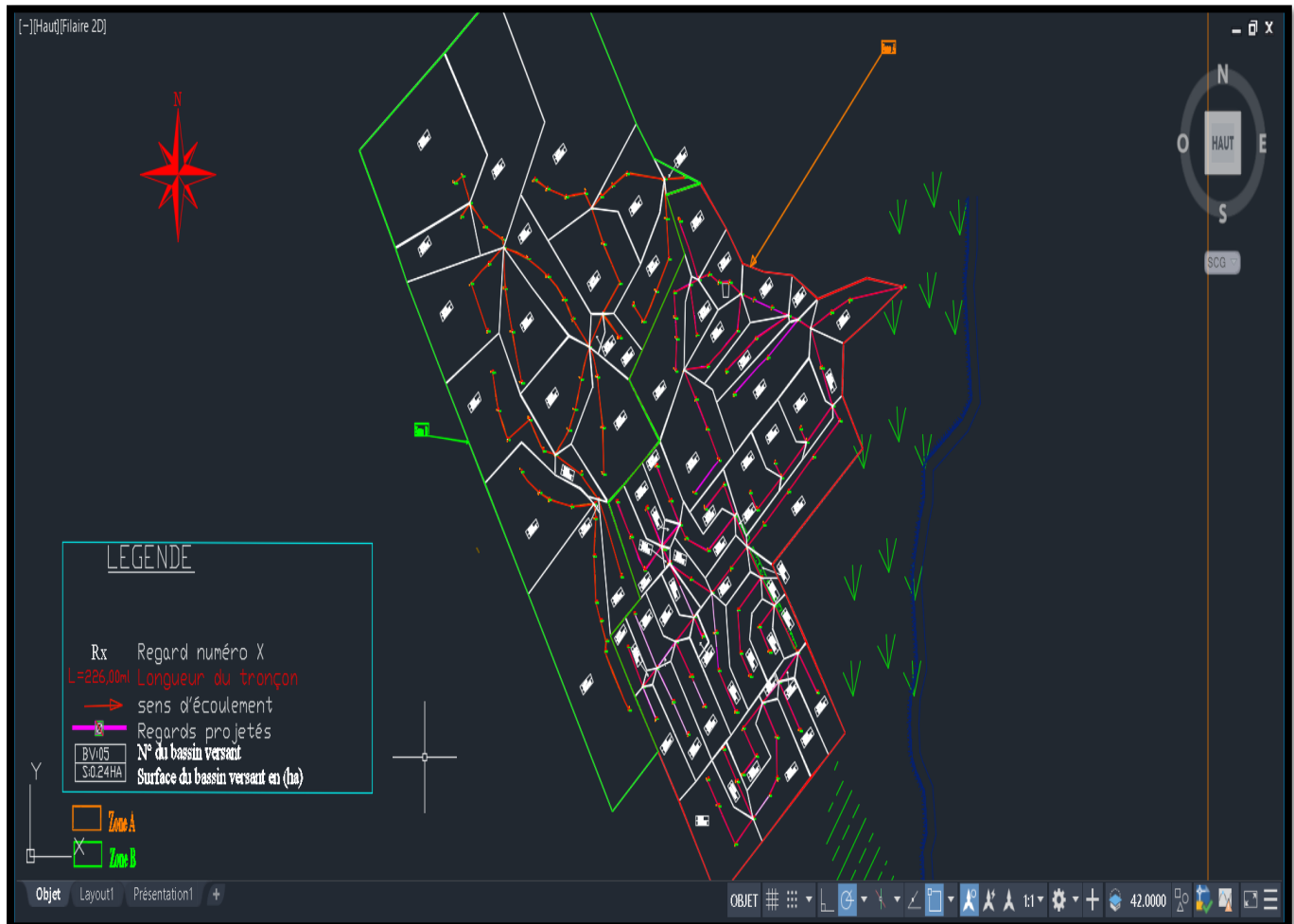


Figure III.01 Plan de découpage en sous bassin versant de la zone d'étude (partie sud AIN EL HOUTZ)

3.Evaluation des débits :

3.1 Calcul des besoins en eau :

Pour l'estimation des besoins en eau, l'étude a été faite sur l'année 2042 à partir des données de l'année 2022.

Le nombre d'habitant pour l'année 2042 a été calculé en utilisant la formule de TABARASSANE :

$$PN = PA(1 + \alpha)^n \dots\dots\dots(III.1)$$

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

PN : Population future à l'horizon considéré

PA : Population de référence actuelle

α : Taux d'accroissement de la population (1.5% source Urvat)

n : Ecart d'années entre l'année future et actuelle.

Nous avons choisi un horizon de 20 ans pour estimer le rejet d'eaux usées pour la population projetée de 2042.

3.2 Calcul des débits des eaux usées :

Nous allons calculer les débits d'eaux usées domestiques et les débits d'eaux usées des équipements existants ;

3.2.1 Débits d'eau usées domestiques :

Pour estimer le débit moyen journalier des eaux usées domestiques, il est nécessaire de connaître la consommation moyenne d'eau potable par habitant. Cette consommation est généralement exprimée sous forme d'une dotation journalière (en litres par habitant et par jour), multipliée par le nombre total d'habitants de la zone étudiée. Comme toute l'eau consommée n'est pas entièrement rejetée, on applique un coefficient de rejet, généralement compris entre 0,8 et 1, en fonction des usages et des pertes.

Le débit moyen journalier rejeté, exprimé en litres par seconde (L/s), est alors donné par la formule suivante :

$$Q_{eu} = \frac{P \times D \times K_r}{86400} \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

Q_{eu} : débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s)

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée

P : nombre d'habitants (Hab)

D : dotation journalière ou la consommation en eau potable (l/j/Hab)

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

➤ Estimation du débit de pointe :

Le rejet des eaux usées au cours de la journée est variable comme la consommation. Par conséquent, il est nécessaire de déterminer le débit de pointe donné par l'équation suivante :

$$Q_p = Q_{eu} \times K_p \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe (l/s)

Q_{eu} : Débit moyen eau usée (l/s)

K_p : Coefficient de pointe.

- Coefficient de pointe correspondant calculé par la formule suivante :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{eu}}} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

K_p : Coefficient de pointe.

Q : Débit moyen eau usée (l/s)

Si $K_p \geq 4$; nous prendrons une valeur de K_p égale à 4

➤ Estimation du débit unitaire :

En général, il est exprimé par la formule suivant :

$$Q_u = \frac{Q_{eu}}{L} \text{ (l/s/m)} \dots\dots\dots(III.5)$$

Tableau III.01: calcul des besoins en eau

Calcul des besoins en eau	Unité	Année 2022	Année 2042
Nombre d'habitants	Habitant	5574	7507
Dotation en eau : d	L/j/hab.	150	150
A : consommation journalières moyenne Qm_1 (sans fuite)	L/s	9,68	13,03
B : consommation journalière moyenne équipements (l/s) Qm_2	L/s		
B1: Mosquée	Habitant	800	800,00
B2: poste	Habitant	2	2
Total consommation journalière moyenne équipements (l/s) Qm_2	L/s	1,3892	
- Débit total : $QT = Qm_1 + Qm_2$	L/s	11,07	14,42
$Q_{EU} = Q_m * 0,8$ (80% des eaux consommées sont rejetées)	L/s	8,85	11,54
Longueur totale du réseau d'assainissement	m	6683	6683
-Débit unitaire : $Q_{UNIT} = Q_{EU} / L$	L/s/m	0,0014	0,0018

Tableau III.02: débit des eaux usées par segment du réseau

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)
BV-01	R08-R09	33	0,0018	0,059	0,00	0,06	néant	4	0,00	0,24	0,119
	R09-R10	48		0,086	0,06	0,14	4	4	0,24	0,58	0,410
	R10-R11	41		0,074	0,14	0,21	4	4	0,58	0,88	0,731
BV-02	R13-R12	41		0,074	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,30	0,148
	R12-R11	47		0,085	0,07	0,15	4	4	0,30	0,63	0,464
BV-03	R11-RX	37		0,067	0,36	0,43	4	4	1,51	1,78	1,645
	RX-R17	22		0,040	0,43	0,46	4	4	1,78	1,94	1,858
	R17-R18	42		0,076	0,46	0,54	4	4	1,94	2,24	2,088
	R18-R19	43		0,077	0,54	0,61	4	4	2,24	2,55	2,394
BV-04	R14-R15	29		0,052	0,00	0,05	néant	4	0,00	0,21	0,104
	R15-R16	36		0,065	0,05	0,11	4	4	0,21	0,47	0,338
	R16-R19	43		0,077	0,11	0,19	4	4	0,47	0,78	0,623
BV-05	R19-R20	36		0,065	0,80	0,86	4	4	3,33	3,59	3,456

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)
BV-06	R21-R21*	30		0,054	0,00	0,05	néant	4	0,00	0,22	0,108
	R21*-R20	32		0,058	0,05	0,11	4	4	0,22	0,45	0,331
BV-07	R20-R22	45		0,081	0,97	1,04	4	4	4,03	4,36	4,194
BV-08	R23-R22	52		0,094	0,00	0,09	néant	4	0,00	0,37	0,187
BV-09	R22-R22*	30		0,054	1,13	1,19	4	4	4,73	4,95	4,838
	R22*-R26	32		0,058	1,19	1,24	4	4	4,95	5,18	5,062
BV-10	R24-R25	31		0,056	0,00	0,05	néant	4	0,00	0,22	0,112
	R25-R26	33		0,059	0,05	0,11	4	4	0,22	0,46	0,342
BV-11	R26-R30	37		0,067	1,35	1,42	3,903974 18	3,849112 16	5,50	5,68	5,592
BV-12	R27-R28	32		0,058	0,00	0,06	néant	4	0,00	0,23	0,115
	R28-R29	44		0,079	0,06	0,13	4	4	0,23	0,55	0,389

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	R29-R30	50		0,090	0,13	0,22	4	4	0,55	0,91	0,727
	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)
BV-13	R30-R31	40		0,072	1,63	1,70	3,687082 23	3,642260 21	6,28	6,46	6,371
BV-14	R36-R35	50		0,090	0,00	0,09	néant	4	0,00	0,36	0,180
	R35-R34	38		0,068	0,09	0,15	4	4	0,36	0,63	0,497
	R34-R33	44		0,079	0,15	0,23	4	4	0,63	0,95	0,792
BV-15	R37-R38	24		0,043	0,00	0,04	néant	4	0,00	0,17	0,086
BV-16	R51-R50	38		0,068	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,27	0,137
	R50-R49	45		0,081	0,07	0,14	4	4	0,27	0,60	0,436
BV-17	R45-R46	43		0,077	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,31	0,155
	R46-R47	44		0,079	0,07	0,15	4	4	0,31	0,63	0,468
BV-18	R42-R43	40		0,072	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,29	0,144

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-19	R44-R43	49		0,088	0,00	0,08	néant	4	0,00	0,35	0,176
	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)
BV-20	R43-R47	31		0,056	0,15	0,21	4	4	0,64	0,86	0,752
BV-21	R48-R48*	35		0,063	0,00	0,06	néant	4	0,00	0,25	0,126
	R48*-R47	45		0,081	0,06	0,14	4	4	0,25	0,58	0,414
	R47-R49	43		0,077	0,50	0,57	4	4	2,07	2,38	2,221
BV-22	R49-R38	41		0,074	0,71	0,78	4	4	2,97	3,27	3,121
BV-23	R38-R38*	35		0,063	0,83	0,89	4	4	3,44	3,69	3,568
	R38*-R39	34		0,061	0,89	0,94	4	4	3,69	3,94	3,816
BV-24'	R40-R39	18		0,032	0,00	0,03	néant	4	0,00	0,13	0,065
BV-24	R39-R41	40		0,072	0,98	1,04	4	4	4,07	4,36	4,212
	R41-R33	40		0,072	1,04	1,11	4	4	4,36	4,64	4,500

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-25	R33-R32	41		0,074	1,34	1,41	3,913238 08	3,851982 18	5,47	5,67	5,572
	tranchon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)
	R32-R31	37		0,067	1,41	1,48	3,851982 18	3,800528 52	5,67	5,85	5,760
BV-26	R52-R53	43		0,077	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,31	0,155
	R53-R54	42		0,076	0,07	0,15	4	4	0,31	0,61	0,461
	R54-R55	39		0,070	0,15	0,21	4	4	0,61	0,89	0,752
BV-27	R56-R55	47		0,085	0,00	0,08	néant	4	0,00	0,34	0,169
BV-28	R55-R57	39		0,070	0,30	0,36	4	4	1,23	1,51	1,372
BV-29	R59-R58	43		0,077	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,31	0,155
	R58-R57	30		0,054	0,07	0,13	4	4	0,31	0,53	0,418
BV-30	R57-R60	27		0,049	0,49	0,54	4	4	2,04	2,23	2,135
	R60-R61	41		0,074	0,54	0,61	4	4	2,23	2,53	2,380

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	R61-R62	50		0,090	0,61	0,69	4	4	2,53	2,89	2,707
BV-31	R62-R31	38		0,068	0,83	0,89	4	4	3,46	3,73	3,593
	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)
BV-31'	R64-R63	42		0,076	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,30	0,151
	R63-R62	37		0,067	0,07	0,14	4	4	0,30	0,57	0,436
BV-32	R76-R75	23		0,041	0,00	0,04	néant	4	0,00	0,17	0,083
	R75-R73	53		0,095	0,04	0,13	4	4	0,17	0,55	0,356
BV-33	R74-R73	26		0,047	0,00	0,04	néant	4	0,00	0,19	0,094
	R73-R71	50		0,090	0,18	0,26	4	4	0,73	1,09	0,914
BV-34	R72-R71	26		0,047	0,00	0,04	néant	4	0,00	0,19	0,094
	R71-R69	50		0,090	0,31	0,39	4	4	1,28	1,64	1,462
BV-35	R31-R65	37		0,067	4,07	4,14	2,9	2,9	12,25	12,40	12,323
	R65-R66	55		0,099	4,14	4,23	2,9	2,9	12,40	12,61	12,504

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	R66-R67	57		0,103	4,23	4,33	2,9	2,8	12,61	12,84	12,724
	R67-R68	59		0,106	4,33	4,43	2,8	2,8	12,84	13,07	12,951
	R68-R69	19		0,034	4,43	4,46	2,8	2,8	13,07	13,14	13,103
		L conduit	débit unit	débit de	débit	débit			Qp	Qp	[QPf=(Qe+Qs)/2]
	trançon	(m)	(l/s/m)	route	entrée	sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	entrant	sortant	(L/s)
BV-36	R69-R70	44		0,079	4,86	4,93	2,8	2,8	14,02	14,19	14,105
	R70-R77	44		0,079	4,93	5,01	2,8	2,7	14,19	14,36	14,274
BV-37	R89-R88	50		0,090	0,00	0,09	néant	4	0,00	0,36	0,180
	R88-R87	39		0,070	0,09	0,15	4	4	0,36	0,64	0,500
	R87-R86	39		0,070	0,15	0,22	4	4	0,64	0,92	0,781
	R86-R85	37		0,067	0,22	0,28	4	4	0,92	1,19	1,055
BV-38	R90-R91	33		0,059	0,00	0,06	néant	4	0,00	0,24	0,119
	R91-R92	21		0,038	0,06	0,09	4	4	0,24	0,39	0,313
	R92-R93	25		0,045	0,09	0,14	4	4	0,39	0,57	0,479
	R93-R94	29		0,052	0,14	0,19	4	4	0,57	0,78	0,673
BV-39	R95-R94	50		0,090	0,00	0,09	néant	4	0,00	0,36	0,180

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	R94-R96	19		0,034	0,27	0,31	4	4	1,14	1,27	1,206
BV-40	R100-R100*	35		0,063	0,00	0,06	néant	4	0,00	0,25	0,126
	R100*-R96	33		0,059	0,06	0,12	4	4	0,25	0,49	0,371
	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit de entrée	débit de sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)
BV-41	R96R97	20		0,036	0,42	0,46	4	4	1,76	1,91	1,836
	R97-R98	19		0,034	0,46	0,49	4	4	1,91	2,04	1,976
	R98-R99	19		0,034	0,49	0,52	4	4	2,04	2,18	2,113
	R99-R82	24		0,043	0,52	0,56	4	4	2,18	2,35	2,268
BV-42	R85-R84	41		0,074	0,28	0,36	4	4	1,19	1,48	1,336
	R84-R84*	35		0,063	0,36	0,42	4	4	1,48	1,74	1,609
	R84*-R83	30		0,054	0,42	0,47	4	4	1,74	1,95	1,843
	R83-R82	38		0,068	0,47	0,53	4	4	1,95	2,22	2,088
BV-43	R101-R101*	27		0,049	0,00	0,05	néant	4	0,00	0,19	0,097
	R101*-R102	35		0,063	0,05	0,11	4	4	0,19	0,45	0,320
	R102-R102*	35		0,063	0,11	0,17	4	4	0,45	0,70	0,572

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	R102*-R79	27		0,049	0,17	0,21	4	4	0,70	0,89	0,796
BV-44	R82-R81	22		0,040	1,10	1,14	4	4	4,58	4,74	4,658
	R81-R80	33		0,059	1,14	1,19	4	4	4,74	4,98	4,856
	R80-R79	31		0,056	1,19	1,25	4	4,0	4,98	5,20	5,089
	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit de entrée	débit de sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)
BV-45	R79-R78	17		0,031	1,46	1,49	3,8	3,8	5,81	5,89	5,847
BV-46	R103-R103*	34		0,061	0,00	0,06	néant	4	0,00	0,24	0,122
	R103*-R105	35		0,063	0,06	0,12	4	4	0,24	0,50	0,371
	R105-R105*	35		0,063	0,12	0,18	4	4	0,50	0,75	0,623
	R105*-78	34		0,061	0,18	0,24	4	4	0,75	0,99	0,871
	R78-R77	25		0,045	1,73	1,77	3,63	3,60	6,53	6,65	6,591
BV-47	R77-R166	40		0,072	6,78	6,85	2,57	2,57	18,19	18,34	18,268
	R166-RJ1	34		0,061	6,85	6,91	2,57	2,56	18,34	18,47	18,403
BV-48	R1055-R1055*	40		0,072	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,29	0,144

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

	R1055*- R107	30			0,054	0,07	0,12	4	4	0,29	0,50	0,396
	R106-R107	11			0,020	0,12	0,14	4	4	0,50	0,58	0,544
	R107-R108	25			0,045	0,14	0,18	4	4	0,58	0,76	0,673
	R108-R109	21			0,038	0,18	0,22	4	4	0,76	0,91	0,839
	R109-R110	48			0,086	0,22	0,30	4	4	0,91	1,26	1,087
	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)	
	R110-R111	37			0,067	0,30	0,37	4	4	1,26	1,53	1,393
	R111-R112	15			0,027	0,37	0,39	4	4	1,53	1,63	1,580
BV- 49	R117-R116	37			0,067	0,00	0,06	néant	4	0,00	0,27	0,133
	R116-R116*	19			0,034	0,06	0,10	4	4	0,27	0,40	0,335
	R116*-R115	41			0,074	0,10	0,17	4	4	0,40	0,70	0,551
	R115-R112	40			0,072	0,17	0,24	4	4	0,70	0,99	0,842
BV- 50	R112-R113	9			0,016	0,63	0,64	4	4	2,62	2,69	2,653
BV- 51	R114-R114*	45			0,081	0,00	0,08	néant	4	0,00	0,32	0,162
	R114*-R113	44			0,079	0,08	0,15	4	4	0,32	0,64	0,482

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-52	R134-R133	16			0,029	0,00	0,03	néant	4	0,00	0,12	0,058
	R133-R131	30			0,054	0,03	0,08	4	4	0,12	0,33	0,223
BV-53	R132-R131	21			0,038	0,00	0,04	néant	4	0,00	0,15	0,076
BV-54	R131-R130	36			0,065	0,12	0,18	4	4	0,48	0,74	0,612
	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2] (L/s)	
	R130-R129	33		0,059	0,18	0,23	4	4	0,74	0,98	0,860	
	R129-R128	8		0,014	0,23	0,25	4	4	0,98	1,04	1,008	
BV-55	R125-R126	49		0,088	0,00	0,08	néant	4	0,00	0,35	0,176	
	R126-R127	38		0,068	0,08	0,15	4	4	0,35	0,63	0,490	
	R127-R128	37		0,067	0,15	0,21	4	4	0,63	0,89	0,760	
BV-56	R148-R147	50		0,090	0,00	0,09	néant	4	0,00	0,36	0,180	
	R147-R146	46		0,083	0,09	0,17	4	4	0,36	0,69	0,526	
	R146-R128	46		0,083	0,17	0,25	4	4	0,69	1,02	0,857	

