



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Interception des rejets des localités de Kouali de la commune de
Tipaza vers la STEP projetée de Tipaza (W.TIPAZA)**

Présenté par :

BOUHAMIDI Chams Doha

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	Professeur	Président
KHEDIMALLAH Abderrahmane	M.C.B	Examineur
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examineur
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examineur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promoteur

Session septembre 2025

Remerciement

Avant tout, je remercie Allah le Tout-Puissant qui m'a accordé la santé, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce travail, et qui m'a guidé tout au long de ce parcours.

Je tiens ensuite à exprimer ma plus profonde gratitude à mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leurs encouragements constants et leurs prières, qui ont toujours été ma source de motivation

Mes remerciements vont également à mon encadrante, madame MOKRANE Wahiba pour son orientation, son accompagnement, sa disponibilité et ses précieux conseils, qui ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire.

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

Ainsi je remercie Tous les enseignants de l'ENSH, pour la qualité de leur enseignement, leurs conseils avisés et l'accompagnement dont j'ai bénéficié tout au long de ma formation

Dédicace

Je dédie ce travail à ma famille qui représente pour moi la plus grande richesse et le plus beau soutien

Particulièrement à mes très chers parents, Pour tout l'amour, la patience et les sacrifices que vous avez faits pour moi. Vous êtes ma fierté et la sources de ma réussite.

À ma chère sœur Fatima Zohra et à mes chers frères

Sid Ahmed et Abderrahman.

À mes chers amis, pour leur présence, paroles de réconfort et leur soutien tout au long de ce chemin.

Qu'ALLAH vous protège pour moi.

Bouhamidi Chams Doha

الملخص:

من بين المناطق الساحلية لولاية تيبازة، لا تتوفر منطقة كوالي على أي شبكة للتطهير. ويعتمد سكان التجمعات السكنية بدوار عبد الحق، دوار قليل والقرية على الحفر الصحية فقط، مما يؤدي إلى تصريف مباشر للمياه المستعملة في البحر الأبيض المتوسط. لقد سمحت الدراسة بتصميم شبكة موحدة تجمع بين المجمعات بالجابية وثلاث محطات للضخ مجهزة بمضخات غاطسة محسنة. وقد أخذت الحسابات في الاعتبار التطور الديمغرافي، وتصريف المياه المستعملة ومياه الأمطار، إضافة إلى وضع نظام للحماية ضد صدمة المطرقة المائية. وأكد التقدير الاقتصادي في النهاية الجدوى التقنية والأهمية البيئية للمشروع.

كلمات مفتاحية: كوالي، محطة الضخ، شبكة الصرف الصحي، المياه المستعملة.

Résumé :

Parmi les zones côtières de la wilaya de Tipaza, la région de Kouali ne dispose d'aucun réseau d'assainissement. Les habitants des localités de Douar Abdelhak, Douar Guelil et El Karia utilisent uniquement des fosses septiques, ce qui entraîne un rejet direct des eaux usées en mer Méditerranée. L'étude a permis de dimensionner un réseau unitaire combinant collecteurs gravitaires et trois stations de pompage équipées de pompes submersibles optimisées. Les calculs ont intégré l'évolution démographique, les débits d'eaux usées et pluviales, ainsi que la mise en place d'une protection contre le coup de bélier. Enfin, une estimation économique a confirmé la faisabilité technique et la pertinence environnementale du projet.

Mots clés : Kouali, station de pompage, réseau d'assainissement, eaux usées.

Abstract :

Among the coastal areas of Tipaza province, the region of Kouali has no wastewater collection network. The inhabitants of Douar Abdelhak, Douar Guelil, and El Karia rely exclusively on septic tanks, which results in the direct discharge of untreated wastewater into the Mediterranean Sea.

The study enabled the design of a combined sewer network integrating gravity collectors and three pumping stations equipped with optimized submersible pumps. The calculations considered demographic growth, wastewater and stormwater flows, as well as the implementation of surge protection. Finally, an economic assessment confirmed both the technical feasibility and the environmental relevance of the project.

Keywords : Kouali, pumping stations, sanitation network, Wastewater.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre 01 : Présentation de l'agglomération	18
Introduction :	18
I.1.La situation géographique :	18
I.2.La situation topographique :	19
I.3.La situation géologique.....	19
I.4.La Situation climatologique :	20
I.5.La situation démographique :	21
I.6.La situation hydraulique :	22
Conclusion :	22
Chapitre 02 :L'étude hydrologique.....	24
Introduction :	24
II.1. Les averses :	24
II.2. Les Orages :	24
II.3. La période de retour :	24
II.4. Le choix de la période de retour :	24
II.5. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	24
II.6. Etude de précipitations :	25
II.7. Etude des précipitations maximales journalières :	26
II.8. Estimation des caractéristiques empiriques de la série :	26
II.8.1. Ajustement à la loi de GUMBEL	27
II.8.2. Ajustement à la loi de GALTON (log normale) :	29
II.8.3. Ajustement à la loi des extrêmes généralisée (loi GEV) :	30
II.9. Choix de loi d'ajustement de la série :	31