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-57	R128-R135	44		0,079	0,71	0,78	4	4	2,95	3,27	3,110
	R135-R136	40		0,072	0,78	0,85	4	4	3,27	3,56	3,413
	R136-R137	38		0,068	0,85	0,92	4	4	3,56	3,83	3,694
	R137-R138	24		0,043	0,92	0,96	4	4	3,83	4,00	3,917
	R138-R139	41		0,074	0,96	1,03	4	4	4,00	4,30	4,151
BV-58	R124-R123	42		0,076	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,30	0,151
	R123-R122	33		0,059	0,07	0,13	4	4	0,30	0,54	0,421
	R122-R121	43		0,077	0,13	0,20	4	4	0,54	0,85	0,695
	R121-R120	40		0,072	0,20	0,27	4	4	0,85	1,14	0,994
	R120-R119	22		0,040	0,27	0,31	4	4	1,14	1,30	1,217
BV-59	R113-R118	40		0,072	0,80	0,87	4	4	3,33	3,61	3,470
	R118-R119	49		0,088	0,87	0,95	4	4	3,61	3,97	3,791
BV-60	R119-R142	35		0,063	1,26	1,32	4,0	3,9	5,25	5,42	5,333
	R142-R141	24		0,043	1,32	1,36	3,9	3,9	5,42	5,54	5,478
	R141-R140	33		0,059	1,36	1,42	3,9	3,8	5,54	5,70	5,616
	R140-R139	35		0,063	1,42	1,48	3,8	3,8	5,70	5,86	5,780

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-61	R145-R145	47			0,085	0,00	0,08	néant	4	0,00	0,34	0,169
	R144-R143	50			0,090	0,08	0,17	4	4	0,34	0,70	0,518
	R143-R139	36			0,065	0,17	0,23	4	4	0,70	0,96	0,828
BV-62	R139-R150	41			0,074	2,74	2,81	3,2	3,2	9,11	9,29	9,199
BV-63	R149-R150	38			0,068	0,00	0,07	néant	4	0,00	0,27	0,137
	trançon	L conduit (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	débit entrée	débit sortie	Cp Qe Cor	Cp Qs Cor	Qp entrant	Qp sortant	[QPf=(Qe+Qs)/2]	(L/s)
BV-64	R150-R151	45			0,081	2,88	2,96	3,1	3,1	9,44	9,63	9,538
	R151-R152	45			0,081	2,96	3,03	3,1	3,1	9,63	9,82	9,726
	R152-R153	44			0,079	3,03	3,11	3,1	3,1	9,82	10,00	9,910
BV-65	R157-R156	24			0,043	0,00	0,04	néant	4	0,00	0,17	0,086
	R156-R155	34			0,061	0,04	0,10	4	4	0,17	0,42	0,295
	R155-R154	34			0,061	0,10	0,16	4	4	0,42	0,66	0,540
	R154-R153	19			0,034	0,16	0,19	4	4	0,66	0,80	0,731

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-66	R153-R158	26		0,047	3,30	3,35	3,0	3,0	10,46	10,56	10,510
	R158-R159	27		0,049	3,35	3,39	3,0	3,0	10,56	10,67	10,618
	R159-R160	34		0,061	3,39	3,45	3,0	3,0	10,67	10,81	10,742
	R160-R168	50		0,090	3,45	3,54	3,0	3,0	10,81	11,01	10,912
BV-67	R165-R164	26		0,047	0,00	0,04	néant	4	0,00	0,19	0,094
	R164-R163	38		0,068	0,04	0,11	4	4	0,19	0,46	0,324
	R163-R162	40		0,072	0,11	0,18	4	4	0,46	0,75	0,605
	R162-R161	41		0,074	0,18	0,25	4	4	0,75	1,04	0,896
	R161-R168	40		0,072	0,25	0,32	4	4	1,04	1,33	1,188
BV-68	R168-RJ2	37		0,067	3,86	3,92	2,9	2,9	11,75	11,90	11,828

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Remarque : L'évaluation des débits des eaux usées a pour objectif de mesurer les volumes d'effluents produits par les habitations et les zones d'activités. Ces eaux peuvent contenir des microbes responsables de maladies transmises par l'eau, comme la fièvre typhoïde ou les diarrhées infectieuses. Il est donc essentiel de les évacuer rapidement et de manière sûre. Cela nécessite un réseau d'assainissement efficace, capable de transporter ces eaux vers une station de traitement adaptée.

4. Débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales ou de ruissellement comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage.

Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques. On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisées :

- Méthode rationnelle
- Méthode superficielle

Pour notre cas , nous avons appliqué la méthode rationnelle .

4.1 Procédures de dimensionnement du réseau (réseau unitaire) méthode rationnelle :

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits résultants du ruissellement des pluies. Le débit résultant du ruissellement sur un secteur de superficie « A » ayant un coefficient de ruissellement « C » c'est la méthode la plus simple et la plus utilisée en Algérie, il s'exprime par la formule ci -dessous :

$$Q = K \times C \times i \times A \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec :

Q: Débit d'eau maximale ruisselée (m³ /s).

K : Coefficient correcteur tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, sa

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

détermination est fonction de l'allongement du bassin.

C : coefficient de ruissellement (0 à 1).

I : Intensité moyenne des précipitations (mm/min).

A : Surface de l'aire d'influence (ha).

4.2 Calcul des paramètres du bassin versant :

4.2.1.Pente : Les pentes du bassin versant sont calculées par la formule suivante :

$$I = \frac{Ct(amont) - Ct(aval)}{L} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

Ct (amont) : cote amont de terrain naturel de bassin versant (m).

Ct (aval) : cote aval de terrain naturel de bassin versant (m).

L : longueur la plus longue du bassin versant.

4.2.2.Coefficient de ruissellement :

Il représente le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé. Et il dépend du degré d'imperméabilité, de la pente du terrain, et des conditions d'humidité du sol. (Voir tableau III.03)

$$Ceq = \frac{Cj \times Aj}{\sum Ai} \dots\dots\dots(III.8)$$

Ceq : coefficient de ruissellement équivalent ; $\sum Ai$: surface totale de sous bassin considéré.

Cj : coefficient de ruissellement du sous bassin considéré ;

Aj : surface du sous bassin versant considéré (ha) ;

NB : dans le cas de notre projet, nous avons pris C=0.7 (type d'occupation du sol collectif)

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.03: Coefficients de ruissellement relatifs à diverse surfaces et types D'occupation du sol [43]

Surfaces	Coefficient de ruissellement "Cr"	Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement "Cr"
Chaussée en béton	0.70 – 0.95	Commercial	
Chaussée en brique	0.70 – 0.85	-Centre-ville	0.70 – 0.95
Toiture	0.75 – 0.95	-Banlieue	0.50 – 0.70
Terrain gazonné, sol sablonneux		Résidentiel	
-Plat (pente < 2%)	0.05 – 0.10	-Lotissements	0.30 – 0.50
-Pente moyenne (2 à 7%)	0.10 – 0.15	-Collectifs	0.50 – 0.75
-Pente raide (> 7 %)	0.15 – 0.20	-Habitat dispersé	0.25 – 0.40
Terrain gazonné, sol dense		Industriel	
-Plat (pente < 2%)	0.13 – 0.17	-Densité moyenne	0.50 – 0.80
-Pente moyenne (2 à 7%)	0.18 – 0.22	-Densité élevée	0.60 – 0.90
-Pente raide (> 7 %)	0.25 – 0.35	Pares et jardins publics	0.05 – 0.25
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30	-Terrains de jeux	0.25 – 0.35
		-Terrains vagues	0.05 – 0.15
		-Terrains agricoles	0.05 – 0.13
		Drainée	
		Non drainée	0.03 – 0.7

4.2.3. Temps de concentration :

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le temps mis par une goutte d'eau pour arriver à l'exutoire selon le plus long cheminement de cette dernière.

Il existe plusieurs formules pour calculer le temps de concentration dans la littérature mais notre s'est porté sur la formule de KIRPICH :

$$TC = 32.5 \times 10^{-5} \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

tc : Temps de concentration [h], I : pente moyenne du bassin [m/m]

L : la distance maximale parcourue par l'eau sur la surface (m)

Le temps de concentration Tc est déterminé en fonction de la longueur L du parcours de l'écoulement et de sa pente moyenne I, ces deux paramètres influençant la vitesse d'acheminement des eaux vers l'exutoire. Le tableau III.04 montre les résultats des paramètres des bassins versant

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III.04 Paramètres des bassins versants

bassin versant	Lhyd	CTN amont	CTN aval	Pente (%)	Coefficient ruissellement	Surface (Ha)	Surface Cum (Ha)	Tc(h)	Tc(min)
BV-01	153	521,3	519,23	1,35	0,70	0,98	0,98	0,08	4,92
BV-02	94	520,21	519,23	1,04	0,70	0,23	0,23	0,06	3,74
BV-03	147	519,23	516,22	2,05	0,70	0,83	2,04	0,07	4,06
BV-04	99	518,1	516,22	1,90	0,70	0,36	0,36	0,05	3,09
BV-05	38	516,22	515,07	3,03	0,70	0,06	2,46	0,02	1,23
BV-06	115	516,62	515,07	1,35	0,70	0,39	0,39	0,07	3,95
BV-07	45	515,07	514,12	2,11	0,70	0,07	2,92	0,03	1,61
BV-08	121	515,51	514,12	1,15	0,70	0,42	0,42	0,07	4,37
BV-09	68	514,12	513,38	1,09	0,70	0,23	3,57	0,05	2,86
BV-10	79	513,65	513,38	0,34	0,70	0,29	0,29	0,08	5,02
BV-11	46	513,38	512,57	1,76	0,70	0,09	3,95	0,03	1,76
BV-12	115	513,94	512,57	1,19	0,70	0,58	0,58	0,07	4,14
BV-13	64	512,57	511,8	1,20	0,70	0,09	4,62	0,04	2,63
BV-14	148	517,47	514,23	2,19	0,70	0,58	0,58	0,07	3,98
BV-15	46	518,52	518,09	0,93	0,70	0,08	0,08	0,04	2,25
BV-16	136	519,41	518,98	0,32	0,70	0,54	0,54	0,13	7,86

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

bassin versant	Lhyd	CTN amont	CTN aval	Pente (%)	Coefficient ruissellement	Surface (Ha)	Surface Cum (Ha)	Tc(h)	Tc(min)
BV-17	135	521,18	519,47	1,27	0,70	0,50	0,50	0,08	4,58
BV-18	138	523,87	521,34	1,83	0,70	0,44	0,44	0,07	4,04
BV-19	82	523,83	521,34	3,04	0,70	0,23	0,23	0,04	2,23
BV-20	31	521,34	519,47	6,03	0,70	0,03	0,70	0,01	0,81
BV-21	92	521,17	518,98	2,38	0,70	0,35	1,55	0,04	2,67
BV-22	90	518,98	518,09	0,99	0,70	0,27	2,36	0,06	3,69
BV-23	78	518,09	516,99	1,41	0,70	0,16	2,60	0,05	2,88
BV-24'	23	517,18	516,99	0,83	0,70	0,02	0,02	0,02	1,38
BV-24	87	516,99	514,23	3,17	0,70	0,22	2,84	0,04	2,29
BV-25	80	514,23	511,8	3,04	0,70	0,31	3,73	0,04	2,19
BV-26	121	520,84	517,26	2,96	0,70	0,48	0,48	0,05	3,04
BV-27	62	518,18	517,26	1,48	0,70	0,30	0,30	0,04	2,37
BV-28	39	517,26	515,23	5,21	0,70	0,06	0,84	0,02	1,02
BV-29	91	516,43	515,23	1,32	0,70	0,31	0,31	0,06	3,33
BV-30	108	515,23	512,14	2,86	0,70	0,42	1,57	0,05	2,82
BV-31	39	512,99	512,14	2,18	0,70	0,04	1,85	0,02	1,43
BV-31'	74	512,14	511,8	0,46	0,70	0,24	0,24	0,07	4,26
BV-32	103	510,2	509,12	1,05	0,70	0,55	0,55	0,07	4,00

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

bassin versant	Lhyd	CTN amont	CTN aval	Pente (%)	Coefficient ruissellement	Surface (Ha)	Surface Cum (Ha)	Tc(h)	Tc(min)
BV-33	98	509,75	508,74	1,03	0,70	0,43	0,98	0,06	3,87
BV-34	100	509,15	506,25	2,90	0,70	0,49	1,47	0,04	2,64
BV-35	211	511,8	506,25	2,63	0,70	1,18	11,38	0,08	4,88
BV-36	89	506,25	502,31	4,43	0,70	0,33	13,18	0,03	2,05
BV-37	144	512,56	509,26	2,29	0,70	1,08	1,08	0,06	3,83
BV-38	194	510,9	508,95	1,01	0,70	0,93	0,93	0,11	6,62
BV-39	96	510,37	508,4	2,05	0,70	0,29	1,22	0,05	2,93
BV-40	120	508,79	508,4	0,33	0,70	0,55	0,55	0,12	7,06
BV-41	81	508,4	506,01	2,95	0,70	0,37	2,14	0,04	2,23
BV-42	127	509,26	506,01	2,56	0,70	0,45	1,53	0,06	3,33
BV-43	164	507,14	504,18	1,80	0,70	0,43	0,43	0,08	4,64
BV-44	97	506,01	504,18	1,89	0,70	0,40	4,07	0,05	3,05
BV-45	55	504,18	503,52	1,20	0,70	0,13	4,63	0,04	2,34
BV-46	216	506,6	502,31	1,99	0,70	0,97	5,60	0,09	5,53
BV-47	82	502,31	498,75	4,34	0,70	0,58	19,36	0,03	1,94
BV-48	314	525,48	520,71	1,52	0,70	2,99	2,99	0,14	8,18
BV-49	194	522,54	520,71	0,94	0,70	1,47	1,47	0,11	6,78

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-50	25	520,71	520,13	2,32	0,70	0,01	4,47	0,02	0,99
BV-51	139	521,52	520,13	1,00	0,70	0,47	0,47	0,09	5,13
BV-52	202	524,3	523,09	0,60	0,70	2,51	2,51	0,14	8,33
BV-53	151	524,46	523,09	0,91	0,70	0,65	0,65	0,09	5,68
BV-54	264	523,09	521,17	0,73	0,70	2,37	5,53	0,16	9,50
BV-55	174	523,18	521,17	1,16	0,70	1,38	1,38	0,10	5,77
BV-56	152	523,53	521,17	1,55	0,70	0,9	0,90	0,08	4,64
BV-57	196	521,17	515,06	3,12	0,70	0,89	8,70	0,07	4,31
BV-58	211	523,74	518,51	2,48	0,70	1,38	1,38	0,08	4,99
BV-59	104	520,13	518,51	1,56	0,70	0,23	5,17	0,06	3,46
BV-60	131	518,51	515,06	2,63	0,70	0,9	7,45	0,06	3,38
BV-61	161	519,01	515,06	2,45	0,70	1,27	1,27	0,07	4,07
BV-62	42	515,06	513,68	3,29	0,70	0,08	17,50	0,02	1,29
BV-63	81	514,5	513,68	1,01	0,70	0,29	0,29	0,06	3,37
BV-64	165	513,68	511,48	1,33	0,70	1,09	18,88	0,09	5,24
BV-65	323	515,59	511,48	1,27	0,70	4,06	4,06	0,15	8,95
BV-66	131	511,48	509,22	1,73	0,70	0,84	23,78	0,07	3,97
BV-67	177	511,77	509,22	1,44	0,70	0,82	0,82	0,09	5,37
BV-68	47	508,22	507,17	2,23	0,70	1,8	26,40	0,03	1,63

4.3. Calcul des caractéristiques d'une conduite :

4.3.1. Calcul du diamètre :

La valeur de diamètre d'une conduite est calculer par la formule de manning-strickler :

$$D = \left[\frac{Q}{K_S \times \pi \times 4^{-\frac{5}{3}} \times \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

Q : Débit total (m3/s) ;

Ks : coefficient de Strickler ;

I : pente hydraulique ;

4.3.2. Vitesse à pleine section :

La vitesse à pleine section est calculée par la formule suivante :

$$V_{ps} = \frac{K_S}{4^{2/3}} \times I^{0.5} \times D^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots (III.11)$$

4.3.3. Débit à pleine section :

Les valeurs des débits à pleine section sont données par la formule suivante :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times D^2}{4} \dots \dots \dots (III.12)$$

4.4. Calcul des rapports hydrauliques : rapport des débits (RQ) du rapport des vitesses (RV) et rapport de remplissage (RH):

➤ La formule du rapport débit est donnée suivant la formule :

$$Rq = \frac{Q_p}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (III.13)$$

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

➤ La formule utilisée pour déterminer le rapport des vitesses est la suivante :

$$Rv = \frac{v}{v_{ps}} \dots \dots \dots (III.14)$$

➤ Le rapport de remplissage s'exprime à l'aide de la relation suivante :

$$Rh = \frac{H}{DN} \dots \dots \dots (III.15)$$

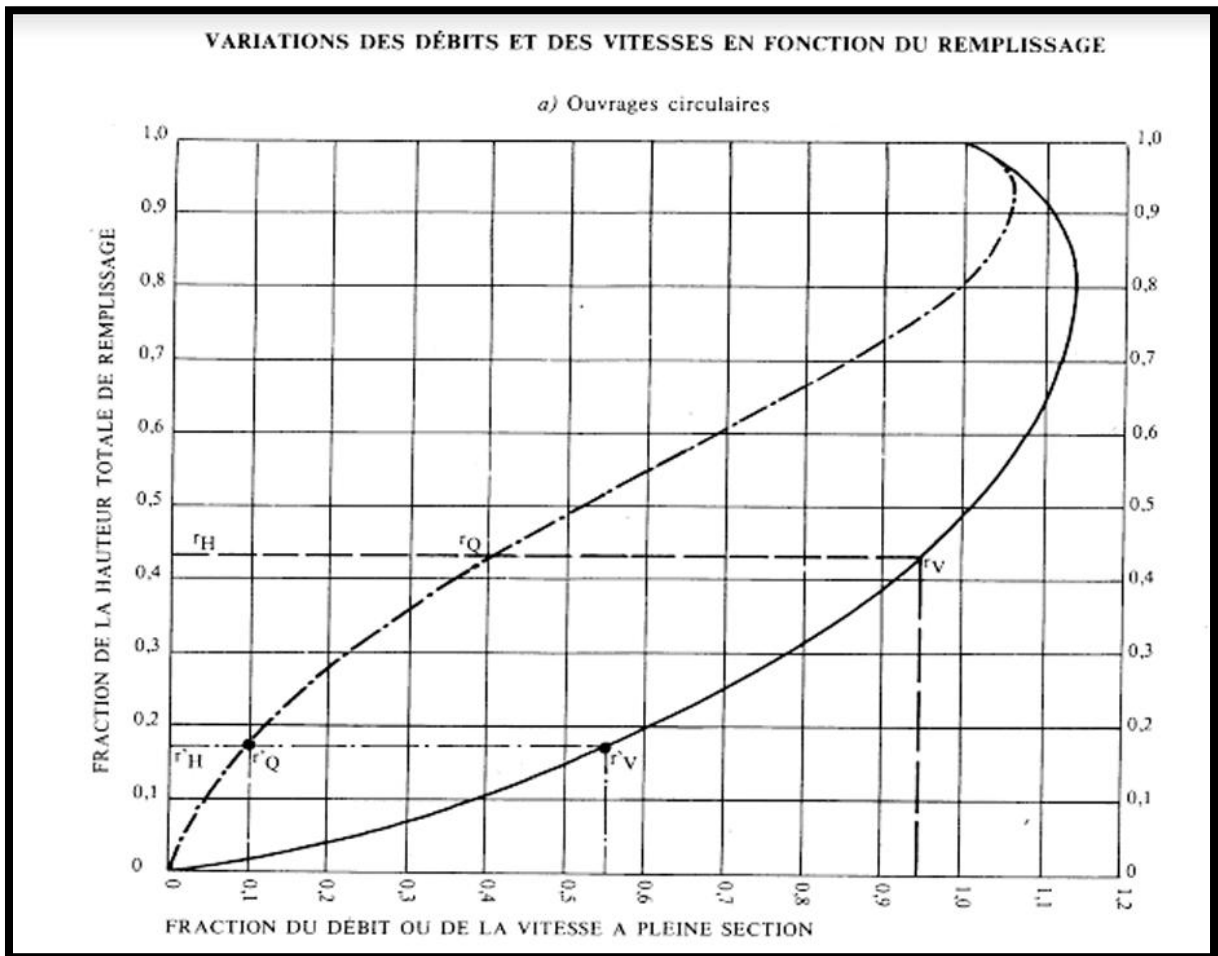


Figure III.2. Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage [CTH]

Tableau III.05 résultats du calcul des débits d'eau pluviale par tronçon du réseau

bassin versant	Ltr	Surface (Ha)	Surface Cum (Ha)	CP AMONT	CP AVAL	Pente (%)	intensité	Qpluvial (m3/s)
BV-01	122	0,98	0,98	519,3	517,73	1,03	1,81	0,20741891
BV-02	88	0,23	0,23	518,21	517,73	0,51	2,41	0,06490177
BV-03	144	0,83	2,04	517,73	514,72	2,05	1,67	0,39762113
BV-04	108	0,36	0,36	516,1	514,72	1,39	2,23	0,09376752
BV-05	36	0,06	2,46	514,72	514,07	1,71	1,56	0,44758734
BV-06	62	0,39	0,39	514,62	514,07	0,48	2,01	0,09172921
BV-07	45	0,07	2,92	514,07	513,12	2,11	1,54	0,52445674
BV-08	52	0,42	0,42	513,71	513,12	0,49	1,79	0,08799494
BV-09	62	0,23	3,57	513,12	511,88	1,82	1,51	0,63221466
BV-10	64	0,29	0,29	512,75	511,88	1,10	2,64	0,08957769
BV-11	37	0,09	3,95	511,88	511,17	1,54	1,49	0,68682646
BV-12	126	0,58	0,58	511,94	511,17	0,67	2,36	0,15975029
BV-13	40	0,09	4,62	511,17	510,5	1,05	1,41	0,76265046
BV-14	132	0,58	0,58	514,97	512,79	1,47	2,26	0,15341241
BV-15	24	0,08	0,08	517,02	516,59	0,93	2,09	0,01951852
BV-16	83	0,54	0,54	518,41	517,48	0,68	1,96	0,12375278

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

bassin versant	Ltr	Surface (Ha)	Surface Cum (Ha)	CP AMONT	CP AVAL	Pente (%)	intensité	Qpluvial (m3/s)
BV-17	87	0,50	0,50	519,68	518,47	0,90	2,10	0,12303066
BV-18	40	0,44	0,44	520,37	519,84	0,38	1,83	0,09427474
BV-19	49	0,23	0,23	520,83	519,84	1,21	2,70	0,07270442
BV-20	31	0,03	0,70	519,84	518,47	4,42	1,75	0,14291467
BV-21	123	0,35	1,55	520,17	517,48	2,92	1,72	0,31247203
BV-22	41	0,27	2,36	517,48	516,59	0,99	1,65	0,45409082
BV-23	69	0,16	2,60	516,59	515,59	1,28	1,61	0,48968534
BV-24'	18	0,02	0,02	515,73	515,59	0,61	3,93	0,00918091
BV-24	80	0,22	2,84	515,59	512,79	3,22	1,56	0,51923051
BV-25	78	0,31	3,73	512,79	510,5	2,86	1,53	0,66757121
BV-26	124	0,48	0,48	517,34	514,76	2,13	2,43	0,13616947
BV-27	47	0,30	0,30	515,68	514,76	1,48	2,33	0,0816964
BV-28	39	0,06	0,84	514,76	514,23	1,36	2,15	0,21102082
BV-29	73	0,31	0,31	515,23	514,23	1,099	2,50	0,09072231
BV-30	118	0,42	1,57	513,23	511,14	1,94	2,08	0,38117556
BV-31	38	0,04	1,85	511,14	510,5	1,64	1,91	0,41253012
BV-31'	79	0,24	0,24	511,99	511,14	1,15	3,26	0,09140516

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-32	76	0,55	0,55	509,2	508,12	1,05	2,02	0,13016395
bassin versant	Ltr	Surface (Ha)	Surface Cum (Ha)	CP AMONT	CP AVAL	Pente (%)	intensité	Qpluvial (m3/s)
BV-33	76	0,43	0,98	508,75	507,74	1,03	1,86	0,21312439
BV-34	76	0,49	1,47	507,15	505,25	1,90	1,76	0,30243495
BV-35	227	1,18	11,38	510,5	505,25	2,49	1,39	1,85363955
BV-36	88	0,33	13,18	503,25	501,31	2,18	1,34	2,06545833
BV-37	165	1,08	1,08	510,06	507,26	1,94	2,15	0,27149966
BV-38	108	0,93	0,93	508,9	506,95	1,01	1,74	0,18865348
BV-39	69	0,29	1,22	508,37	506,4	2,05	1,62	0,2309825
BV-40	68	0,55	0,55	506,79	506,4	0,33	1,64	0,10514457
BV-41	82	0,37	2,14	506,4	505,01	1,72	1,53	0,3822125
BV-42	144	0,45	1,53	507,26	505,01	1,77	1,92	0,34414408
BV-43	124	0,43	0,43	505,14	502,68	1,50	2,12	0,10677959
BV-44	86	0,40	4,07	505,01	502,68	2,40	1,45	0,69201655
BV-45	17	0,13	4,63	502,68	502,52	0,29	1,42	0,76987477
BV-46	163	0,97	5,60	504,1	501,31	1,29	1,41	0,92286008
BV-47	74	0,58	19,36	500,31	497,95	2,88	1,32	2,98880766
BV-48	227	2,99	2,99	522,48	519,41	0,98	1,50	0,52600961
BV-49	137	1,47	1,47	521,54	519,41	1,10	1,87	0,32076495

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-50	9	0,01	4,47	519,41	519,33	0,32	1,31	0,68295948
BV-51	89	0,47	0,47	520,52	519,33	0,86	1,77	0,09702739
BV-52	46	2,51	2,51	521,8	521,09	0,35	1,56	0,45654755
BV-53	21	0,65	0,65	521,46	521,09	0,57	1,69	0,12827323
BV-54	77	2,37	5,53	521,09	519,17	0,73	1,39	0,89693418
BV-55	124	1,38	1,38	520,98	519,17	1,04	1,88	0,30384154
BV-56	142	0,9	0,90	521,96	519,17	1,42	2,16	0,2271277
BV-57	187	0,89	8,70	519,17	514,26	2,51	1,35	1,3767497
BV-58	180	1,38	1,38	521,24	517,71	1,67	1,82	0,29404103
BV-59	89	0,23	5,17	519,33	517,71	1,56	1,30	0,78684617
BV-60	127	0,9	7,45	517,71	514,26	2,63	1,28	1,11091856
BV-61	133	1,27	1,27	517,01	514,26	1,71	1,87	0,27821199
BV-62	41	0,08	17,50	514,26	512,88	3,29	1,25	2,5543861
BV-63	38	0,29	0,29	513,5	512,88	0,77	2,18	0,07387785
BV-64	134	1,09	18,88	512,88	510,48	1,45	1,24	2,742123
BV-65	111	4,06	4,06	512,59	510,48	0,65	1,30	0,61525035
BV-66	137	0,84	23,78	510,48	507,22	2,49	1,25	3,46627245
BV-67	185	0,82	0,82	509,77	507,22	1,44	1,93	0,18498379

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-68	37	1,8	26,40	507,22	506,37	1,81	1,23	3,78546031
--------------	-----------	------------	--------------	---------------	---------------	------	------	------------

Tableau III.06 Résultats du calcul des diamètres des conduites par tronçon du réseau

bassin versant	Ltr	Qpluvial (m3/s)	Qusée	Q tot	D cal	DN	QPS	VPS	RQ	RV	RH	V	H	T parcour	T aval
BV-01	122	0,20741891	0,0007308	0,20814971	0,348	0,4	0,27	2,18	0,76	1,07	0,67	2,33	0,27	0,87	5,76
BV-02	88	0,06490177	0,0004644	0,06536617	0,257	0,3	0,09	1,27	0,73	1,06	0,65	1,35	0,19	1,09	3,83
BV-03	144	0,39762113	0,002394	0,40001513	0,391	0,4	0,39	3,08	1,03	0,92	1,05	2,83	0,42	0,85	6,60
BV-04	108	0,09376752	0,0006228	0,09439032	0,244	0,3	0,15	2,10	0,64	1,05	0,59	2,21	0,18	0,81	4,04
BV-05	36	0,44758734	0,003456	0,45104334	0,423	0,5	0,64	3,27	0,70	1,06	0,63	3,47	0,32	0,17	6,78
BV-06	62	0,09172921	0,0003312	0,09206041	0,296	0,3	0,09	1,23	1,06	0,82	1,13	1,00	0,34	1,03	4,98
BV-07	45	0,52445674	0,004194	0,52865074	0,431	0,5	0,71	3,63	0,74	1,06	0,65	3,86	0,33	0,19	6,97
BV-08	52	0,08799494	0,0001872	0,08818214	0,290	0,3	0,09	1,24	1,01	0,99	0,97	1,23	0,29	0,71	5,69
BV-09	62	0,63221466	0,0050616	0,63727626	0,475	0,6	1,08	3,81	0,59	1,04	0,56	3,98	0,34	0,26	7,23
BV-10	64	0,08957769	0,000342	0,08991969	0,251	0,4	0,28	2,26	0,32	0,88	0,38	1,99	0,15	0,54	2,83
BV-11	37	0,68682646	0,00559178	0,69241824	0,506	0,5	0,61	3,11	1,14	0,25	1,49	0,78	0,74	0,79	8,02
BV-12	126	0,15975029	0,0007272	0,16047749	0,342	0,4	0,22	1,76	0,72	1,06	0,64	1,87	0,26	1,12	4,00
BV-13	40	0,76265046	0,00637132	0,76902178	0,566	0,6	0,82	2,89	0,94	1,06	0,84	3,07	0,51	0,22	8,24
BV-14	132	0,15341241	0,000792	0,15420441	0,291	0,3	0,15	2,16	1,01	0,97	0,99	2,10	0,30	1,05	4,17
BV-15	24	0,01951852	0,0000864	0,01960492	0,146	0,3	0,12	1,72	0,16	0,76	0,27	1,30	0,08	0,31	3,98

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

bassin versant	Ltr	Qpluvial (m3/s)	Qusée	Q tot	D cal	DN	QPS	VPS	RQ	RV	RH	V	H	T parcours	T aval
BV-16	83	0,12375278	0,0004356	0,12418838	0,309	0,4	0,22	1,78	0,55	1,03	0,54	1,84	0,21	0,75	4,92
BV-17	87	0,12303066	0,000468	0,12349866	0,294	0,3	0,12	1,68	1,04	0,90	1,06	1,51	0,32	0,96	4,57
BV-18	40	0,09427474	0,000144	0,09441874	0,311	0,4	0,17	1,34	0,56	1,03	0,54	1,38	0,22	0,48	5,25
BV-19	49	0,07270442	0,0001764	0,07288082	0,228	0,3	0,14	1,95	0,53	1,02	0,52	1,99	0,16	0,41	2,60
BV-20	31	0,14291467	0,0007524	0,14366707	0,230	0,3	0,26	3,74	0,54	1,03	0,53	3,84	0,16	0,13	5,38
BV-21	123	0,31247203	0,0022212	0,31469323	0,334	0,4	0,46	3,68	0,68	1,06	0,62	3,90	0,25	0,53	5,91
BV-22	41	0,45409082	0,0031212	0,45721202	0,471	0,5	0,49	2,49	0,94	1,07	0,84	2,65	0,42	0,26	6,16
BV-23	69	0,48968534	0,003816	0,49350134	0,461	0,5	0,56	2,83	0,89	1,08	0,77	3,05	0,39	0,38	6,54
BV-24'	18	0,00918091	0,0000648	0,00924571	0,119	0,3	0,10	1,39	0,09	0,65	0,21	0,90	0,06	0,33	1,37
BV-24	80	0,51923051	0,0045	0,52373051	0,397	0,5	0,88	4,48	0,60	1,04	0,56	4,68	0,28	0,28	6,83
BV-25	78	0,66757121	0,00576034	0,67333155	0,446	0,5	0,83	4,23	0,81	1,07	0,70	4,53	0,35	0,29	7,11
BV-26	124	0,13616947	0,0007524	0,13692187	0,259	0,3	0,18	2,60	0,75	1,06	0,66	2,76	0,20	0,75	3,46
BV-27	47	0,0816964	0,0001692	0,0818656	0,229	0,3	0,15	2,17	0,53	1,02	0,52	2,22	0,16	0,35	3,30
BV-28	39	0,21102082	0,0013716	0,21239242	0,333	0,4	0,32	2,51	0,67	1,06	0,61	2,66	0,24	0,24	3,71
BV-29	73	0,09072231	0,0004176	0,09113991	0,252	0,4	0,28	2,26	0,32	0,88	0,38	1,99	0,15	0,61	3,16
BV-30	118	0,38117556	0,0027072	0,38388276	0,389	0,4	0,38	3,00	1,02	0,95	1,01	2,86	0,40	0,69	4,40
BV-31	38	0,41253012	0,0035928	0,41612292	0,413	0,5	0,63	3,20	0,66	1,06	0,61	3,38	0,30	0,19	3,35
BV-31'	79	0,09140516	0,0004356	0,09184076	0,251	0,3	0,13	1,91	0,68	1,06	0,62	2,02	0,19	0,65	2,16

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

bassin versant	Ltr	Qpluvial (m3/s)	Qusée	Q tot	D cal	DN	QPS	VPS	RQ	RV	RH	V	H	T parcours	T aval
BV-32	76	0,13016395	0,0003564	0,13052035	0,291	0,3	0,13	1,82	1,01	0,97	0,99	1,76	0,30	0,72	4,62
BV-33	76	0,21312439	0,0009144	0,21403879	0,351	0,4	0,27	2,19	0,78	1,07	0,68	2,33	0,27	0,54	5,17
BV-34	76	0,30243495	0,0014616	0,30389655	0,357	0,4	0,37	2,97	0,81	1,07	0,70	3,18	0,28	0,40	5,56
BV-35	227	1,85363955	0,01310262	1,86674217	0,671	0,8	2,71	5,39	0,69	1,06	0,62	5,71	0,50	0,66	8,90
BV-36	88	2,06545833	0,01427395	2,07973227	0,717	0,8	2,54	5,05	0,82	1,07	0,71	5,41	0,57	0,27	9,17
BV-37	165	0,27149966	0,0010548	0,27255446	0,342	0,4	0,38	3,00	0,72	1,06	0,64	3,19	0,26	0,86	4,32
BV-38	108	0,18865348	0,0006732	0,18932668	0,337	0,4	0,27	2,16	0,70	1,06	0,63	2,29	0,25	0,79	6,10
BV-39	69	0,2309825	0,001206	0,2321885	0,318	0,4	0,39	3,09	0,60	1,04	0,57	3,23	0,23	0,36	6,46
BV-40	68	0,10514457	0,0003708	0,10551537	0,335	0,4	0,15	1,23	0,68	1,06	0,62	1,30	0,25	0,87	6,85
BV-41	82	0,3822125	0,002268	0,3844805	0,398	0,4	0,35	2,82	1,08	0,68	1,23	1,93	0,49	0,71	7,56
BV-42	144	0,34414408	0,002088	0,34623208	0,380	0,4	0,36	2,87	0,96	1,05	0,88	3,01	0,35	0,80	5,12
BV-43	124	0,10677959	0,0007956	0,10757519	0,253	0,3	0,15	2,18	0,70	1,06	0,63	2,31	0,19	0,90	4,44
BV-44	86	0,69201655	0,00508905	0,69710561	0,467	0,5	0,76	3,87	0,92	1,07	0,81	4,16	0,40	0,34	7,91
BV-45	17	0,76987477	0,00584658	0,77572135	0,722	0,8	0,93	1,84	0,84	1,07	0,72	1,98	0,58	0,14	8,05
BV-46	163	0,92286008	0,00659112	0,9294512	0,584	0,6	0,91	3,21	1,03	0,94	1,02	3,02	0,61	0,90	8,95
BV-47	74	2,98880766	0,01840307	3,00721073	0,781	0,8	2,91	5,80	1,03	0,92	1,04	5,34	0,83	0,23	9,18
BV-48	227	0,52600961	0,0015804	0,52759001	0,498	0,5	0,49	2,47	1,09	0,66	1,24	1,64	0,62	2,30	9,37
BV-49	137	0,32076495	0,0008424	0,32160735	0,405	0,5	0,51	2,62	0,63	1,05	0,58	2,75	0,29	0,83	5,42

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-50	9	0,68295948	0,0026532	0,68561268	0,677	0,8	0,97	1,93	0,71	1,06	0,63	2,05	0,51	0,07	9,44
BV-51	89	0,09702739	0,0004824	0,09750979	0,271	0,3	0,12	1,65	0,84	1,07	0,72	1,77	0,22	0,84	5,97
BV-52	46	0,45654755	0,0002232	0,45677075	0,571	0,6	0,47	1,67	0,97	1,04	0,88	1,75	0,53	0,44	7,05
BV-53	21	0,12827323	0,000612	0,12888523	0,324	0,4	0,21	1,64	0,63	1,05	0,58	1,72	0,23	0,20	5,82
BV-54	77	0,89693418	0,001008	0,89794218	0,642	0,8	1,47	2,92	0,61	1,05	0,57	3,06	0,46	0,42	8,73
BV-55	124	0,30384154	0,0007596	0,30460114	0,401	0,4	0,28	2,20	1,10	0,55	1,32	1,21	0,53	1,71	6,22
BV-56	142	0,2271277	0,0008568	0,2279845	0,339	0,4	0,32	2,57	0,71	1,06	0,63	2,72	0,25	0,87	4,30
BV-57	187	1,3767497	0,0041508	1,3809005	0,599	0,6	1,26	4,47	1,09	0,62	1,27	2,79	0,76	1,12	9,85
BV-58	180	0,29404103	0,0012168	0,29525783	0,362	0,4	0,35	2,79	0,84	1,07	0,73	3,00	0,29	1,00	5,82
BV-59	89	0,78684617	0,0037908	0,79063697	0,531	0,6	1,00	3,52	0,79	1,07	0,69	3,77	0,41	0,39	9,83
BV-60	127	1,11091856	0,00577952	1,11669808	0,548	0,6	1,29	4,58	0,86	1,08	0,75	4,93	0,45	0,43	10,26
BV-61	133	0,27821199	0,000828	0,27903999	0,353	0,4	0,35	2,82	0,79	1,07	0,69	3,01	0,27	0,74	5,29
BV-62	41	2,5543861	0,00919902	2,56358512	0,718	0,8	3,11	6,20	0,82	1,07	0,71	6,65	0,57	0,10	10,37
BV-63	38	0,07387785	0,0001368	0,07401465	0,250	0,3	0,11	1,56	0,67	1,06	0,61	1,65	0,18	0,38	3,75
BV-64	134	2,742123	0,00991026	2,75203327	0,859	1	3,76	4,79	0,73	1,06	0,65	5,09	0,65	0,44	10,80
BV-65	111	0,61525035	0,0007308	0,61598115	0,569	0,6	0,64	2,28	0,96	1,05	0,87	2,40	0,52	0,77	10,29
BV-66	137	3,46627245	0,01091209	3,47718453	0,847	1	4,91	6,26	0,71	1,06	0,63	6,64	0,63	0,34	10,63
BV-67	185	0,18498379	0,001188	0,18617179	0,313	0,4	0,32	2,59	0,57	1,04	0,55	2,68	0,22	1,15	5,45
BV-68	37	3,78546031	0,00985697	3,79531728	0,930	1	4,19	5,34	0,91	1,07	0,79	5,74	0,79	0,11	10,74

5.Vérification les conditions d'auto-curage :

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

Pour éviter le dépôt et assurer un bon fonctionnement du réseau d'assainissement, il faut vérifier ces conditions :

- Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= 0.6m/s à QPS/10.
- Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= 0.3m/s à QPS/100.
- Vitesse maximale (V_{MAX})=3 à 4 m/s [47]

Les conditions d'auto-curage : $Q/QPS=0,1$; $V \geq 0,6$ m/s.