II.10. Calcul d'intensité de pluie de courte durée :	33
Conclusion :	34
Chapitre 03 : Calcul de base.....	36
Introduction :	36
III.1. Situation démographique :	36
III.2. Découpage de l'aire d'étude en surface élémentaire :	37
III.3. Les systèmes d'évacuation :	37
III.3.1. Système unitaire :	37
III.3.2. Système séparatif :	38
III.3.3. Système pseudo-séparatif :	39
III.4. Choix du système d'évacuation des eaux :	40
III.6. Définition d'un schéma du réseau d'évacuation :	41
III.5. Choix du schéma de réseau d'évacuation :	43
III.6. Choix de coefficient de ruissellement :	43
III.6.1. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	44
III.6.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :	44
III.6.3. Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	45
III.6.4. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	45
III.7. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	46
III.7.1. Calcul de coefficient de ruissellement pondéré :	46
III.7.2. Calcul de la densité partielle :	46
Conclusion :	47
Chapitre 04 : Evaluation de débits à évacuer	49
Introduction :	49
IV.1. Origine et nature des eaux a évacuer :	49
IV.1.1. Les eaux usées :	49
IV.2. Estimation des débits eaux usées :	50
IV.2.1. Débits des eaux usées domestiques :	50
IV.2.1.1. Évaluation de débit moyen journalier :	50
IV.2.1.2. Evaluation de débit de pointe :	51
IV.2.2. Débits des eaux usées d'équipements :	51
IV.3. Evaluation des débits des eaux pluviales :	52
IV.3.1. Méthode rationnelle :	52

IV.3.1.1. Hypothèses de la méthode :	53
IV.3.1.2. Validité de la méthode rationnelle :	53
IV.3.1.2. Les critique de la méthode rationnelle :	53
IV.3.1.4. Temps de concentration :	53
IV.3.2. Méthode superficielle :	54
IV.3.3. Validité de la méthode superficielle :	55
Conclusion :	56
Chapitre 05 : Dimensionnement du réseau d'assainissement	58
Introduction :	58
V.1. Conception de réseau d'assainissement :	58
V.2. Les normes d'implantation de réseau :	58
V.3. Les conditions d'écoulement de de dimensionnement :	58
V.4. Principes de tracé des collecteurs :	59
V.5. Mode de calcul :	59
V.5.1. Formule de CHEZY :	59
V.5.2. Formule de Manning-Strickler :	60
V.5.3. Choix des matériaux :	62
Conclusion :	62
Chapitre 06 : Eléments consécutifs de réseau d'égout	64
Introduction :	64
VI.1. Les ouvrages principaux :	64
VI.1.1. Canalisations :	64
VI.1.1.2. Matériaux des canalisations :	64
VI.1.1.3. Choix du type de canalisation :	65
VI.1.1.4. Différentes actions supportées par la conduite :	65
VII.1.1.5. Essais des tuyaux préfabriqués :	66
VI.1.2. Les joints :	67
VI.1.2.1. Joints des conduites en béton :	67
VI.1.2.2. Les joints de conduite en PVC :	68
VI.2. Les ouvrages annexe :	69
VI.2.1. Branchements :	69
VI.2.2. Fosses :	69
VI.2.3. Caniveaux :	69

VI.2.4. Bouche d'égout :	70
VI.2.5. Regards :	70
VI.2.6. Les déversoirs d'orage :	70
VI.2.6.1. Les types des deversoirs :	71
VI.2.6.2. L'emplacement des déversoirs d'orage :	71
VI.2.6.3. Dimensionnement de déversoir :	72
Conclusion :	74
Chapitre 07 : Etude de pompage des eaux usées.....	76
Introduction :	76
VII.1. Poste (ou station) de pompage :	76
VII.1.1. Station de relevage :	76
VII.1.2. Station de refoulement :	76
VII.2. Choix d'emplacement de la station de pompage :	76
VII.3. Choix de la variante :	77
VII.4. Les équipements hydromécaniques :	77
VII.4.1. Les aéroéjecteurs :	77
VII.4.2. Vise d'Archimède :	77
VII.4.3. Groupes submersibles :	77
VII.5. Mode de calcul :	79
VII.5.1. Dimensionnement de la conduite d'amenée :	79
VII.5.2. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :	79
VII.5.3. Estimation de la hauteur d'élévation :	80
VII.5.4. Critère du choix du nombre de pompes :	80
VII.5.5. Critères de choix du type de pompes :	80
VII.5.6. Calcul de volume utile de la bache :	81
VII.6. Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes :	82
VII.6.1. Équipements en aval :	82
VII.7. L'étude de fonctionnement :	86
VII.7.1. La courbe caractéristique de la pompe :	86
VII.7.2. La courbe caractéristique de la courbe de refoulement :	86
VII.7.3. Plage de bon fonctionnement :	89
VII.7.4. Condition de bon fonctionnement :	89
VII.7.5. Les équipements en aval de la pompe :	92

VII.7.5. 1. Le divergent :	92
VII.7.5. 2. Clapet anti retour :	93
VII.7.5. 3. Vanne de refoulement :	93
VII.8. Equipements auxiliaires de la station :	93
VII.8.1. Panier dégrilleur :	93
VII.8.2. Protection anti béliet :	94
VII.8.2.1. Réservoirs d'air :	94
VII.8.3. Système de levage :	96
Conclusion :	108
.....	110
Chapitre 08 : Organisation de chantier et estimation de devis	111
Introduction :	111
VIII.1. Exécution des travaux :	111
VIII.2. Manutention et Stockage des Conduites :	111
VIII.2.1. Chargement et Transport :	111
VIII.2.2. Déchargement :	111
VIII.2.3. Stockage :	111
VIII.3. Décapage de la couche de terre végétale :	112
VIII.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :	112
VIII.4.1. Largeur de tranchée :	112
VIII.4.2. Profondeur de la tranchée :	112
VIII.5. Aménagement du lit de pose :	113
VIII.6. Mise en place des canalisations :	114
VIII.7. Assemblage des conduites :	114
VIII.8. Remblaiement et compactage des tranchées :	114
VIII.9. Choix des engins :	114
VIII.9.1. Engins utilisés pour les travaux :	115
VIII.9.1.2. Le Bulldozer :	115
VIII.9.1.3. La Niveleuse :	115
VIII.9.1.3. Le Chargeur :	115
VIII.9.1.4. Le Compacteur :	115
VIII.10. Devis quantitatif et estimatif :	115
VIII.10.1. Détermination des différents volumes :	116

VIII.10.1.1. Volume de la couche de terre végétale :	116
VIII.10.1.2. Volume des déblais des tranchées :	116
VIII.10.1.3. Volume de lit de sable :	116
VIII.10.1.4. Volume occupe par les conduites :	116
VIII.10.1.5. Volume de remblai « V_R »:	117
VIII.10.1.6. Volume excédentaire :	117
Conclusion :	121
CONCLUSION GENERALE	122
Références bibliographiques	123
Annexes	

Liste des figures

Figure I. 1 : image satellitaire de la zone d'étude (juin.2025)

Figure II. 1 : L'ajustement graphique a la loi de Gumbel.