Les résultats des calculs donnés dans le Tableau III.07 montrent que les conditions d'auto-curage sont assurées car la vitesse d'écoulement dans tous les tronçons dépasse 0,6m/s.

Tableau III.07 résultats du calcul des conditions d'auto curage par tronçon du réseau

bassin versant	Tronçons	v	v>0,6
BV-01	R8-R11	1,20	vérifié
BV-02	R13-R11	0,70	vérifié
BV-03	R11-R19	1,70	vérifié
BV-04	R14-R19	1,15	vérifié
BV-05	R19-R20	1,80	vérifié
BV-06	R21-R20	0,68	vérifié
BV-07	R20-R22	2,00	vérifié
BV-08	R23-R22	0,68	vérifié
BV-09	R22-R26	2,10	vérifié
BV-10	R24-R26	1,24	vérifié
BV-11	R26-R30	1,71	vérifié
BV-12	R27-R30	0,97	vérifié

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-13	<i>R30-R31</i>	1,59	vérifié
BV-14	<i>R36-R33</i>	1,19	vérifié
BV-15	<i>R37-R38</i>	0,95	vérifié
BV-16	<i>R51-R49</i>	0,98	vérifié
BV-17	<i>R45-R47</i>	0,93	vérifié
BV-18	<i>R42-R43</i>	0,73	vérifié
BV-19	<i>R44-R43</i>	1,07	vérifié
BV-20	<i>R43-R47</i>	2,06	vérifié
BV-21	<i>R48-R49</i>	2,03	vérifié
BV-22	<i>R49-R38</i>	1,37	vérifié
BV-23	<i>R38-R39</i>	1,56	vérifié
BV-24'	<i>R40-R39</i>	0,76	vérifié
BV-24	<i>R39-R33</i>	2,47	vérifié
BV-25	<i>R33-R31</i>	2,33	vérifié
BV-26	<i>R52-R55</i>	1,43	vérifié
BV-27	<i>R56-R55</i>	1,19	vérifié
BV-28	<i>R55-R57</i>	1,38	vérifié
BV-29	<i>R59-R57</i>	1,24	vérifié
BV-30	<i>R57-R62</i>	1,65	vérifié
BV-31	<i>R62-R31</i>	1,76	vérifié
BV-31'	<i>R64-R62</i>	1,05	vérifié
BV-32	<i>R76-R73</i>	1,00	vérifié
BV-33	<i>R74-R71</i>	1,20	vérifié
BV-34	<i>R72-R69</i>	1,63	vérifié
BV-35	<i>R31-R69</i>	2,97	vérifié
BV-36	<i>R69-R77</i>	2,78	vérifié
BV-37	<i>R89-R85</i>	1,65	vérifié
BV-38	<i>R90-R94</i>	1,19	vérifié
BV-39	<i>R95-R96</i>	1,70	vérifié
BV-40	<i>R100-R96</i>	0,68	vérifié

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

BV-41	<i>R96-R82</i>	1,55	vérifié
BV-42	<i>R85-R82</i>	1,58	vérifié
BV-43	<i>R101-R79</i>	1,20	vérifié
BV-44	<i>R82-R79</i>	2,13	vérifié
BV-45	<i>R79-R78</i>	1,01	vérifié
BV-46	<i>R103-R77</i>	1,76	vérifié
BV-47	<i>R77-167</i>	3,19	vérifié
BV-48	<i>R105-R112</i>	1,36	vérifié
BV-49	<i>R117-R112</i>	1,44	vérifié
BV-50	<i>R112-R113</i>	1,06	vérifié
BV-51	<i>R114-R113</i>	0,91	vérifié
BV-52	<i>R134-R131</i>	0,92	vérifié
BV-53	<i>R132-R131</i>	0,90	vérifié
BV-54	<i>R131-R128</i>	1,60	vérifié
BV-55	<i>R125-R128</i>	1,21	vérifié
BV-56	<i>R148-R128</i>	1,41	vérifié
BV-57	<i>R128-R139</i>	2,46	vérifié
BV-58	<i>R124-R119</i>	1,53	vérifié
BV-59	<i>R113-R119</i>	1,94	vérifié
BV-60	<i>R119-R139</i>	2,52	vérifié
BV-61	<i>R145-R139</i>	1,55	vérifié
BV-62	<i>R139-R150</i>	3,41	vérifié
BV-63	<i>R149-R150</i>	0,86	vérifié
BV-64	<i>R150-R153</i>	2,63	vérifié
BV-65	<i>R157-R153</i>	1,25	vérifié
BV-66	<i>R153-R168</i>	3,44	vérifié
BV-67	<i>R165-R168</i>	1,42	vérifié
BV-68	<i>R168-R173</i>	2,94	vérifié

6.Profil en long:

Après avoir tracé les réseaux de canalisation et déterminé les débits des eaux usées et pluviales pour chaque tronçon, nous avons établi les profils en long à l'aide du logiciel Civil 3D. Ces profils ont été réalisés à titre d'exemples pour vérifier la cohérence entre les résultats des calculs hydrauliques (pentes, vitesses, hauteurs) et la représentation graphique. Des regards de chute ont été intégrés afin d'assurer un écoulement gravitaire satisfaisant, tout en respectant une hauteur minimale de recouvrement de 80 cm. (voir la figure III.03)

Tableau III.08. Résultats des paramètres du profil en long de la zone d'étude et l'emplacement des regards de chute.

Tronçons	CTN amont	CTN aval	L Tr	I corrigé	DN	Dénivellati on	PROF amont	PROF aval	Cte rad amont	Cte rad aval
R8-R11	521,3	519,23	122	0,013	0,4	1,57	2	1,5	519,3	517,73
R13-R11	520,21	519,23	88	0,005	0,3	0,48	2	1,5	518,21	517,73
R11-R19	519,23	516,22	144	0,021	0,4	3,01	1,5	1,5	517,73	514,72
R14-R19	518,1	516,22	108	0,013	0,3	1,38	2	1,5	516,1	514,72
R19-R20	516,22	515,07	36	0,018	0,5	0,65	1,5	1	514,72	514,07
R21-R20	516,62	515,07	62	0,009	0,3	0,55	2	1	514,62	514,07
R20-R22	515,07	514,12	45	0,021	0,5	0,95	1	1	514,07	513,12
R23-R22	515,51	514,12	52	0,011	0,3	0,59	1,8	1	513,71	513,12
R22-R26	514,12	513,38	62	0,020	0,6	1,24	1	1,5	513,12	511,88
R24-R26	513,65	513,38	64	0,014	0,4	0,87	0,9	1,5	512,75	511,88
R26-R30	513,38	512,57	37	0,019	0,5	0,71	1,5	1,4	511,88	511,17
R27-R30	513,94	512,57	126	0,006	0,4	0,77	2	1,4	511,94	511,17
R30-R31	512,57	511,8	40	0,017	0,6	0,67	1,4	1,3	511,17	510,5
R36-R33	517,47	514,23	132	0,017	0,3	2,18	2,5	1,44	514,97	512,79
R37-R38	518,52	518,09	24	0,018	0,3	0,43	1,5	1,5	517,02	516,59
R51-R49	519,41	518,98	83	0,011	0,4	0,93	1	1,5	518,41	517,48
R45-R47	521,18	519,47	87	0,014	0,3	1,21	1,5	1	519,68	518,47
R42-R43	523,87	521,34	40	0,013	0,4	0,53	3,5	1,5	520,37	519,84

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tronçons	CTN amont	CTN aval	L Tr	I corrigé	DN	Dénivellati on	PROF amont	PROF aval	Cte rad amont	Cte rad aval
R44-R43	523,83	521,34	49	0,020	0,3	0,99	3	1,5	520,83	519,84
R43-R47	521,34	519,47	31	0,044	0,3	1,37	1,5	1	519,84	518,47
R48-R49	521,17	518,98	123	0,022	0,4	2,69	1	1,5	520,17	517,48
R49-R38	518,98	518,09	41	0,022	0,5	0,89	1,5	1,5	517,48	516,59
R38-R39	518,09	516,99	69	0,014	0,5	1	1,5	1,4	516,59	515,59
R40-R39	517,18	516,99	18	0,008	0,3	0,14	1,45	1,4	515,73	515,59
R39-R33	516,99	514,23	80	0,035	0,5	2,8	1,4	1,44	515,59	512,79
R33-R31	514,23	511,8	78	0,029	0,5	2,29	1,44	1,3	512,79	510,5
R52-R55	519,84	517,26	124	0,021	0,3	2,58	2,5	2,5	517,34	514,76
R56-R55	518,18	517,26	47	0,020	0,3	0,92	2,5	2,5	515,68	514,76
R55-R57	517,26	515,23	39	0,014	0,4	0,53	2,5	1	514,76	514,23
R59-R57	516,43	515,23	73	0,014	0,4	1	1,2	1	515,23	514,23
R57-R62	515,23	512,14	118	0,018	0,4	2,09	2	1	513,23	511,14
R62-R31	512,14	511,8	38	0,017	0,5	0,64	1	1,3	511,14	510,5
R64-R62	512,99	512,14	79	0,011	0,3	0,85	1	1	511,99	511,14
R76-R73	510,2	509,12	76	0,014	0,3	1,08	1	1	509,2	508,12
R74-R71	509,75	508,74	76	0,013	0,4	1,01	1	1	508,75	507,74
R72-R69	509,15	506,25	76	0,025	0,4	1,9	2	1	507,15	505,25
R31-R69	511,8	506,25	227	0,023	0,8	5,25	1,3	1	510,5	505,25
R69-R77	506,25	502,31	88	0,022	0,8	1,94	3	1	503,25	501,31
R89-R85	512,56	509,26	165	0,017	0,4	2,8	2,5	2	510,06	507,26
R90-R94	510,9	508,95	108	0,018	0,4	1,95	2	2	508,9	506,95
R95-R96	510,37	508,4	69	0,029	0,4	1,97	2	2	508,37	506,4
R100-R96	508,79	508,4	68	0,006	0,4	0,39	2	2	506,79	506,4
R96-R82	508,4	506,01	82	0,017	0,4	1,39	2	1	506,4	505,01
R85-R82	509,26	506,01	144	0,016	0,4	2,25	2	1	507,26	505,01
R101-R79	507,14	504,18	124	0,020	0,3	2,46	2	1,5	505,14	502,68
R82-R79	506,01	504,18	86	0,027	0,5	2,33	1	1,5	505,01	502,68

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tronçons	CTN amont	CTN aval	L Tr	I corrigé	DN	Dénivellati on	PROF amont	PROF aval	Cte rad amont	Cte rad aval
R79-R78	504,18	503,52	17	0,009	0,8	0,16	1,5	1	502,68	502,52
R103-R77	506,6	502,31	163	0,017	0,6	2,79	2,5	1	504,1	501,31
R77-RJ1	502,31	498,75	74	0,032	0,8	2,36	2	0,8	500,31	497,95
R105-R112	525,48	520,71	227	0,014	0,5	3,07	3	1,3	522,48	519,41
R117-R112	522,54	520,71	137	0,016	0,5	2,13	1	1,3	521,54	519,41
R112-R113	520,71	520,13	9	0,009	0,8	0,08	1,3	0,8	519,41	519,33
R114-R113	521,52	520,13	89	0,013	0,3	1,19	1	0,8	520,52	519,33
R134-R131	524,3	523,09	46	0,015	0,6	0,71	2,5	2	521,8	521,09
R132-R131	524,46	523,09	21	0,041	0,4	0,87	2,5	2	521,96	521,09
R131-R128	523,09	521,17	77	0,025	0,8	1,92	2	2	521,09	519,17
R125-R128	523,18	521,17	124	0,015	0,4	1,81	2,2	2	520,98	519,17
R148-R128	523,53	521,17	142	0,015	0,4	2,16	2,2	2	521,33	519,17
R128-R139	521,17	515,06	187	0,026	0,6	4,91	2	0,8	519,17	514,26
R124-R119	523,74	518,51	180	0,020	0,4	3,53	2,5	0,8	521,24	517,71
R113-R119	520,13	518,51	89	0,018	0,6	1,62	0,8	0,8	519,33	517,71
R119-R139	518,51	515,06	127	0,027	0,6	3,45	0,8	0,8	517,71	514,26
R145-R139	519,01	515,06	133	0,021	0,4	2,75	2	0,8	517,01	514,26
R139-R150	515,06	513,68	41	0,034	0,8	1,38	0,8	0,8	514,26	512,88
R149-R150	514,5	513,68	38	0,016	0,3	0,62	1	0,8	513,5	512,88
R150-R153	513,68	511,48	134	0,018	1	2,4	0,8	1	512,88	510,48
R157-R153	515,59	511,48	111	0,019	0,6	2,11	3	1	512,59	510,48
R153-R168	511,48	509,22	137	0,024	1	3,26	1	2	510,48	507,22
R165-R168	511,77	509,22	185	0,014	0,4	2,55	2	2	509,77	507,22
R168-RJ2	509,22	507,17	37	0,023	1	0,85	2	0,8	507,22	506,37

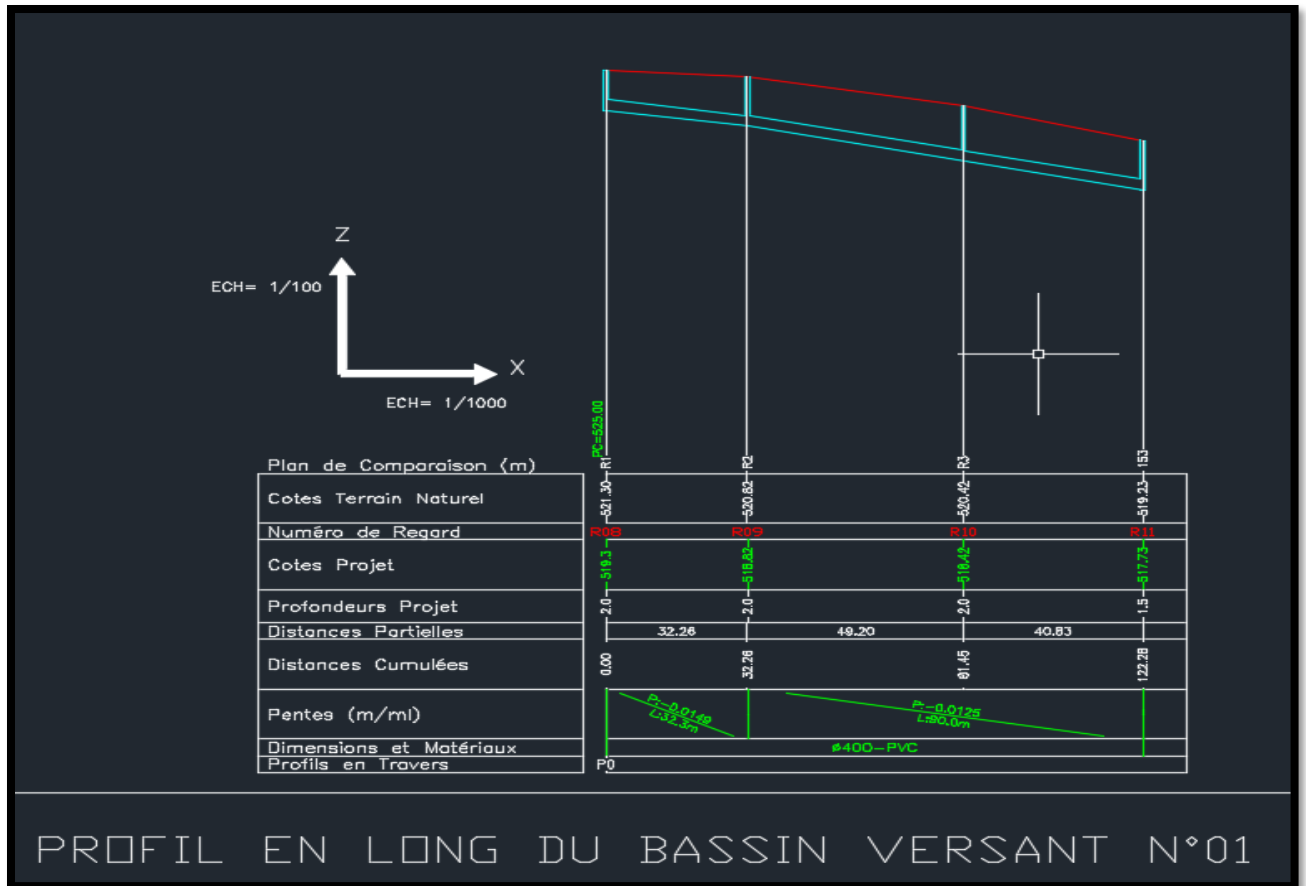


Figure III.03. Schéma de profil en long du bassin versant N°01.

7. Résultats et interprétations :

L'analyse hydraulique du réseau d'assainissement proposé montre un fonctionnement globalement satisfaisant, avec des vitesses d'écoulement situées dans des plages acceptables vis-à-vis des exigences de l'auto-curage et de la sécurité des conduites. Les différents diamètres choisis, compris entre 300 mm et 1000 mm, permettent d'assurer un bon écoulement gravitaire en fonction des débits à collecter et des contraintes topographiques de la région.

La configuration initiale du réseau a nécessité certains ajustements, notamment au niveau des pentes, afin d'optimiser les conditions d'écoulement. Pour cela, une augmentation ciblée de la profondeur d'enfouissement a été appliquée dans certains tronçons. Cette adaptation a permis de corriger les déséquilibres hydrauliques constatés lors de la simulation, tout en respectant les contraintes techniques et géométriques du terrain.

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

En conclusion, les résultats obtenus traduisent une conception maîtrisée, répondant aux normes de dimensionnement en vigueur et adaptée au contexte local.

Chapitre IV :
Dimensionnement de la
station de relevage et
déversoir d'orage

Dans un réseau d'assainissement, l'écoulement des eaux usées repose en principe sur la gravité, en suivant la pente naturelle du terrain. Toutefois, il arrive que les caractéristiques topographiques du site ne permettent pas un tel écoulement gravitaire. Dans ces cas-là, il devient nécessaire de recourir à une solution technique pour assurer l'acheminement des eaux. C'est là qu'intervient la station de pompage.

Ce type d'installation permet de relever les eaux, et peut être utilisé dans divers contextes : l'alimentation en eau des canaux, le drainage des zones basses, ou encore l'évacuation des eaux usées vers une station de traitement.

Dans ce chapitre, nous allons nous intéresser à la conception d'une station de relevage destinée à assurer le transport des eaux usées vers la station d'épuration (STEP) de Aïn El Houtz. Plus précisément, il s'agit de dimensionner une première station de pompage (SP1) qui permettra de relever les eaux usées d'un secteur donné vers une seconde station de pompage déjà existante (SP2). Cette dernière prend ensuite en charge le transfert des effluents jusqu'à la STEP. Le dimensionnement de la station SP1 devra tenir compte des caractéristiques altimétriques du site, du débit à évacuer, ainsi que des contraintes hydrauliques du tronçon SP1-SP2, afin de garantir un fonctionnement efficace, fiable et intégré dans l'ensemble du système d'assainissement.

1. Les Stations de Pompage

Les stations de pompages sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau haut à un autre plus haut, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des tracés devenus économiquement inacceptables en réseau gravitaire.[11]

on distingue :

- **Un poste de relèvement** : il est destiné à élever les eaux, généralement sur place et sur une faible hauteur, pour permettre à un collecteur devenu trop profond de retrouver un niveau économiquement acceptable.

- **Un poste de refoulement** : il a pour objet de faire transiter les effluents sous pression, souvent sur une assez grande longueur ou sur une assez grande hauteur de refoulement pour franchir un obstacle particulier (rivière, relief, etc....) ou pour atteindre une station d'épuration éloignée.