Figure II. 2 : l'ajustement graphique a la loi de Galton.

Figure II. 3 : l'ajustement graphique a la loi GEV

Figure II. 4 : la comparaison graphique des trois lois.

Figure III. 1 : Schéma d'un système unitaire.

Figure III. 2 : Schéma d'un système séparatif.

Figure III. 3 : schéma perpendiculaire.

Figure III. 4 : schéma par déplacement latéral.

Figure III. 5 : schéma par zones étagée

Figure III. 6 : schéma radial.

Figure III. 7 : Schéma oblique.

Figure VI. 1: joint type ROCLA.

Figure VI. 2 : joint à collet.

Figure VI. 3 : joint à demi-emboitement.

Figure VI. 4 : joint torique.

Figure VI. 5 : joint plastique.

Figure VI. 6 : branchement simple.

Figure VII. 1 : emplacement de première station de pompage (image satellite non traitée, 2025)

Figure VII. 2 : résultats de calcul du cout totale.

Figure VII. 3 : courbe caractéristique de la pompe.

Figure VII. 4 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Figure VII. 5 : courbe de proportionnalité.

Figure VII. 6: emplacement de deuxième station de pompage (image satellite non traitée, 2025)

Figure VII. 7 : la courbe bilan des frais.

Figure VII. 8 : la courbe caractéristique de la pompe.

Figure VII. 9 : la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Figure VII. 10 : la courbe de proportionnalité.

Figure VII. 11 : emplacement de troisième station de pompage (image satellite non traitée, 2025)

Figure VII. 12 : la courbe bilan des frais.

Figure VII. 13 : la courbe caractéristique de la pompe.

Figure VII. 14 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Figure VIII. 1: Coupe transversale d'une tranchée montrant la mise en place de la conduite

Figure VIII. 2 : mise en place des conduites

Figure VIII. 3 : réseau de nœuds

Liste des tableaux :

Tableau I. 1 : les températures moyennes mensuelles de la période (1990-2018).

Tableau I. 2 : les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse de vent la période (1990-2018).

Tableau I. 3 : l'humidité mensuelle maximum et minimum de l'année 1990-2018.

Tableau I. 4 : la variation de l'évaporation mensuelle (1990-2018)

Tableau II. 1 : caractéristiques de la station pluviométrique du Barrage 'Boukourdane'

Tableau II. 2 : série pluviométrique de 1988-2021.

Tableau II. 3 : les caractéristiques de la série pluviométrique.

Tableau II. 4 : résultats d'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel hyfran.

Tableau II. 5 : les résultats d'ajustement à la loi de Galton par le logiciel hyfran.

Tableau II. 6 : résultats d'ajustement à la loi GEV par logiciel hyfran .

Tableau II. 7 : les résultats de la comparaison entre les trois lois.

Tableau III. 1 : les résultats d'estimation du l'évolution de la population.

Tableau III. 2 : coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Tableau III. 3 : coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Tableau III. 4 : coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Tableau III. 5 : coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

Tableau III. 6 : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

Tableau III. 7 : calcul de nombre d'habitants des sous bassins (EL karia 1 et EL karia 2).

Tableau III. 8 : Nombre d'habitants des sous bassins.

Tableau IV. 1 : calcul des débits d'eaux usées d'équipements.

Tableau IV. 2 : détermination des débits d'eaux usées totaux à évacuer pour chaque surface.

Tableau IV. 3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous-bassin.

Tableau IV. 4 : calcul des débits totaux pour chaque sous-bassin.

Tableau V. 1 : valeurs de coefficient de Manning-Strickler en fonction de types de matériaux.

Tableau VII. 1 : les avantages et les inconvénients des différents dispositifs de pompage.

Tableau VII. 2 : résultats de dimensionnement de la conduite d'amenée.

Tableau VII. 3 : résultats liés au calcul de la HMT.

Tableau VII. 4 : résultats des différentes pompes obtenues.

Tableau VII. 5 : résultats de calcul de frais d'investissement pour la première station.

Tableau VII. 6 : résultats de calcul des frais d'exploitation.

Tableau VII. 7 : résultats de calcul du cout totale.

Tableau VII. 8 : résultats liés à la réalisation de courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Tableau VII. 9 : résultats d'adaptation de la pompe.

Tableau VII. 10 : caractéristiques techniques de réservoir anti-bélier.

Tableau VII. 11: résultats liés au calcul de la HMT.

Tableau VII. 12 : résultats des différentes pompes obtenues.

Tableau VII. 13 : résultats de calcul du cout totale.

Tableau VII. 14 : résultats d'adaptation des pompe .

Tableau VII. 15 : dimensions des équipements en aval de la pompe.

Tableau VII. 16 : résultats de dimensionnement de panier dégrilleur et calcul des charge .

Tableau VII. 17 : résultats liés au calcul de volume de réservoir.

Tableau VII. 18 : résultats liés au calcul de la HMT.

Tableau VII. 19 : résultats des différentes pompes obtenues.

Tableau VII. 20 : résultats de calcul du cout totale.

Tableau VII. 21 : résultats liés au réalisation de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Tableau VII. 22 : dimensions des équipements en aval de la pompe.

Tableau VII. 23 : résultats du dimensionnement de panier dégrilleur et calcul des charges

Tableau VII. 24 : résultats liés au calcul de volume de réservoir anti-bélier.

Tableau VIII. 1 : coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Tableau VIII. 2 : devis quantitatif et estimatif du projet.

Tableau VIII. 3 : définition des délais.

INTRODUCTION GENERALE

La rareté de l'eau et sa pollution représentent aujourd'hui des enjeux environnementaux majeurs auxquels de nombreux pays doivent faire face. Parmi les principales sources de pollution figurent les rejets d'eaux usées domestiques et industrielles, souvent déversées directement dans la nature sans traitement préalable.

Dans ce contexte, l'assainissement joue un rôle fondamental. Il constitue une composante essentielle de l'hydraulique urbaine, ayant pour objectif de collecter, transporter et traiter les eaux usées et pluviales, afin de protéger la santé publique, préserver les ressources naturelles et améliorer le cadre de vie. Un réseau d'assainissement bien conçu permet également de prévenir les inondations, de limiter la dégradation des sols et de conserver les équilibres écologiques. En l'absence d'infrastructures adaptées, ces rejets sont souvent déversés directement dans la nature, et plus particulièrement dans la mer, ce qui entraîne une pollution sévère des eaux littorales, une dégradation des écosystèmes marins et des risques sanitaires pour les populations riveraines.

En Algérie, de nombreuses zones côtières connaissent encore ce problème, notamment dans la wilaya de Tipaza. La zone de Kouali, caractérisée par sa vocation agricole et touristique, rejette actuellement ses eaux usées domestiques et pluviales sans traitement adéquat. Cette situation menace non seulement la qualité de l'environnement marin, mais aussi le développement durable de la région, fortement dépendante de ses ressources naturelles et de son attractivité touristique.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent mémoire, qui porte sur l'interception des rejets des localités de Kouali et leur transfert vers la station d'épuration de Tipaza. Pour atteindre cet objectif, l'étude s'appuie sur plusieurs étapes essentielles :

La présentation de la zone d'étude,

L'étude hydrologique et démographique,

L'évaluation des débits à évacuer,

Le dimensionnement du réseau d'assainissement,

L'étude des stations de pompage

L'organisation du chantier avec l'estimation des coûts.

Chapitre I :
Presentation de la zone
d'étude

Chapitre 01 : Présentation de l'agglomération

Introduction :

Avant d'entreprendre tout projet d'assainissement, il est indispensable de présenter le site afin d'identifier ses caractéristiques physiques ainsi que les facteurs susceptibles d'influencer la conception du projet.

Chaque site possède en effet des particularités qui impactent directement l'assainissement, notamment :

- Les données naturelles du site.
- Les informations relatives à l'agglomération.
- Les perspectives de développement futur de l'agglomération.

Ainsi, la présentation de la zone d'étude constitue une étape essentielle pour s'engager dans l'étude de dimensionnement du réseau d'assainissement de la zone de kouali.

I.1. La situation géographique :

La zone de Kouali se situe au nord-est de la wilaya de Tipasa, à proximité du complexe touristique de La Corne d'Or. Elle est délimitée :

- Au nord, par la mer méditerranée.
- A l'ouest, par le port de Tipaza.
- A l'est, par la commune de Ain Tagourait.
- Au sud, par la commune de Sidi Rached.

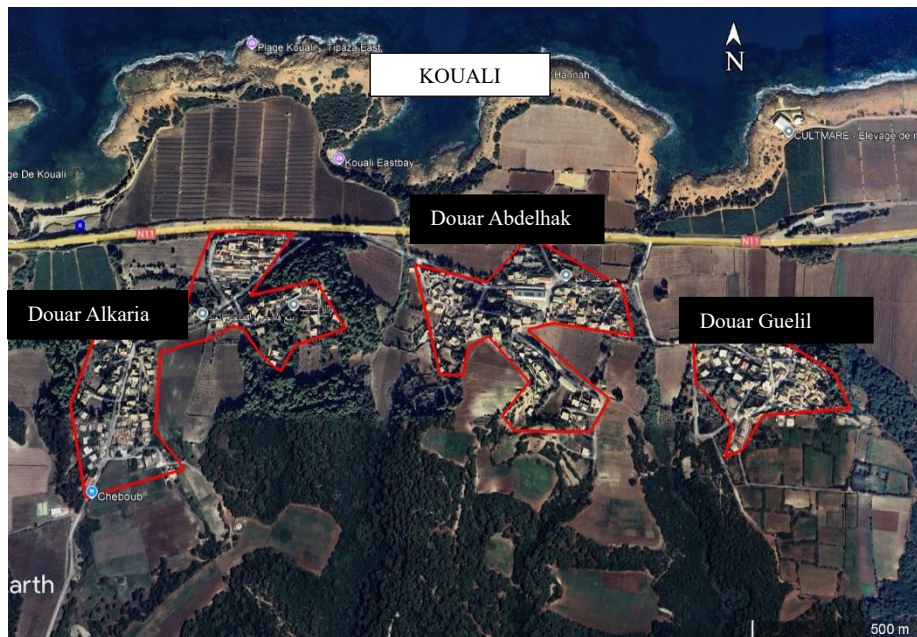


Figure I. 1 : image satellitaire non traitée de la zone d'étude (juin.2025)

Les localités concernées par l'étude sont Douar Abdelhak, Douar Guelil et El Karia, implantées le long de la route côtière reliant Ain Tagourait à Tipasa.