Une station de pompage est constituée par :

- **Une bache de stockage** : temporaire ou de reprise des effluents, équipée en amont d'un dégrillage et d'une chambre de dessablement ce qui est souhaitable pour limiter les effets abrasifs et assurer la pérennité des matériels hydro-électriques en retenant les déchets volumineux et une échelle qui permet d'accéder à la bache.

- **Un ensemble hydroélectrique** : constitué d'une ou plusieurs motopompes, immergées ou non, des tuyauteries et appareillage nécessaires à l'exhaure des effluents.

- **Une chambre additionnelle** : constitue les équipements hydrauliques :

- Un clapet anti retour : évite la vidange du circuit hydraulique après l'arrêt des pompes et la protection du moteur électrique de ne pas se tourner dans le sens inverse lors du retour de l'eau.

- Une vanne ; placé après le clapet permet d'isoler les pompes lors de l'entretien et du démontage.

- Anti béliers ; permet de protéger l'installation hydraulique.

- Une armoire de commande. [12]

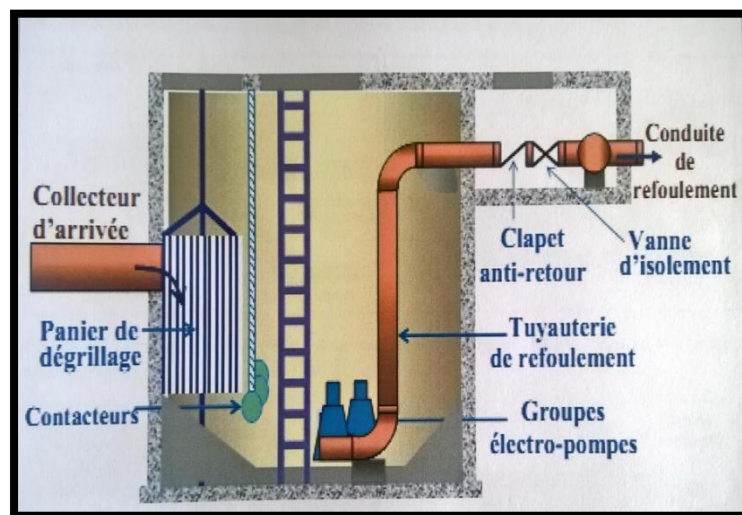


Figure IV.01 : Éléments constitutifs des stations de relevage. [12]

1.1. Rôle des stations de pompage en assainissement

En général, dans un réseau d'assainissement on essaie de faire véhiculer les eaux usées gravitairement, si éventuellement la topographie et la nature du terrain le permettent. Parfois

cette solution devient difficile à cause de certaines contraintes topographiques et géotechniques (exemples : terrains accidentés ou trop plats, terrains très rocheux, etc...). Donc pour éviter de caler le réseau à des profondeurs excessives, on fait recours à des stations de pompage (refoulement ou relèvement, selon la cas). Les stations de pompage permettent d'élever le niveau des eaux usées d'un point à un autre en vue de leur déversement dans des ouvrages tels que regards de visite ou autres ouvrages spéciaux.[13]

1.2. Différences entre Poste de Refoulement et Poste de Relèvement

Un poste de refoulement est un poste qui consiste à relever l'eau et la refouler jusqu'à une certaine distance pour être déversée dans un ouvrage. La distance de refoulement peut être importante et peut atteindre quelques kilomètres. Tandis qu'un poste de relèvement (ou relevage) est un poste qui consiste à relever l'eau jusqu'à un certain point pour être déversée gravitairement après.[13]

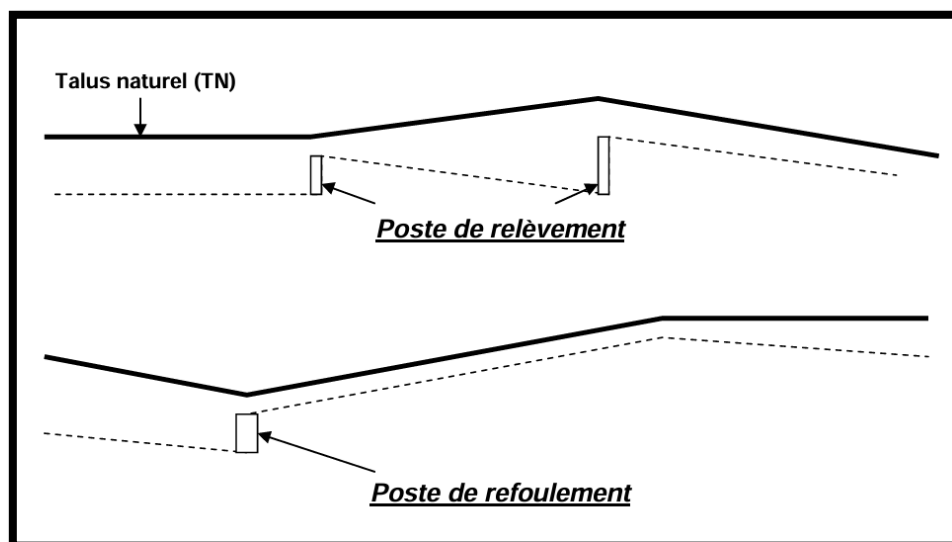


Figure IV.02 : Poste de refoulement et pose de relèvement. [13]

1.3. Composition d'une Station de Pompage

Généralement une station de pompage des eaux usées se compose de :

1.3.1 Partie Génie civil :

- Un puisard (ou bêche), coulé sur place ou préfabriqué,
- Chambre des vannes
- Ouvrage abritant le dégrilleur

- Ouvrages annexes et aménagements divers (regards, locaux techniques, clôture, aire de manœuvre ...)

1.3.2. Partie Équipement :

- Système de dégrillage (manuel ou automatique)
- Une ou plusieurs pompes
- Les conduites d'aspiration
- Des appareils de robinetterie (vannes d'isolement, clapets anti-retour,...)
- Des appareils pour la mesure débits (débitmètre électromagnétique)
- Un dispositif de fonctionnement automatique (automate programmable, poires de niveau, etc...)
- Un dispositif d'homogénéisation, mélangeur, vanne de brassage ou compresseur de débouillage)
- Appareils de protection éventuelle contre les coups de bélier (ballon anti-bélier)
- Pièces spéciales et accessoires de raccordement (coudes, tés, manchettes de traversées, cônes de réduction, joints de montage,...)
- Système de levage, d'accès et d'entretien (portique avec palan, échelles de descente, ...)
- Trappes de visite (grilles caillebotis, tôles striées, ...)
- Equipement électrique (alimentation électrique, poste transformateur éventuel, armoire électrique et de commande, éclairage, etc...) [13]

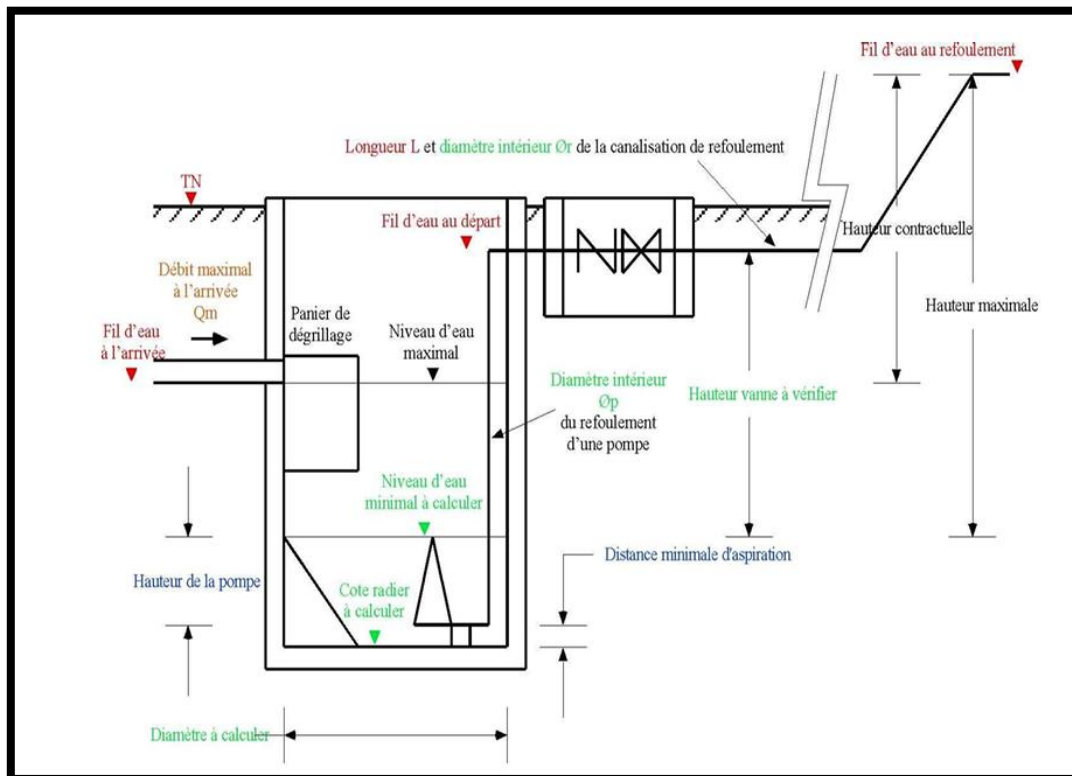


Figure IV.03 : Exemple de schéma d'une station de pompage. [13]

1.4. Les types de stations de pompage

1.4.1 Station à cale sèche :

Dans une station à cale sèche, la chambre des pompes et la bache humide (ou puisard) sont séparées. Le choix de ce type de station doit résulter d'une étude d'ordre fonctionnel, à savoir:

- L'accessibilité,
- L'entretien des groupes de pompage (pompe et moteur)

Les pompes peuvent être à axe horizontal ou vertical.

1.4.2 Station immergée :

Dans une station immergée, la bache (ou puisard) et la chambre des pompes sont confondues, c'est-à-dire les pompes sont placées directement dans la bache. Le choix de ce type de station doit résulter d'une étude d'ordre économique, à savoir :

- Coût de génie civil
- Coût des de l'ensemble des équipements

- Frais d'exploitation (entretien, énergie électrique, ...)

Les pompes peuvent être à axe horizontal ou vertical. [13]

1.5 Caractéristiques des effluents en assainissement

Les eaux usées sont des eaux qui contiennent des déchets liquides et des débris solides plus ou moins importants, tels que :

- Matières organiques (matières fécales,...) ;
- Boues chargées de sables, de peinture, d'huile, de graisses, de copeaux métalliques ;
- Déchets divers de volumes plus ou moins variés, tels que : pierres, bouteilles, papiers.

Ces liquides peuvent être très également :

- Très visqueuses (à cause de graisses, huiles ou d'autres produits provenant d'industrie),
- Abrasifs (à cause de sable, produits d'usinage, ...),
- Corrosifs ou agressifs (à cause de PH élevé).

Donc les pompes doivent être bien choisies pour résister à ce genre d'effluents. [13]

2. Déversoir d'orage :

Le déversoir est un ouvrage qui permet un partage des débits dans deux canaux ou collecteurs, où les débits sont partagés quelle que soit la hauteur d'eau, dans un déversoir, le déversement n'a lieu que si la hauteur du fluide atteint la hauteur de la crête déversante. Le déversoir est un orifice ouvert à sa partie supérieure, il est utilisé pour le control et la mesure des débits dans les canaux à ciel ouvert.[41]

2.1 Types de déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs d'orage selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP (station d'épuration).[42]

a. Déversoir d'orage à seuil frontal

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

L'implantation de ce type de déversoir d'orage est tout indiquée sur une branche de réseau adjacente à un collecteur de berge, à condition de n'être pas perturbée, par les mises en charge imposées à l'aval [42].



Figure IV.04 : Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan).

b. Déversoir d'orage à seuil latéral

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place. A l'aval de la chambre de déversement, le contrôle du débit conservé en système unitaire peut être réalisé par le choix d'un orifice calibré, situé à l'entrée du collecteur unitaire aval ou collecteur d'acheminement des eaux polluées vers la station d'épuration :

- s'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable ;
- au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé [42].

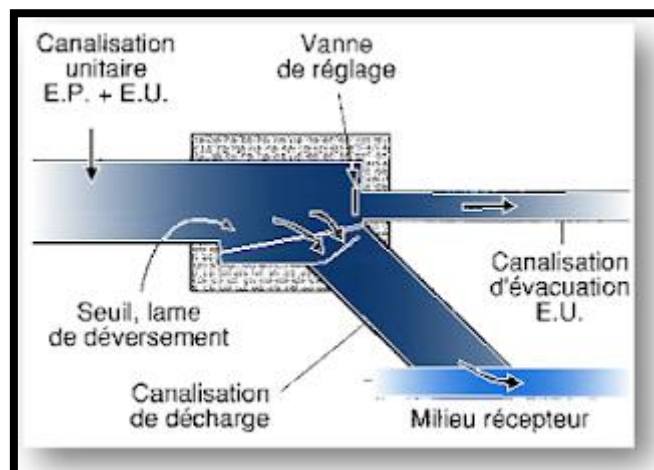


Figure IV.05 :Déversoir d'orage classique à seuil latéral biais

C. Déversoir d'orage à double seuil latéral

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette transitant le débit de temps sec et de « petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre. Il s'agit de cas bien particuliers, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes [42].

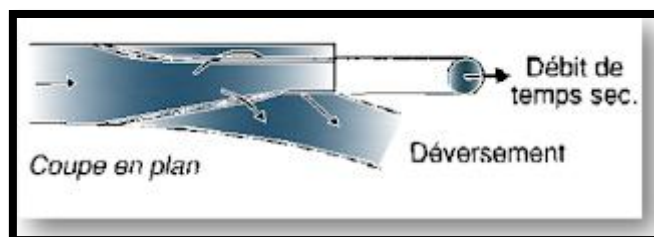


Figure IV.06 :Déversoir d'orage à double seuil latéral

D. Déversoir d'orage avec ouverture du radier

Dans ce type de déversoir d'orage, le débit de temps sec et de « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Le débit de fuite de temps sec ou de petite pluie se calcule selon la loi des orifices. Il s'agit d'un type d'ouvrage à déconseiller fortement, qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec [42].

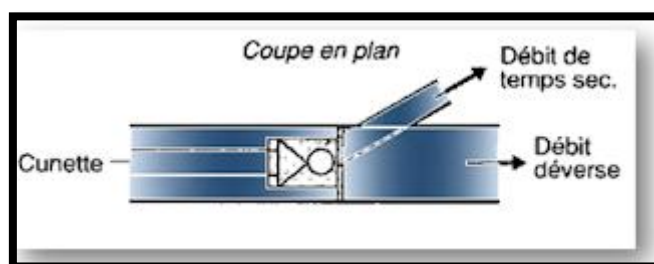


Figure IV.07 :Déversoir d'orage avec ouverture du radier

3. Branchements les deux rejets :

Dans le cadre de l'optimisation du réseau d'assainissement, nous avons décidé de raccorder le rejt secondaire RJ2 au rejet principal RJ1.

Le raccordement entre RJ2 et RJ1 a été conçu en tenant compte de la distance 403 mètre qui les sépare, ainsi que des dénivelés et pentes nécessaires pour assurer un écoulement gravitaire efficace.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage

la pente hydraulique nécessaire pour assurer un écoulement gravitaire est calculée par la formule suivante :

$$I = \frac{Cp(amont) - Cp(aval)}{L} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

Cp (amont) : cote de projet amont (m).

Cp (aval) : cote de projet aval (m).

L : longueur de trançon (m).

$$I = \frac{506.37 - 497.95}{403} = 0.0209 \text{ (2.09 \%)}$$

Cette pente est suffisante pour garantir un écoulement naturel des eaux usées de RJ2 vers RJ1 sans intervention mécanique

• **Analyse de la vitesse d'écoulement dans la conduite de branchement :**

Afin d'assurer un écoulement efficace et durable dans la conduite reliant RJ2 à RJ1, il est essentiel de vérifier que la vitesse de l'eau respecte les limites recommandées .

Une vitesse trop faible peut emporter la sédimentation des solides , tandis qu'une vitesse trop élevée peut provoquer une érosion des conduites

Dans cette optique , nous avons proposé un diamètre de conduite (1600 mm) , nous calculerons la vitesse d'écoulement correspondante en fonction du débit estimé .

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{3.795}{\frac{\pi \times (1,6^2)}{4}} = 1.89 \text{ m/s}$$

La vitesse calculée de 1.89 (m/s) étant comprise dans la plage recommandée (0.6 < 1.89 < 4) , le diamètre proposé de 1.6 (m) est validé pour assurer un écoulement optimal dans la conduite entre RJ2 et RJ1 .

4. Dimensionnement de la station de relevage:

Les paramètres essentiels de dimensionnement de la station de relevage sont suivants :

- Débit de pointe en temps sec Q_{pts} : 28,26 (l/s)
- Longueur du collecteur de refoulement : 644 (m)
- Cote radier du collecteur d'arrivée à la bêche d'aspiration : 495,75 (m)
- Cote du niveau bas d'aspiration de la bêche a eau (m) : 494,55 (m) ; estimé en soustrayant une hauteur de 1,2 m de la Cote radier du collecteur d'arrivée à la bêche d'aspiration (497,35 m) ; 1,2 m correspondant à la hauteur de chute du jet d'eau « 0,4m » additionné de la hauteur de marnage càd la hauteur les niveaux et bas dans la bêche « 0,8m » ; ces valeurs peuvent être modifiés après dimensionnement.
- Plancher de la station : 497.35 (m)
- Cote du niveau haut d'aspiration de la bêche a eau (m) qui sera déterminé après dimensionnement de la station de pompage.
- Cote de l'extrémité aval de refoulement (m) : 512 (m)

4.1. Détermination du débit à relever :

Afin de dimensionner correctement la station de relevage SP1 , il est indispensable de déterminer le débit réel à relever . Ce débit correspond uniquement aux eaux usées domestiques cillectées en temps sec , sans tenir compte des apports pluviaux exceptionnels .

Le débit des eaux usées (Q_{eu}) a été estimé à 28,26 (L/s), un coefficient de sécurité de 1,2 est appliqué pour tenir compte des éventuelles variation de charge .

Ainsi , le débit à relever (Q_{pr}) est calculé selon la formule suivante :

$$Q_{pr} = 1,2 \times Q_{eu} \dots \dots \dots (IV.2)$$

$$Q_{pr} = 1,2 \times Q_{eu} = 1,2 \times 28,26 = 33,91 \text{ L/s}$$

4.2. Calcul du débit déversé :

Suite à la détermination du débit à relever (Q_{pr}), il est nécessaire d'intifier la part du débit total qui ne sera pas traitée par la station de relevage et qui devra être évacuée par un déversoir d'orage .

Après le raccordement des rejets RJ2 et RJ1 , le débit unitaire total (Q_{tot}), incluant les eaux usées et pluviales, attient une valeur de 6,80 (m^3/s) , soit 6800 (L/s).

En période de pluie , le débit (Q_{pr}) sera transféré vers la station de relevage SP1, tandis que l'excédent débit (Q_{dev}) sera évacué directement vers le milieu naturel à travers un déversoir d'orage .

Le débit déversé (Q_{dev}) est donc calculé par la formule suivante :

$$Q_{dev} = Q_{tot} - Q_{pr} \dots \dots \dots (IV.3)$$

$$Q_{dev} = 6800 - 33,91 = 6766,09 (L/s)$$

4.3. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement :

La conception de la conduite de refoulement dépend principalement de la vitesse d'écoulement. La vitesse de refoulement doit être inférieure à 2 m/s. De plus, la perte de charge sera assez importante. Si la vitesse de refoulement est inférieure à 0,6 m/s, il existe un risque de sédimentation et de blocage dans la canalisation entraînant des ruptures de section, perturbant l'écoulement et augmentant les pertes de charge.

Parmi les nombreuses formules qui donnent le diamètre économique, la formule BONIN est utilisée pour calculer le diamètre économique de notre étude.