I.2. La situation topographique :

La zone est directement bordée par la mer Méditerranée au nord, ce qui implique une bande côtière où l'altitude est proche du niveau de la mer.

- **Plaines et Piémonts** : la zone de Kouali, est composée majoritairement de plaines (46%) et de collines/piémonts (34%), avec une part moindre de montagnes (20%). Cela suggère que la zone de Kouali présente probablement un relief doux à modéré, avec des étendues relativement plates, alternant avec des zones de transition vers des élévations plus importantes.
- **Massifs Forestiers et Ravins** : Des localités proches comme Aïn Tagourait sont décrites comme ayant une "petite bande côtière" et une "partie haute constituée de la plaine du Sahel", ainsi qu'un "large massif forestier le long des ravins qui descendent vers la mer". Il est probable que la zone de Kouali partage des caractéristiques similaires, avec des ravins et des pentes descendant vers le littoral, potentiellement recouverts de végétation.
- **Altitude Variable** : située entre une altitude minimale de 0 m (au niveau de la mer) et maximale de 280 m. Cela donne une idée de la variété d'altitudes que l'on peut trouver dans la région.(1)

I.3. La situation géologique

La région se trouve dans le contexte du massif du Chenoua, qui est une chaîne montagneuse côtière. Cela peut influencer la présence de falaises, de criques et de formations rocheuses le long du littoral de Kouali. (1)

Nature de sol :

La nature du sol dans la région de Tipaza, incluant les zones littorales comme Kouali, est caractérisée par une diversité résultant de formations géologiques variées. Les sols sont majoritairement sablo-limoneux avec une grande porosité et une faible teneur en matière organique, associés à des sols bruns calcaires sur des pentes et des rendzines sur substrats tendres de marnes ou calcaires.(1)

Sismicité :

Suite au tremblement de terre de Boumerdes en mai 2003, la wilaya de Tipaza a été reclassée en zone numéro 3. Ainsi, les actions préventives doivent être intégrées lors de la planification urbaine et pendant les travaux de construction. Un tremblement de terre dévastateur a frappé la région de Tipaza le 29 octobre 1989 à 19h09'24" (heure universelle). Selon le CRAAG (Centre de Recherche Appliquée en Astrophysique et Géophysique), le point d'origine du tremblement de terre se situe sur la face occidentale du mont Chenoua (36° 36,9' de latitude et 2° 19,57' de longitude). (2)

I.4. La Situation climatologique :

Climat :

Le climat de la région de Tipaza est méditerranéen, marqué principalement par une saison estivale chaude et aride s'étendant de mai à septembre, et une saison hivernale froide et humide allant d'octobre à avril.(2)

Température :

Les températures sont enregistrées par la station de barrage Boukourdane .

Les mois entre mai à septembre sont généralement les plus chaude. Dépassant les 20°C en moyenne. et la période la plus froide est entre le mois de décembre à février.

tableau I. 1 : les températures moyennes mensuelles de la période (1990-2018).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	mars	Avr	Mai	juin	Juil	Aout
Tmoy(°C)	23.6	20.1	14.6	11.2	11.9	10.7	14.8	16.6	17.6	21.9	26.2	27.2
Tmax(°C)	35.0	32.0	28.0	25.0	21.0	26.0	28.0	32.0	33.0	32.0	35.0	39.0
Tmin(°C)	1.6	11.0	6.0	3.0	4.0	3.0	3.0	7.5	7.0	13.0	18.0	19.0

(Source : ANRH blida)

Vent :

Les vents dominants, généralement faibles à modérés, soufflent principalement de l'ouest et du nord-est. La vitesse moyenne maximale du vent a été enregistrée au mois de mars.

Tableau I. 2 : les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse de vent la période (1990-2018).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	mars	avr	mai	juin	juil	Aout
V_{ent moy}(m/s)	2.37	1.90	1.68	0.91	1.29	2.57	3.08	2.71	2.16	2.28	2.14	1.95

(Source : ANRH blida)

Humidité :

L'humidité de l'air est assez considérable. Le tableau représente l'humidité mensuelle maximum et minimum de l'année 1990-2018.

Tableau I. 3 : l'humidité mensuelle maximum et minimum de l'année 1990-2018.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	mars	avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Max (%)	80.00	78.00	67.00	68.00	98.00	98.00	95.00	140.00	94.00	93.00	95.00	93.00
Min (%)	14.00	14.00	18.00	21.00	13.00	18.00	16.00	0.00	10.00	9.00	0.00	9.00

(Source : ANRH blida)

Evaporation :

La distribution mensuelle met en évidence une variation particulièrement irrégulière, avec des écarts significatifs par rapport à la moyenne au cours de la journée. Ce phénomène influence directement le comportement des facteurs d'évaporation.

Le tableau ci-dessus représente la variation d'évaporation mensuelle en millimètre de l'année 1990 -2018

Tableau I. 4 : la variation de l'évaporation mensuelle (1990-2018)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	mars	Avr	Mai	juin	juil	Aout
Evap (mm)	114.40	92.00	78.10	28.60	26.00	40.20	71.40	128.80	113.90	165.10	184.40	200.00

(Source : ANRH blida)

La situation démographique :

La population de la zone de Kouali présente un taux d'accroissement de 1.3% ce qui indique une augmentation constante et potentiellement une pression accrue sur les ressources et les services locaux à long terme.