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV.4)[5]$$

$$D = \sqrt{33,91} \times 10^{-3} = 0,184 m$$

Donc :

Le diamètre normalisé DN =250 mm. Nous adopterons une conduite de refoulement type PVC PN 10 de diamètre extérieur $D_{ext} = 200$ mm . $D_{int} = D_{ext} - 2 \times 9,6 = 230,8$ mm.[44]

La vitesse sera :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times (D_{int})^2} \dots \dots \dots (IV.5)$$

$$V = \frac{4 \times 33,91 \times 10^{-3}}{\pi \times (0,231)^2} = 0,81 \text{ m/s}$$

5. Calcul de l'installation de pompage :

• la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale à fournir par la pompe se compose de la hauteur géométrique H_g et la somme des pertes de charge dans la conduite de refoulement H_v (pertes de charge singulières (J_s) et linéaires (J_L)).

$$HMT = H_g + H_v \dots \dots \dots (IV.6)$$

1) Hauteur géométries (H_g)

La hauteur géométrique correspond à la dénivellation entre l'extrémité aval de la conduite de refoulement et le niveau bas d'aspiration dans la bache.

Dans notre cas, les altitudes caractéristiques sont les suivantes :

- le niveau bas d'aspiration dans la bache : 494,55 (m)
- l'extrémité aval de la conduite de refoulement : 512 (m)

$$H_g = 512 - 494,55 = 17,45 \text{ m}$$

2) Pertes de charge

Les pertes de charge sont la somme les pertes de charge singulières (J_s) et linéaires (J_L) :

• Les pertes de charge linéaires :

Selon la relation de Darcy-Weisbach :

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage

$$J_L = L \times \frac{\lambda}{D} \times \frac{V^2}{2 \times g} \dots \dots \dots (IV.7)$$

Avec :

L : La longueur de la conduite de refoulement (m)

λ : Coefficient de perte de charge

V : Vitesse moyenne du fluide dans la section considéré (m/s).

D : Diamètre de tuyau (m)

Pour déterminer le coefficient de perte de charge, il est nécessaire de commencer par calculer le nombre de Reynolds.

$$R_e = \frac{V \times D}{\mu} \dots \dots \dots (IV.8)$$

Avec :

V : vitesse caractéristique du fluide (m/s)

D: Diamètre de tuyau (m)

μ : Viscosité dynamique 10^{-6} ($kg.m^{-1}.s^{-1}$)

$$R_e = \frac{0,81 \times 0,231}{10^{-6}} = 187110$$

Donc on a un régime turbulent , Puisque $Re > 100000$, la formule de karman-Nikurad se peut être utilisée pour calculer la valeur de λ :

$$\lambda = (-2 \log \left(\frac{\varepsilon}{D \times 3,7} \right))^{-2} \dots \dots \dots (IV.9)$$

Avec :

ε : Rugosité équivalente de la paroi en m (0,01 à 0,05 mm)

On a choisi $\varepsilon = 0,03$ parce que c'est une valeur courante

$$\text{Donc : } \lambda = (-2 \log \left(\frac{0,03}{231 \times 3,7} \right))^{-2} = 0,0132 \rightarrow \lambda = 0,0126$$

$$\text{Et donc : } J_L = 454 \times \frac{0,0126}{0,231} \times \frac{(0,81)^2}{2 \times 9,81} = 0,82 \text{ m} \rightarrow J_L = 0,82 \text{ m}$$

- **Les pertes de charge singulières :**

$$\text{On a } J_S = 10 \text{ à } 20\% \text{ de } J_L$$

Nous avons calculé la valeur des pertes de charge singulières en l'estimant à 15% de la perte de charge linéaire.

$$J_S = 15\% J_L \dots \dots \dots \text{(IV.10)}$$

$$J_S = 0,15 \times 0,82 = 0,12 \text{ m} \rightarrow J_L = 0,12 \text{ m}$$

$$HMT = 17,45 + 0,82 + 0,12 = 18,39 \rightarrow HMT = 18,39 \text{ m}$$

Donc le point de fonctionnement rechercher est : $Q=33,91 \text{ l/s}$; $HMT= 18,39 \text{ m}$

6. Choix des pompes :

Dans cette étape, nous avons recherché des pompes disponibles sur le marché, ainsi qu'une configuration d'installation appropriée (notamment le couplage des pompes), permettant de répondre aux exigences hydrauliques du cas étudié, à savoir : une hauteur manométrique fournie supérieure ou égale à la HMT calculée ($HMT \geq HMT \text{ calculée}$) et un débit assuré supérieur ou égal au débit requis ($Q \geq Q \text{ calculé}$).

Pour cela, le logiciel Caprari PumpTutor a été utilisé afin d'identifier les modèles les plus adaptés.

Pour notre station de relevage, nous proposons l'installation de trois pompes immergées, dont deux fonctionneront en service actif et une en secours. Ces pompes seront spécifiquement conçues pour le pompage des eaux usées (liquides chargés).

Le choix s'est porté sur des pompes de type Caprari, en raison de leurs performances adaptées aux exigences du projet. Les caractéristiques techniques fournies par le constructeur seront utilisées pour tracer les courbes caractéristiques des pompes, tandis que le point de fonctionnement sera déterminé à l'aide du logiciel PumpTutor Caprari.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage

Le point de fonctionnement recherché est défini par un débit de 33,91 L/s et une hauteur manométrique totale (HMT) de 18.39 m.

L'introduction de ces données dans le logiciel a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- L'installation de relevage comprendra deux pompes identiques fonctionnant en parallèle de manière simultanée, accompagnées d'une troisième pompe en secours.
- Le tableau IV.01 présente les caractéristiques techniques de la pompe retenue.

Tableau IV.01 : Données caractéristiques de la pompe.

Q [L/s]	H[m]	P[Kw]	Rend [%]
35.2	18.4	13.4	47.6

- Compte tenu des résultats de simulations sur le logiciel "PumpTutorCaprari" représenté dans les figures IV.08 et IV.09, le point fonctionnement adéquat à notre cas est $Q= 35.2$ l/s ; $H= 18.4$ m

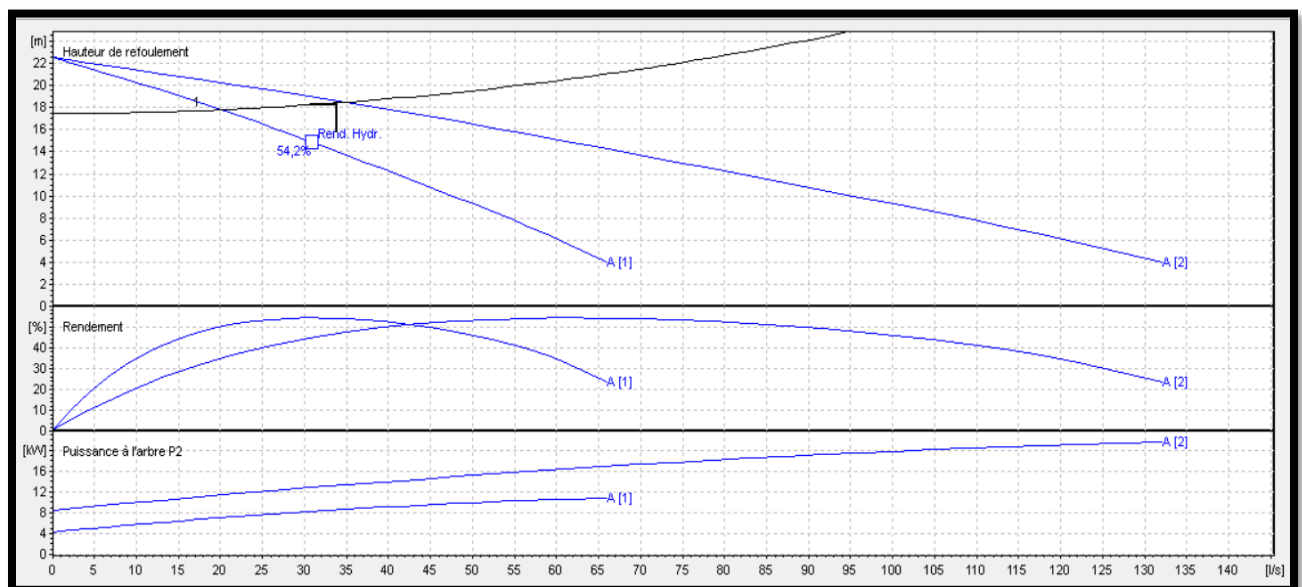


Figure IV.08: Courbes caractéristiques des pompes.

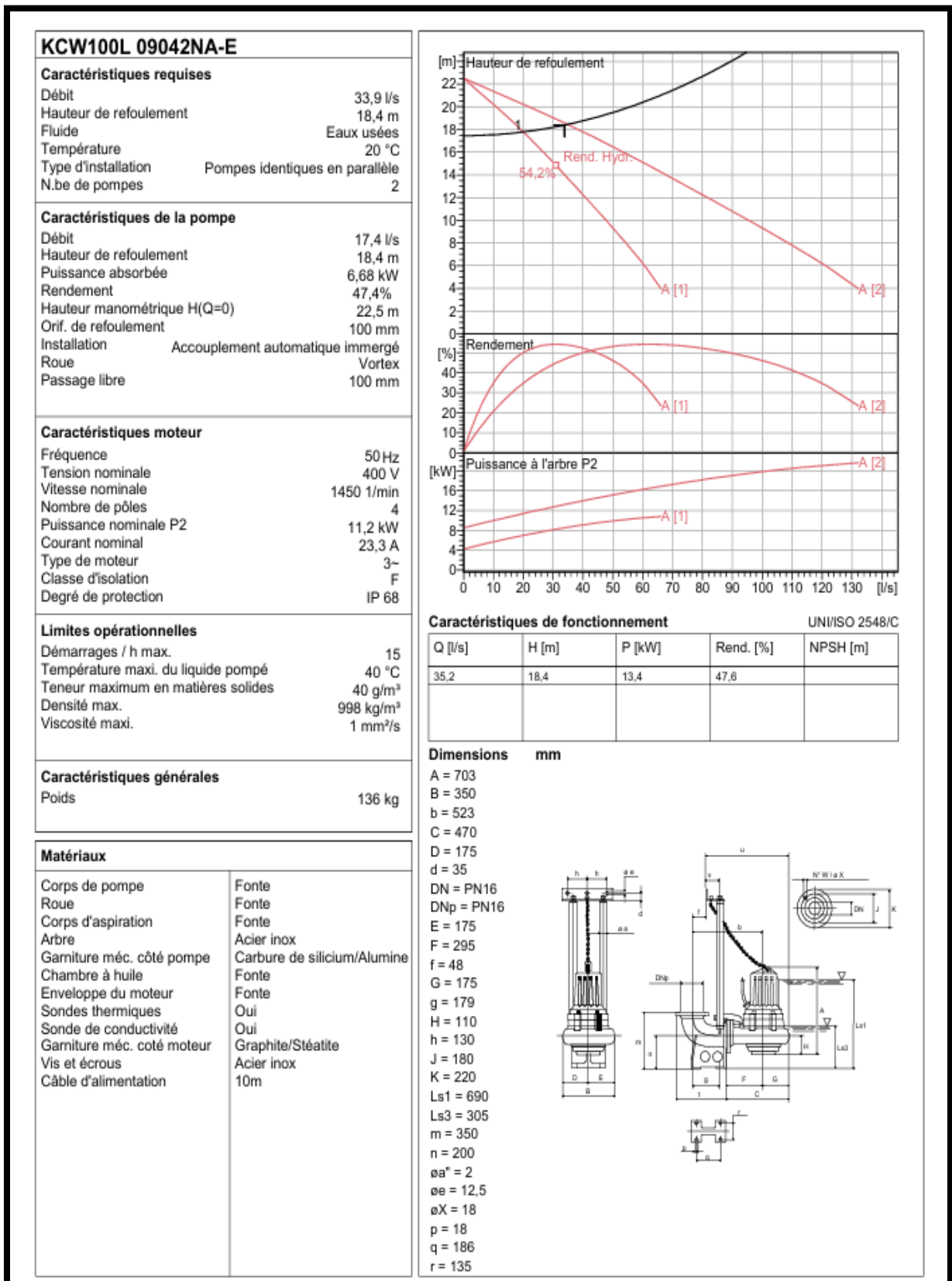


Figure IV.09 : Résumé des caractéristiques de la pompe (Dimension, caractéristique et courbe caractéristiques) de la pompe.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage

- Selon la nomenclature du constructeur, la pompe retenue est de la série « KCW100L 09042NA-E ». Il s'agit d'une pompe monocanal conçue pour le pompage des eaux chargées, installée en circuit parallèle. La figure suivante illustre le schéma de la pompe ainsi que ses principales dimensions.

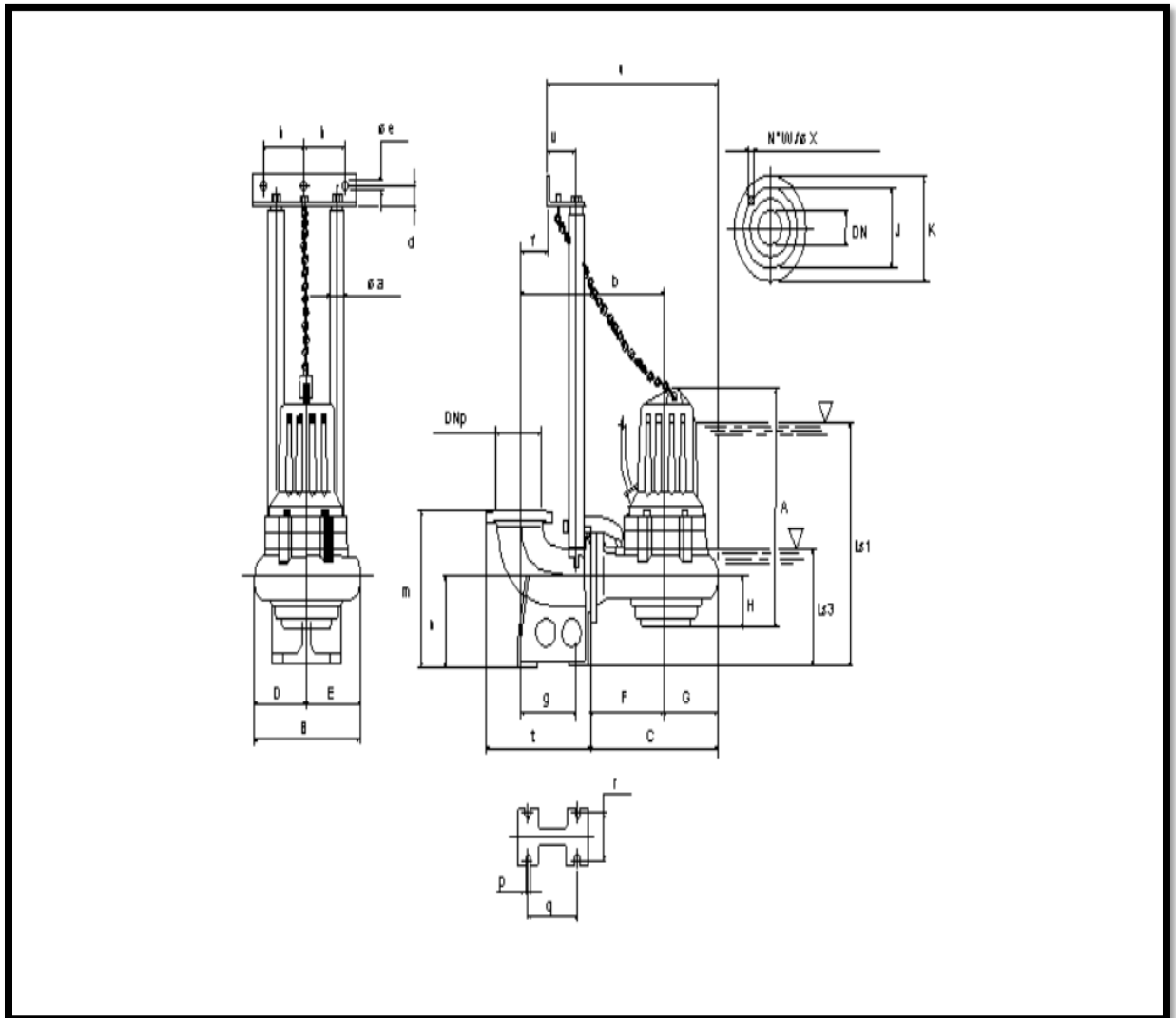


Figure IV.10 : Schéma de la pompe Caprari (caractéristiques techniques).

➤ Caractéristiques des pompes

$$Q = 17.4 \text{ l/s}$$

$$H = 18.4 \text{ m}$$

$$\text{HMT } H (Q=0) = 22.5 \text{ m}$$

P=6.68 KW

Rendement=47.4 %

Roue type: Vortex

Passage libre : 100 mm

➤ **Caractéristiques de moteur**

Fréquence : 50Hz

Tension nominale : 400 V

Vitesse nominale : 1450 1/min

Nombre de pôles : 4

Puissance P2 : 11.2 kw

Degré de protection : IP 68

6.1 Détermination de la puissance de la pompe

$$P = \frac{Q \times \rho \times g \times HMT}{\eta} \dots \dots \dots (IV.11)$$

Avec :

P : puissance de la pompe KW

Q : Débit (m^3/s)

ρ : masse volumique du liquide (kg/m^3)

g : gravité ($9,81 m^2/s$)

HMT : Hauteur manométrique total (m)

η : rendement de la pompe

$$P = \frac{17.4 \times 10^{-3} \times 1000 \times 9.81 \times 18.4}{0.474} = 6626 W \rightarrow P = 6.62 KW$$

6.2 Schéma des dimensions de la bache d'eau par logiciel CAPRARI

Le logiciel CAPRARI nous a également permis de :

- Dimensionner la bache de relevage (voir Figure IV.11).

- Déterminer l'emplacement optimal de la pompe dans le système.
- Sélectionner le modèle de pompe le plus adapté aux exigences de notre projet.

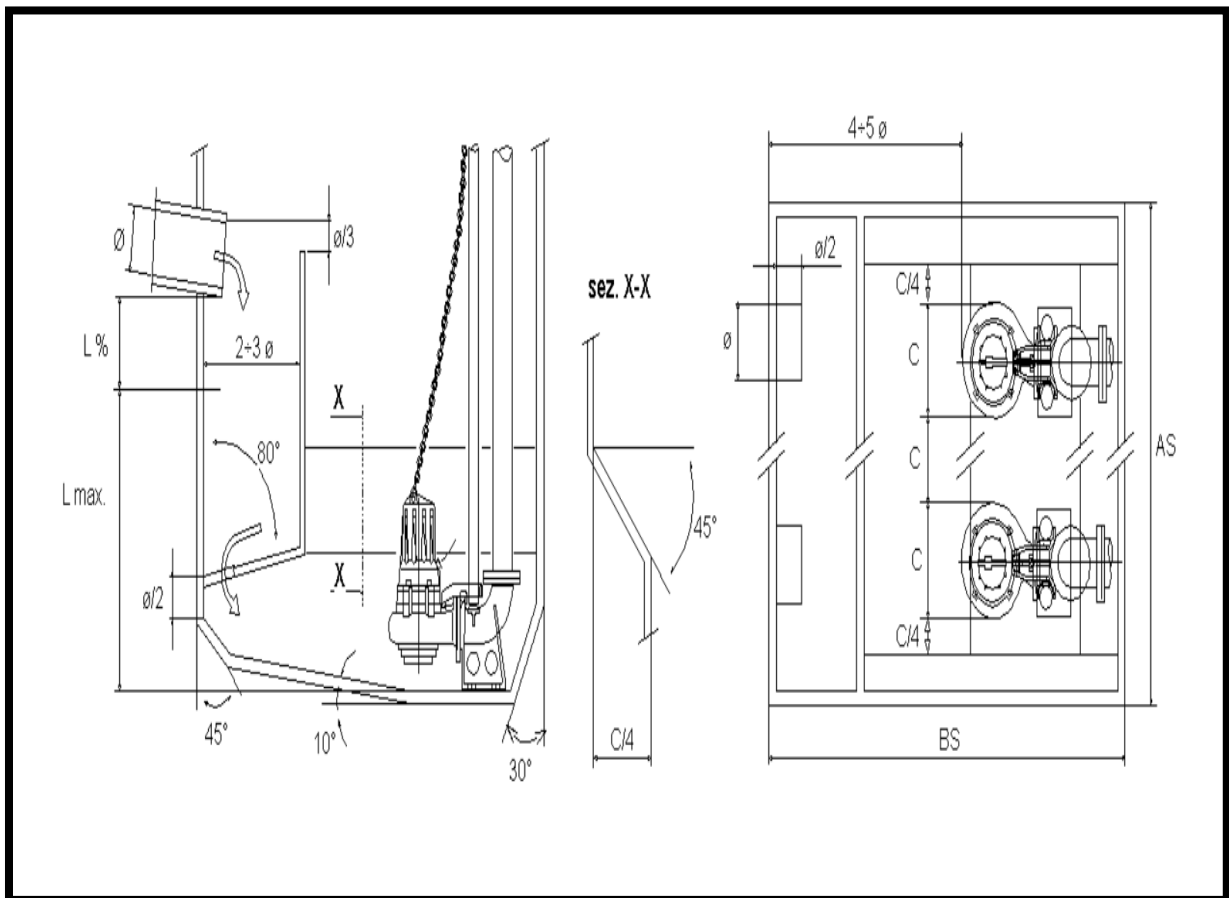


Figure IV.11: Schéma de plan de la bache d'eau.