- Douar Guelil : en 2008, la population était de 177 habitants.
- Douar Abdelhak : en 2008, la population était de 280 habitants.
- El Karia : en 2008, la population était de 382 habitants, ce qui en fait la localité la plus peuplée de la zone de Kouali.(1)

L'urbanisme :

Cette zone, considérée comme une zone rurale, se distingue par une faible densité résidentielle et une vocation principalement touristique. Plutôt que d'abriter principalement des résidences et des logements pour les habitants locaux, on y trouve surtout des villas et des bungalows destinés à la location pendant la période des vacances.(1)

I.5. La situation hydraulique :

Assainissement :

Il n'existe actuellement aucun réseau d'évacuation des eaux usées domestiques et pluviales. De ce fait, les localités de Douar Abdelhak, Douar Guelil et El Karya sont assainies au moyen de fosses septiques individuelles, installées au niveau de chaque habitation.(1)

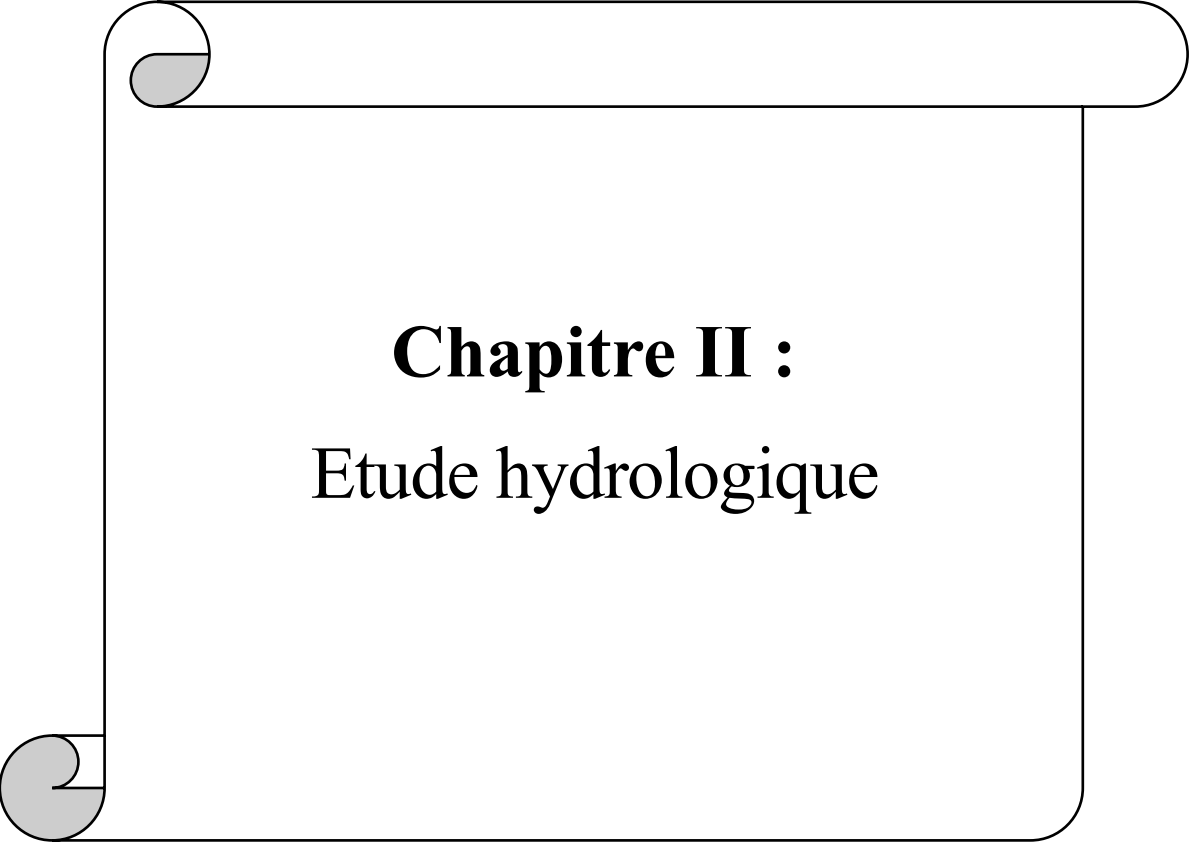
L'alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau est assurée par des réservoirs régionaux, notamment ceux liés au complexe "Sahel" et à d'autres infrastructures de stockage dans la région de Tipaza, qui ont des capacités 25 000 m³ par réservoir.

Ces réservoirs sont raccordés aux principales sources d'eau, notamment les stations de dessalement de Fouka 2 (capacité de production de 300 000 m³/jour) et le barrage de Boukourdane, via un réseau de conduites principales.(1)

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les données essentielles relatives à notre zone d'étude, en abordant notamment la climatologie, la situation géologique et la situation hydraulique. Ces informations constituent une base de données pour entamer notre étude et élaborer des solutions adaptées au problème environnemental.



Chapitre II :

Etude hydrologique

Chapitre 02 : étude hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique constitue une étape essentielle dans la conception d'un réseau d'assainissement. Elle a pour objectif de déterminer l'intensité moyenne maximale des précipitations à partir de l'étude des pluies extrêmes et des averses, ainsi que du choix d'une période de retour appropriée. Ces éléments sont indispensables pour le calcul des débits de dimensionnement, en vue d'assurer la protection du réseau contre les risques liés aux crues importantes.

II.1. Les averses :

Les averses se définissent par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique sur une courte durée qui varie entre quelques minutes et dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité de pluie.(3)

II.2. Les Orages :

Un orage est un phénomène météorologique caractérisé par la présence d'éclairs (foudre), de tonnerre et, souvent, de fortes précipitations (pluie, grêle) et de vents violents. Il se forme généralement lorsqu'il y a une grande instabilité dans l'atmosphère, due à la rencontre d'air chaud et humide avec de l'air plus froid.