A partir de logiciel Caprari nous avons obtenu les résultats suivants :

- AS : largeur de la base de bache en (m) AS= 1.5m
- BS : longueur de la base de bache en (m) BS =2.1m
- Surface utile de la bache $S = AS \times BS$; $S = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ m}^2$

Nous avons décidé de multiplier la surface de la bache par deux afin de réduire la hauteur obtenue, de permettre l'installation d'une pompe de secours , et aussi de gagner de l'espace pour l'entretien, le montage et le démontage des pompes .

6.3. Calcul du volume utile de bache d'eau (Vu)

Le volume utile dans la bache correspond au volume d'eau compris entre le niveau supérieur et le niveau inférieur.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage

La formule permettant de le calculer est la suivante :

$$V_u = \frac{3.6 \times Q}{4 \times F} \dots \dots \dots (IV.12)$$

Avec :

V_u: Volume de marnage dans la bache d'eau entre le niveau haut de démarrage et le niveau bas d'arrêt (m³)

Q : Débit de pompage (l/s) ; Q= 35.2 (l/s).

F : nombre de démarrages

F= 15 démarrages/ heure pour des puissances <4 KW;

F=12 démarrages/ heure pour des puissances de 4 à 12 KW ;

F=10 démarrages/ heure pour des puissances de 12 à 30 KW ;

F=6 démarrages/ heure pour des puissances >30 KW ;

➤ On a pris F=12 parce que la puissance est entre 4 à 12 KW

Donc : $V_u = \frac{3.6 \times 35.2}{4 \times 12} = 2,64 \text{ m}^3$

➤ Pour garantir un fonctionnement fiable et éviter tout débordement ou arrêt fréquent de la pompe, une marge de sécurité de 10 % est ajoutée au volume utile :

$$V_u = 2.64 \times 1.1 = 2.904 \text{ m}^3$$

6.3.1 la hauteur utile :

$$H_U = \frac{V_u}{S} \dots \dots \dots (IV.13)$$

$$H_U = \frac{2.904}{6.3} = 0.44 \text{ m}$$

La hauteur utile H_U calculée est de 0,44 m. Pour simplifier et sécuriser le dimensionnement, nous arrondissons cette valeur à 0,5 m, ce qui correspond à la hauteur réelle de marnage.

Cette valeur est inférieure à la hauteur de marnage initialement retenue, qui était de 0,7 m. Par conséquent, la hauteur de chute du jet du collecteur d'arrivée sera fixée à 0,7 m.

6.4. Calcul le volume mort V_{mort}

Le volume mort est défini par l'équation suivante :

$$V_{mort} = Q \times T \dots \dots \dots (IV.14)$$

Avec:

T : temps de remplissage on choisit 30 secondes

Q : le débit de pompage (l/s)

$$V_{mort} = \frac{35.2 \times 30}{1000} = 1.07 \text{ m}^3$$

6.4.1. La hauteur morte

$$H_{mort} = \frac{V_{mort}}{s} \dots \dots \dots (IV.15)$$

$$H_{mort} = \frac{1.07}{6.3} = 0.16 \text{ m}$$

La hauteur du volume mort a été estimée à 0.16 m selon les calculs , cette valeur est supérieure à la hauteur minimale d'aspiration indiquée dans la fiche technique de la pompe (0.11) (figure IV.10).

Par mesure de sécurité , la valeur de $H_{mort} = 0.16 \text{ m}$ est retenue le dimensionnement de la Bâche.

6.5. Calcul de la hauteur de la station

6.5.1. La Hauteur totale de la bache(H)

Elle est égale à la somme de la hauteur de chute du jet, la hauteur de marge, la hauteur du volume mort, de profondeur du radier du collecteur et l'écart en niveau de l'aspiration et niveau bas L'écart en niveau de l'aspiration et niveau bas = 0,305- 0,16=0.145m

$$H = 0.5 + 0.7 + 0.16 + 2 + 0.145 = 3.505 \text{ m}$$

Côte du radier de la bache à eau = côte de plancher de la station - H = 497.35 - 3.505 = 493.85 m

➤ Le volume total de la bache

$$V_{total} = S \times H \dots \dots \dots (IV.16)$$

$$V_{total} = 6.3 \times 3.505 = 22.08 \text{ m}^3$$

7. Dimensionnement de déversoir d'orage :

le déversoir d'orage sert à évacuer l'excédent de débit provenant du rejet (RJ1 + RJ2). Nous avons opté pour un déversoir latéral à seuil long.

- Le débit déversé est : $Q_{dev} = 6,766 \text{ m}^3$
- Le débit orienté vers la station de relevage est : $Q=33.91 \text{ l/s}$

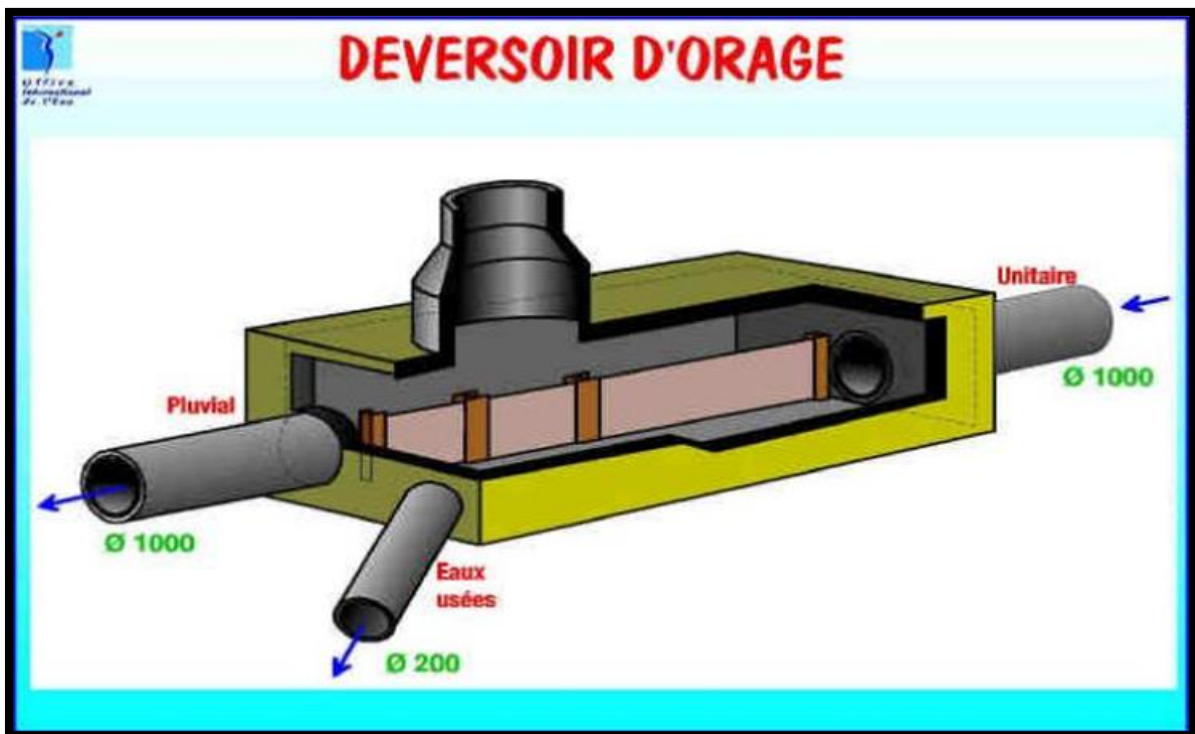


Figure IV.12 : Exemple de déversoir d'orage latéral à seuil long à crête basse avec entonnement [46].

8.Présentation du logiciel CalDO :

Le logiciel CalDo, mis au point conjointement par l'ENGEES et Anjou Recherche – Veolia Water, a pour objectif de fournir des ordres de grandeur concernant le fonctionnement et le diagnostic hydraulique des déversoirs d'orage dits à seuils latéraux. En introduisant les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (hauteur de crête, longueur,...) ainsi que les caractéristiques des conduites amont et aval, le logiciel CalDo est capable de fournir le débit

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage

déversé en fonction du débit amont, la ligne d'eau le long de la crête déversante, la courbe de fonctionnement du déversoir ainsi que son débit de référence.[45]

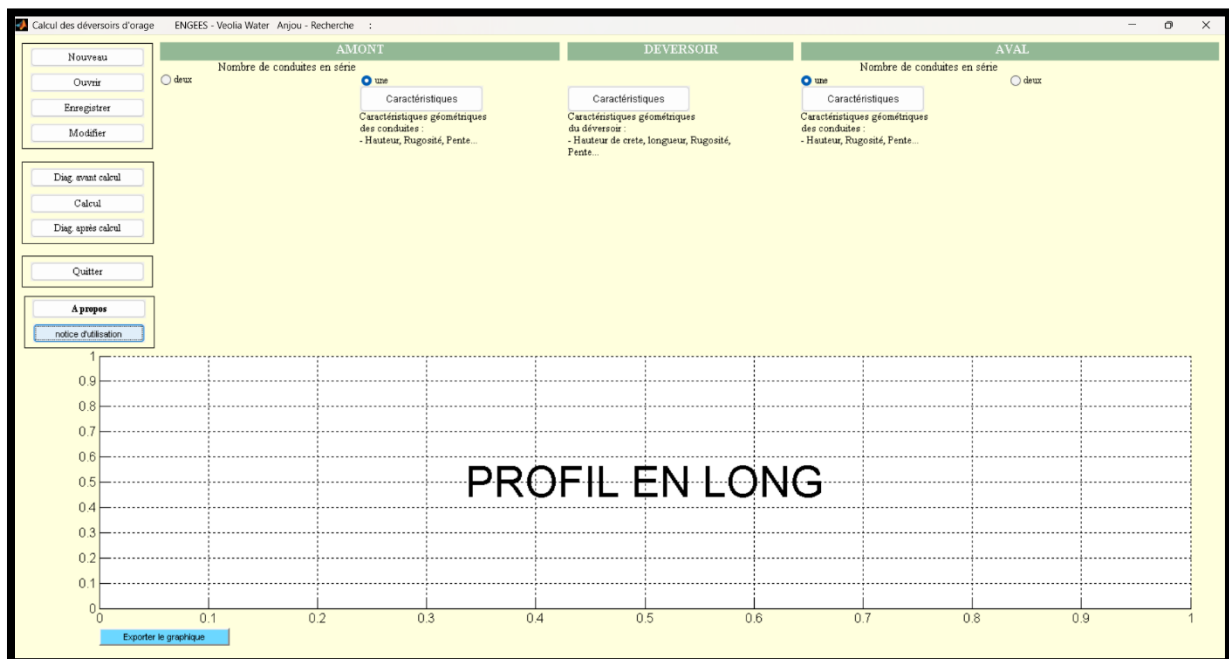


Figure IV.13 : L'interface du logiciel CalDO

Données d'entrée sont :

➤ Pour les collecteurs :

- Dimensions : diamètre (m), longueur (m)
- Caractéristiques hydrauliques : débit (l/s), pente (%)
- Propriétés de surface : rugosité de Strickler K_s

➤ Pour le déversoir :

- Géométrie : hauteur du seuil (m), longueur (m)
- Configuration : pente de la crête amont (%), pente du radier (%)
- Caractéristiques : rugosité, nombre de crêtes

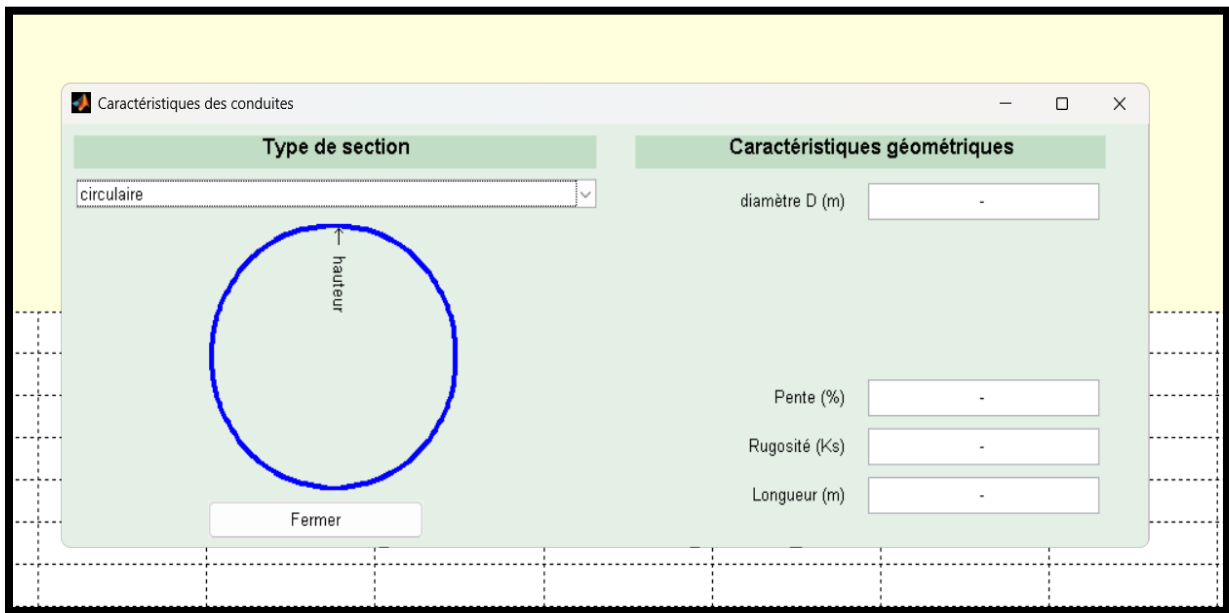


Figure IV.14 : Données du collecteurs

e

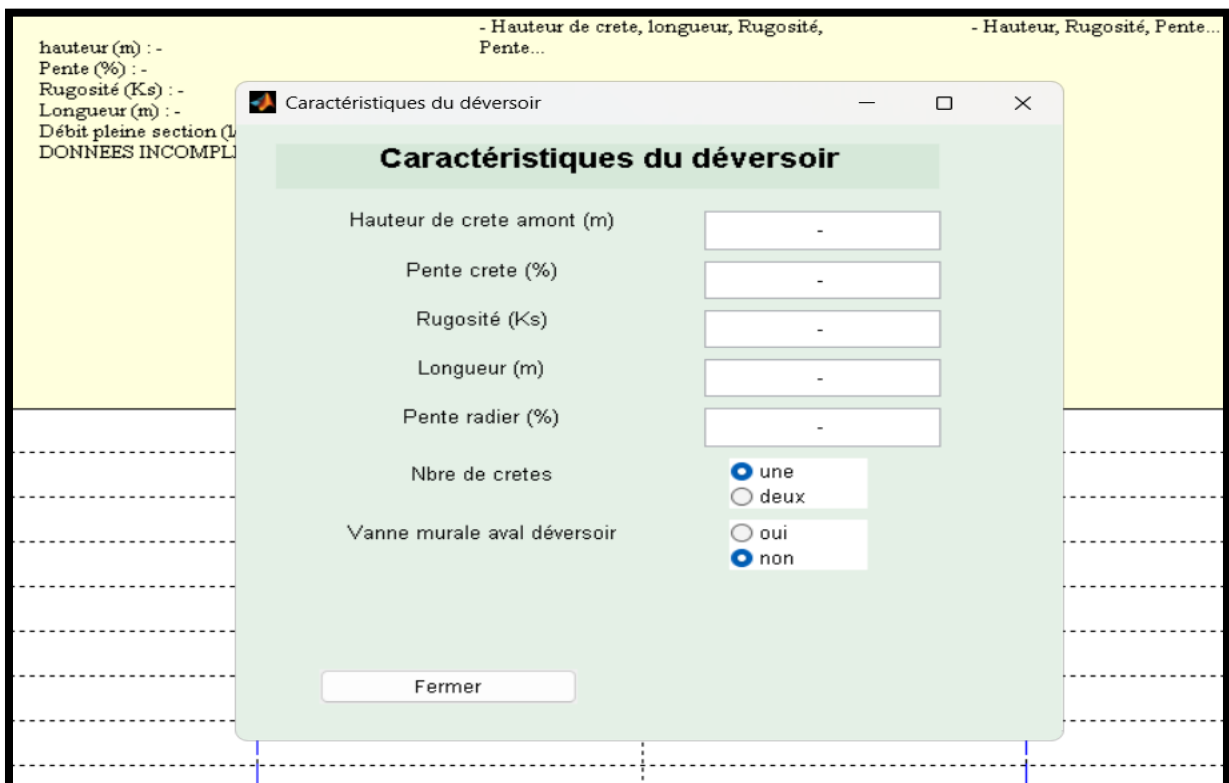


Figure IV.15 : Données du Déversoir

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage

Après plusieurs itérations de simulation et d'ajustement des paramètres dans le logiciel, nous avons identifié la configuration optimale des collecteurs et du déversoir. Cette configuration, qui permet d'obtenir un débit aval de 33.91 l/s (valeur cible), est synthétisée dans les tableaux ci-dessous .

Tableau IV.02. : Les caractéristiques du Collecteur amont et aval.

Paramètre	Collecteur Amont	Collecteur Aval
Diamètre (m)	1,4	0.1
Pente (%)	2	0.3
Débit (l/s)	6766	30
Rugosité Ks	77	77
Longueur (m)	30	10

Tableau IV.03: Les caractéristiques du déversoir optimal.

paramètre	Déversoir
Hauteur de Seuil (m)	0.2
Pente de la crête amont (%)	0.5
Pente de radier (%)	0.5
Rugosité Ks	77
Longueur (m)	15
Nombre de crête	2

Les figures ci-dessous présentent les écoulements en aval et au niveau du déversoir, ainsi que l'évolution des paramètres hydrauliques — débits, vitesses et tirants d'eau — tout au long du trajet de l'eau.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de relevage et déversoir d'orage

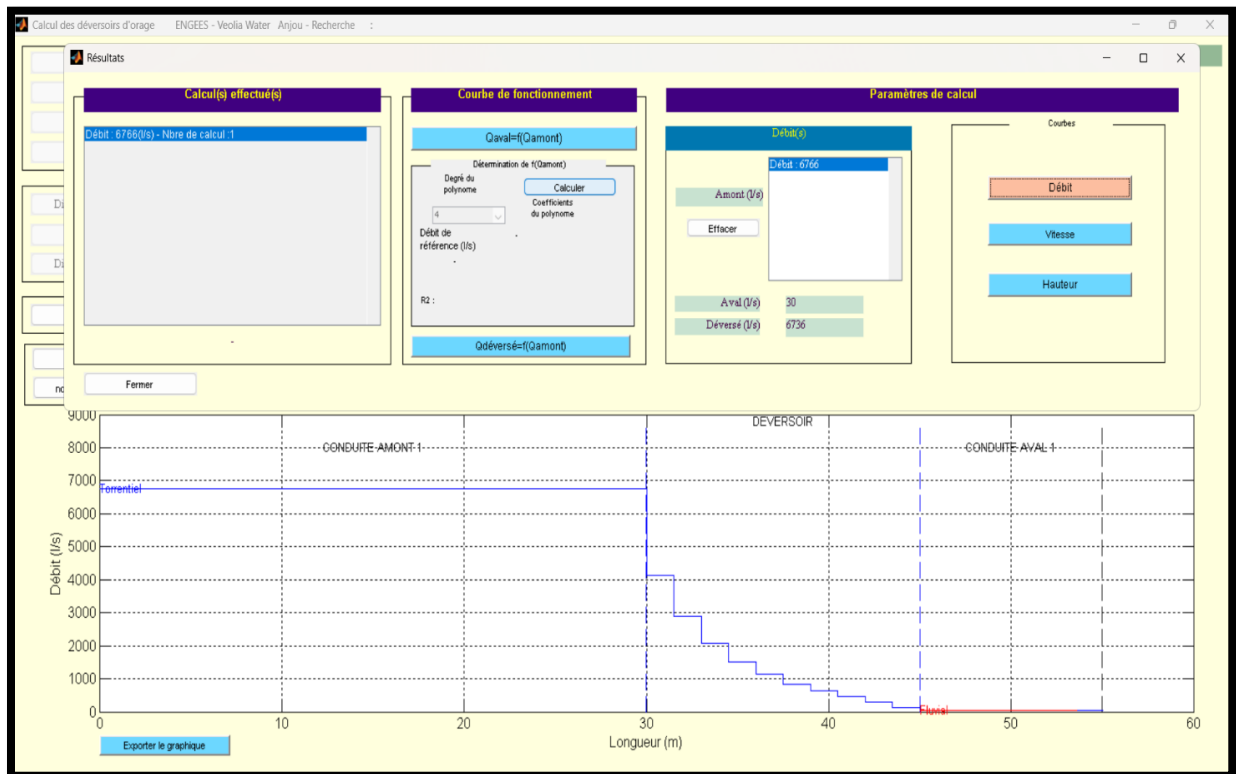


Figure IV.16 : Évolution des débits d'eau.