II.3. La période de retour :

Une période de retour se réfère à la durée nécessaire pour qu'une averse d'intensité spécifique se produise. Une pluie ayant une période de retour de 10 ans est une pluie qui est susceptible de se produire au moins tous les 10 ans.(4)

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

Pour les projets d'assainissement, on privilégie généralement l'option d'une pluie décennale. La décision d'opter pour une durée de retour de 10 ans découle d'un équilibre entre les considérations techniques et économiques, d'une part, et le constat que la longévité des ouvrages prévus en assainissement est généralement limitée, d'autre part.(4)

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

Avant d'incorporer toutes les données de précipitations, nous effectuons un calcul de l'intensité moyenne des précipitations sur une période « T » et une fréquence « F ». Par conséquent, il est nécessaire de :

- Étudier les données de précipitation et déterminer le type de loi à ajuster nos résultats.
- Déterminer les paramètres de la distribution sélectionnée et contrôler sa pertinence.
- Déterminer la valeur moyenne de l'intensité de précipitation.(4)

On définit l'intensité moyenne comme le quotient de la hauteur d'eau tombée sur une durée Δt , c'est-à-dire :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- I_m : l'intensité moyenne en mm/h.
- Δh : la hauteur d'eau tombée pendant la durée Δt .

II.6. Etude de précipitations :

L'étude des précipitations s'appuie sur les mesures prises dans différentes stations dispersées sur une zone topographique déterminée. La zone d'influence du pluviomètre, définie par la densité du réseau, correspond à l'espace où les précipitations se produisent autour de la station observatoire.

Nous avons choisi la station de **BOUKOURDANE BRG** comme station de référence.

Le tableau ci-dessus représente les caractéristiques de la station :

tableau II. 1 : caractéristiques de la station pluviométrique du Barrage 'Boukourdane'

Nom	Code	Coordonnées (GPS standard)		Période d'observation
BOUKOURDANE BRG	02-03-39	Longitude	2°17'56.2541" E	1988 – 2021 (34 ans)
		Latitude	36°32'19.1343" N	

(Source : ANRH blida)

La station nous fournit une série des valeurs des précipitations maximales journalières enregistrées pendant une période de 34 ans, de 1988 à 2021. Les données sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 2 : série pluviométrique de 1988-2021.

N°	Année	P max ,j (mm)	N°	Année	P max , j (mm)
1	1988	58.5	18	2005	88.2
2	1989	52.5	19	2006	38.7
3	1990	41	20	2007	71
4	1991	74.9	21	2008	35.5
5	1992	71.1	22	2009	53
6	1993	46.4	23	2010	42.5
7	1994	50.6	24	2011	83.8
8	1995	92.5	25	2012	127.2
9	1996	49.7	26	2013	29.5
10	1997	50.6	27	2014	49
11	1998	82.7	28	2015	69.2
12	1999	56.5	29	2016	83
13	2000	57.5	30	2017	79.5
14	2001	107.9	31	2018	65.5
15	2002	45.7	32	2019	42.5
16	2003	45.5	33	2020	25.8
17	2004	53.5	34	2021	79.8

II.7. Etude des précipitations maximales journalières :

L'objectif de cette étude est de faire un ajustement pour la série des pluies maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et d'une période de retour donnée. Donc, Pour cela il faut passer par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations maximales journalières par un ordre croissant
- Déterminer la fréquence expérimentale $F(x)$ (probabilité au non dépassement)
- Évaluer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajustement graphique de la série des pluies.
- Détermination des quantiles et de leurs intervalles de confiance.
- Vérifier l'adéquation de la loi d'ajustement.
- Calcul des intensités de courte durée.(4)

II.8. Estimation des caractéristiques empiriques de la série :

La moyenne $\overline{P_{maxj}}$:

$$\overline{P_{maxj}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{maxj}}{N} \dots\dots\dots (II.2)$$

$P_{max,j}$:les précipitations maximales journalières en (mm)

N : nombre d'années d'observation (34 ans)

L'écart-type σ_p :

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{max j} - \bar{P}_{max j})^2}{N}} \dots\dots\dots (II.3)$$

Coefficient de variation Cv :

$$Cv = \frac{\sigma_p}{\bar{P}_{max j}} \dots\dots\dots (II.4)$$

Les caractéristiques de la série pluviométrique ont été établies à l'aide du logiciel Hyfran.

Tableau II. 3 : les caractéristiques de la série pluviométrique.

Nombre d'années d'observation	34
Valeur maximale (mm)	127
Valeur minimale(mm)	25.8
Médiane(mm)	55
Moyenne (mm)	61.8
Ecart-type(mm)	22.6
Coefficient de variation	0.365

Il existe plusieurs façons d'ajuster les séries pluviométriques, et chaque méthode ne donne pas les mêmes résultats. En réalité, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de plusieurs éléments : la loi de probabilité utilisée, la taille de l'échantillon, et aussi certaines particularités des données elles-mêmes.

Il existe de nombreuses lois d'ajustement. Pour notre étude on a choisi les lois suivantes :

-la loi de Gumbel.

-la loi de Log normal.

-la loi de GEV.

Pour ce faire, nous utilisons le logiciel Hyfran .

II.8.1. Ajustement à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.5)$$

Y : la variable réduite de GUMBEL, Avec :

$$y = \alpha (x - x_0) \dots\dots\dots (II.6)$$

α, x_0 : les coefficients d'ajustement.

x_0 : paramètre de position (mode).

α : paramètre de l'échelle, Avec ($\alpha > 0$)

La droite de Gumbel est définie par :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \dots \dots \dots (\text{II.7})$$

- **Calcul des paramètres de loi de Gumbel :**

Les paramètres de loi de Gumbel sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance à l'aide de logiciel hyfran , donc :

$$\alpha = 17.99 \quad ; \quad x_0 = 51.39$$

donc la formule de Gumbel devient :

$$x = \left(\frac{1}{17.99}\right) y + 51.39$$

Les résultats d'ajustement à la loi de Gumbel par la méthode de maximum de vraisemblance sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 4 : résultats d'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel hyfran.