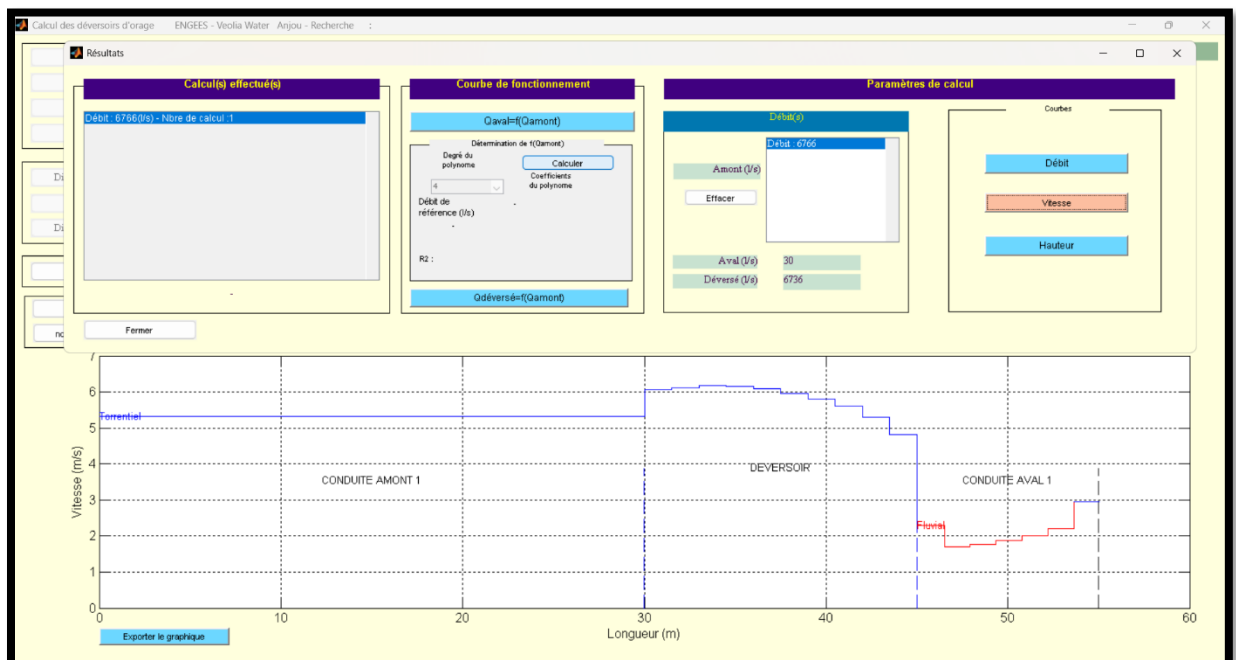


Figure IV.17 : Évolution des vitesses.

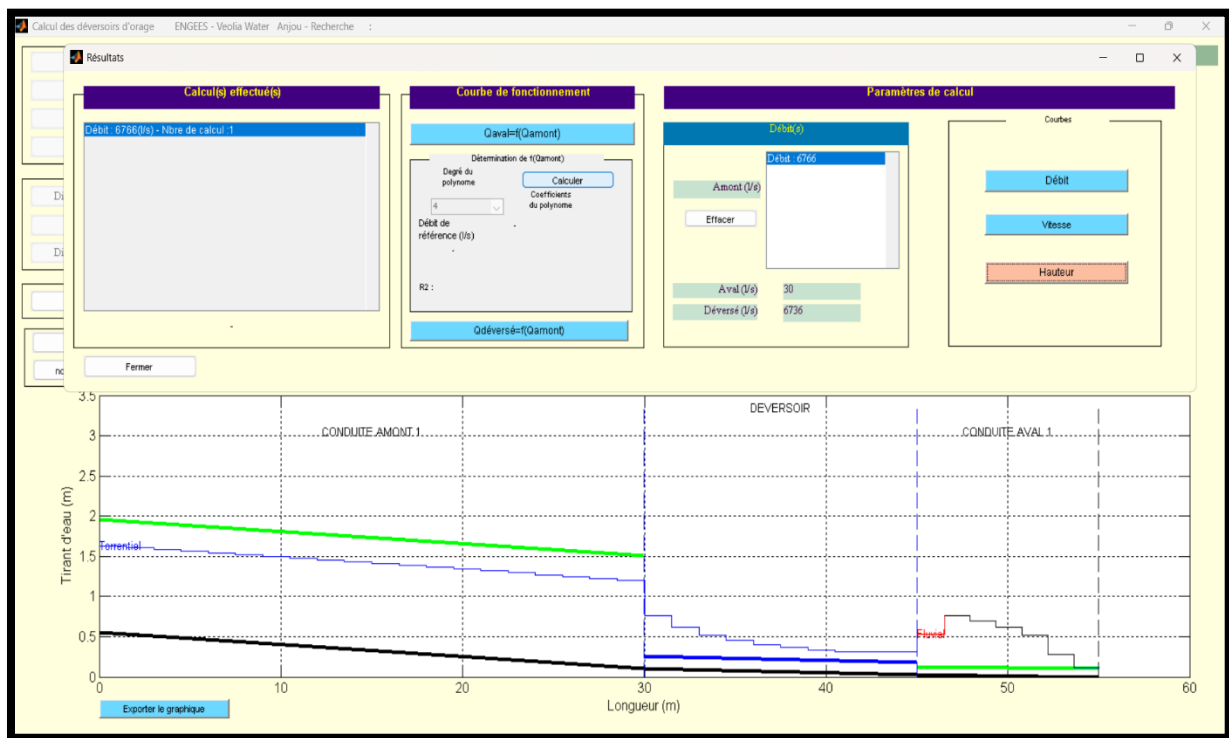


Figure IV.18 : Évolution du tirant d'eau.

9. Interprétation des résultats :

L'analyse montre que la hauteur d'eau dans le collecteur amont reste inférieure au diamètre de la conduite, ce qui confirme un écoulement à surface libre sans mise en charge. En revanche, le collecteur aval fonctionne en charge, tout en respectant le débit requis de 32 l/s.

Dans le collecteur amont, réalisé en PVC, la vitesse d'écoulement dépasse légèrement les 4 m/s. Bien que cette valeur soit supérieure au seuil recommandé pour ce type de matériau, elle reste jugée acceptable dans le cadre du projet. Au niveau du déversoir, la vitesse est particulièrement élevée, atteignant environ 6 m/s, ce qui nécessite une conception en béton de très bonne qualité afin de garantir sa résistance aux fortes contraintes hydrauliques. La vitesse dans le collecteur aval demeure satisfaisante, puisqu'elle est inférieure à 4 m/s.

En ce qui concerne les débits, on observe une dégradation progressive à travers le déversoir, avec une diminution du débit global de 4200 l/s en amont jusqu'à 30 l/s en aval. Cette réduction indique que la majeure partie de l'eau est évacuée par le déversoir, ce qui confirme son efficacité dans la régulation du flux entrant.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce mémoire a porté sur l'étude, la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement de la partie sud de la zone d'Aïn El Houtz, située dans le groupement urbain de Tlemcen. L'objectif principal était de proposer une solution efficace et adaptée pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales, en tenant compte des contraintes topographiques, techniques et environnementales propres à la zone.

Dans un premier temps, un découpage des bassins versants a été réalisé sur la base de l'analyse topographique, permettant de délimiter les zones de collecte et d'estimer les débits à évacuer. Les eaux usées ont été évaluées à partir des données démographiques, tandis que les eaux pluviales ont été calculées selon la méthode rationnelle. Les résultats ont permis d'identifier deux débits de rejet principaux : $RJ2 = 3,78 \text{ m}^3/\text{s}$ et $RJ1 = 2,98 \text{ m}^3/\text{s}$. Ces deux rejets ont été raccordés dans un réseau principal dimensionné avec un diamètre de 1,6 m, une pente de 2 % et une vitesse d'écoulement moyenne de 1,88 m/s.

Par la suite, le profil en long de plusieurs tronçons a été tracé afin de définir les profondeurs de tranchée, les altitudes de pose des conduites et les hauteurs de recouvrement. Des regards de chute ont été prévus pour éviter les contre-pentes et limiter la vitesse à moins de 4 m/s, conformément aux normes en vigueur.

L'analyse topographique a toutefois révélé l'impossibilité d'assurer un écoulement gravitaire jusqu'à la station d'épuration (STEP) d'Aïn El Houtz, en raison d'un dénivelé insuffisant. Pour surmonter cette contrainte, une station de relevage intermédiaire a été proposée. Celle-ci permet de refouler les eaux usées vers une station existante, laquelle les achemine ensuite vers la STEP.

Le dimensionnement de la station de relevage a été effectué sur la base d'un débit estimé à 33,91 l/s. Le logiciel Caprari a été utilisé pour sélectionner les équipements de pompage adaptés. Il en résulte le choix de pompes assurant une hauteur manométrique totale (HMT) de 18,4 m, un débit de 35,2 l/s et un rendement de 47,6 %. La bache de relevage, quant à elle, a été dimensionnée avec un volume utile de 2,9 m³, un volume mort de 1,07 m³ et une hauteur totale de 3,505 m.

Enfin, pour l'évacuation des excédents d'eaux usées, notamment celles provenant des eaux pluviales, un déversoir d'orage a été proposé. Il s'agit d'un déversoir latéral à seuil long, de type mince rectangulaire sans contraction latérale, fonctionnant en régime de nappe libre.

Les principaux résultats sont les suivants :

- Débit déversé vers l'oued : $Q_{dev} = 6,766 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit orienté vers la station de relevage : $Q = 31,91 \text{ l/s}$
- Débit requis pour traitement : $28,26 \text{ l/s}$

En conclusion, ce travail a permis de proposer une solution technique complète, cohérente et adaptée aux réalités du terrain. Il intègre les aspects hydrauliques, topographiques et environnementaux pour assurer un fonctionnement efficace du réseau, tout en contribuant à la protection du milieu naturel, à l'amélioration de la salubrité urbaine et à la conformité avec les exigences de durabilité dans la gestion des eaux usées.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] FANTAZI, B. E. & HARKAT, I. S. (2017). Étude de la cavitation dans les pompes centrifuges [Mémoire de master académique en génie mécanique, option Énergétique]. [Université non précisée].
- [2] CNAM. (s.d.). Pompe centrifuge - Ressources pédagogiques. https://gpip.cnam.fr/ressources-pedagogiques-ouvertes/hydraulique/co/3grain_pompeDiaphragme.html . Consulté le 9 février 2025.
- [3] OUAZANI, Y. & SMAÏL, Y. (2017). Étude de la maintenance d'une pompe centrifuge verticale par la méthode AMDEC [Mémoire de master en génie mécanique, option Construction mécanique]. Université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou.
- [4] BENYOUB, L. & BELKADI, A. (2020). Dimensionnement des systèmes de relevage liés à la station d'épuration de Ain El Houtz [Mémoire de master en hydraulique, option Hydraulique urbaine]. Université Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.
- [5] BASCAL, P. (s.d.). Les pompes [Cours CIRA, 1ère année]. <https://pdfslide.tips/documents/meca-flu-vles-pompes-t-sti2dtechnologie-cours-cira-1ere-annee-3-pascal.html> . Consulté le 9 février 2025.
- [6] MATHIEU, R. (2011). Cours sur les pompes (G.I. D4.13) [Document PDF]. <http://genie.industriel.iaa.free.fr/telechargements/cours/D.4.13/CH1c.pompes/D4.13.Ch1.pompes.pdf> . Consulté le 9 février 2025.
- [7] AYAD, N. & OUDJEHANI, M. (2018). Détermination des paramètres de fonctionnement de la station de pompage SP3 M'Sila [Mémoire de master en génie mécanique, option Énergétique]. Université Abderrahmane Mira, Béjaïa.
- [8] DEBEM. (s.d.). La cavitation dans les pompes centrifuges. <https://www.debem.com/fr/la-cavitation-dans-les-pompes-centrifuges/> . Consulté le 9 février 2025.
- [9] SA.GE.STS. (s.d.). Wiki Fluides et Pompes. <http://sa.ge.sts.free.fr/Wiki/pmwiki?n=SA.FluidesPompes?action=browse> . Consulté le 9 février 2025.
- [10] E-learning Centre Univ-Mila. (s.d.). Ressource pédagogique. <https://elearning.centre-univ-mila.dz/a2024/mod/resource/view.php?id=39612> . Consulté le 9 février 2025.

- [11] HENRY, M. (1978). Mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement. Mémento d'assainissement. Éditions Paris.
- [13] BENZAOUZ. (2007). Stations de pompage et de relevage des eaux usées [Cours].
- [14] CIMBÉTON. (2004). Ouvrages d'assainissement en béton (Tome 1). DBG Studios.
- [15] BENARIBA, H. (2015). Utilisation d'un outil de calcul pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement [Mémoire de master en hydraulique]. Université de Tlemcen.
- [16] TRIANTAFILLOU, C. (1987). La dégradation et la réhabilitation des réseaux d'assainissement [Thèse de doctorat]. Université Paris Val-de-Marne.
- [17] ALIA, O. & MERAGHNI, M. S. (2019). Étude du réseau d'assainissement et station de relevage de la cité Moudjahidine [Projet de fin d'études]. Université El Oued.
- [18] DABROWSKI, Y. (2014). Hydraulique urbaine et rurale: Principes de l'assainissement. Institut FORHOM, Djibouti.
- [19] Ville de Cavalaire. (s.d.). Eau potable et assainissement. <https://www.cavalaire.fr/eau-potable-et-assainissement> . Consulté le 10 février 2025.
- [20] Hydraulique Formation. (2013). Système mixte pseudo-séparatif. <http://hydrauliqueformation.blogspot.com/2013/01/systeme-mixte-pseudo-separatif.html> . Consulté le 10 février 2025.
- [21] CHELGHOUM, R. (2018). Diagnostic du réseau d'assainissement de la commune d'El Fedjoudj [Mémoire de master]. Université de Guelma.
- [22] SlidePlayer. (s.d.). Présentation sur les réseaux d'assainissement. <https://slideplayer.fr/slide/18226583/> . Consulté le 11 février 2025.
- [23] Fabemi. (s.d.). Tuyau armé 135A. <https://www.fabemi.fr/produit/tuyau-arme-135-a/> . Consulté le 11 février 2025.
- [24] Gedimat. (s.d.). Tuyau béton non armé. <https://www.gedimat.fr/tuyau-beton-non-arme-lisse-comprime-long-1m-diam-30cm-,1822589,1,6,25.htm> . Consulté le 11 février 2025.
- [25] Soudure Plastique. (s.d.). Tuyaux en PVC-U. <https://www.soudureplastique.ma/tuyaux-de-pvc-u-poly-chlorure-de-vinyle-non-plastifie-pour-des-conduites-sous-pression/> . Consulté le 11 février 2025.

- [26] Hydro Pipe Solutions. (s.d.). Travaux sans tranchée. <https://www.hydropipesolutions.com/travaux-sans-tranchee.html> . Consulté le 11 février 2025.
- [27] HOCINE, A. & KAID SLIMANE, A. (2017). Approche multicritères pour l'étude de la dégradation des réseaux [Projet de fin d'études]. Université de Tlemcen.
- [28] BABAHAJMED, A. S. (2021). Assainissement urbain: Dimensionnement et exploitation des réseaux [Polycopié de cours].
- [29] Jura Nord. (s.d.). Contrôle des raccordements au réseau. <https://www.jura-nord.com/page/le-contrôle-des-raccordements-au-reseau> . Consulté le 11 février 2025.
- [30] Rona. (s.d.). Caniveaux de drainage. <https://www.rona.ca/fr/produit/ensemble-de-caniveaux-de-drainage-en-polypropylene-gris-avec-grille-de-reln-3-mcx-de-3-po-x-40-po-003120-330773306> . Consulté le 11 février 2025.
- [31] WikHydro. (s.d.). Avaloir (HU). http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Avaloir_%28HU%29 . Consulté le 11 février 2025.
- [32] ZEBIRI, M. A. & SAADANE, A. (2019). Conception d'un réseau d'assainissement avec SewerCAD [Mémoire de master]. Université Annaba.
- [33] Monographie de Tlemcen. (s.d.). Position géographique. https://www.interieur.gov.dz/Monographie/article_detail.php?lien=1821&wilaya=13 . Consulté le 12 avril 2025.
- [34] URBAT. (2021). Révision du PDAU intercommunal de Tlemcen.
- [35] Hydro-Blog. (2019). Présentation d'AutoCAD Civil 3D. <https://hydro-blog.com/presentation-c3d/> . Consulté le 29 avril 2025.
- [36] DENDANE, A. & MIMOUNI, N. (2021). Acheminement des eaux usées vers la STEP de Ain El Houtz [Mémoire de master]. Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- [37] BEKKOUCHE, A. & AÏSSA MAMOUNE, S. M. (2002). Stabilisation des sols gonflants [Thèse de doctorat]. Université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen. https://www.researchgate.net/publication/284993257_STABILISATION_DES_SOLS_GONFLANTS

- [38] Autodesk. (2026). Guide de l'utilisateur Civil 3D. <https://help.autodesk.com/cloudhelp/2026/FRA/Civil3D-UserGuide/images/GUID-113400E6-FB1D-4F81-BEBF-1B0DA0B563AB.png>
- [39] Autodesk. (2025). Création d'un réseau de canalisations. <https://help.autodesk.com/view/CIV3D/2025/FRA/?guid=GUID-71E14F2E-4F72-45B2-A18D-106D3E18FC0D>
- [40] SOUILEM, S. & HRIZ, K. (2023). Étude du réseau d'assainissement du Ksar de Beni Melouk [Mémoire de master].
- [41] LABEYRIE, B., STELS, C. & VIARD, E. (2003). Étude des déversoirs latéraux. ENGEES-ULP.
- [42] Hydraulique Urbaine. (2013). Déversoir d'orage. <http://hydrauliqueformation.blogspot.com/2013/07/deversoir-dorage.html> . Consulté le 13 mai 2025.
- [43] MANSOURI, A. (2019). Technologie et maintenance des pompes centrifuges [Présentation SlidePlayer].
- [44] STIF PIP. (2010). Spécifications techniques des tubes PVC.
- [45] SlideShare. (2014). Déversoirs d'orage - Conception et calcul. <https://fr.slideshare.net/slideshow/deversoir/41570582>
- [46] PRONOST, R., DEPLAT, L., MALRIEU, J. & ERLAND, J. (2002). Stations d'épuration: dispositions constructives. Office International de l'Eau.
- [47] LAOUICI, A. & LAHOUIRI, A. (2020). Étude du réseau d'assainissement de la cité El-Rabta [Mémoire de master]. Université de Jijel.