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	134	12.7	109 – 159
50.0	0.9800	122	11.0	100.0 – 143
20.0	0.9500	105	8.84	87.5 – 122
10.0	0.9000	91.9	7.21	77.7 – 106
5.0	0.8000	78.4	5.59	67.4 - 89.3

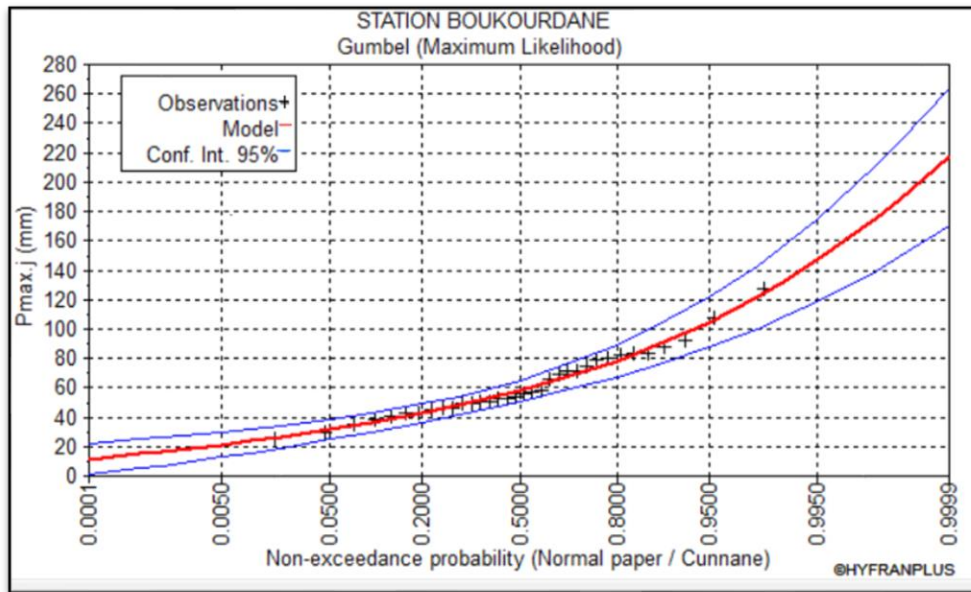


Figure II. 1 : L'ajustement graphique à la loi de Gumbel.

II.8.2. Ajustement à la loi de GALTON (log normale) :

La fonction de répartition de la loi log normale donnée par l'équation suivante :

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

Le paramètre u représente la variable centrée réduite de Gauss :

$$U = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \dots \dots \dots (II.8)$$

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).

$\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x .

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

L'équation de la variable réduite est sous la forme :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \dots \dots \dots (II.9)$$

Calcul des paramètres de la loi de Galton :

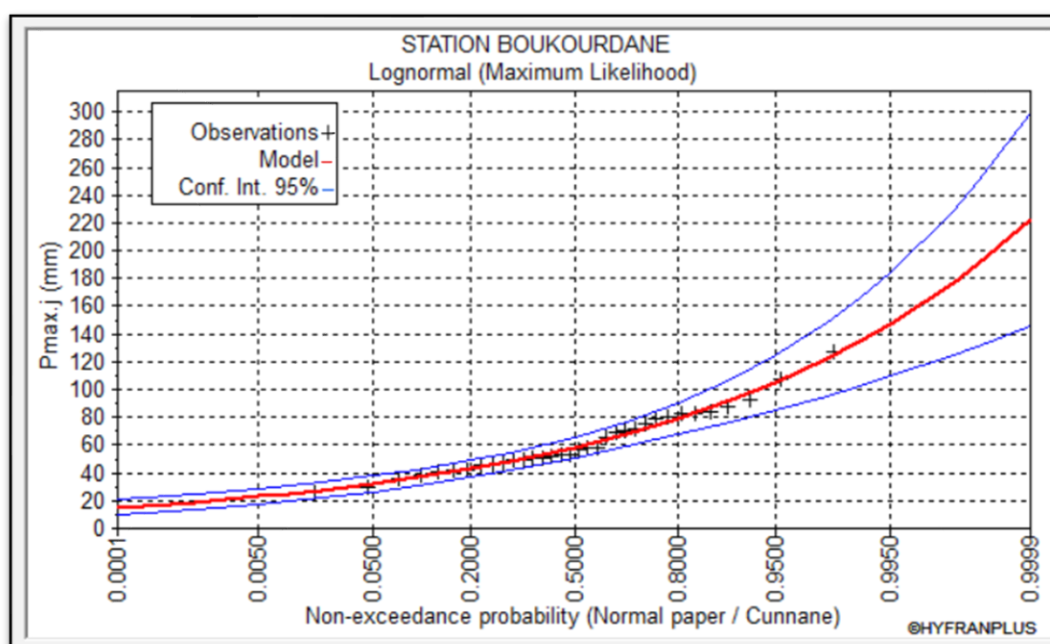
Les paramètres de loi de log normal sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance à l'aide de logiciel hyfran , donc :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0,36$$

$$\overline{\ln(x)} = 4.06$$

Tableau II. 5 : les résultats d'ajustement à la loi de Galton par le logiciel hyfran.

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	134	16.2	103 – 166
50	0.98	122	13.4	95.4 – 148
20	0.95	105	10.1	85.3 – 125
10	0.9	92.1	7.74	77.0 – 107
5	0.8	78.6	5.68	67.5 - 89.7

**Figure II. 2** : l'ajustement graphique à la loi de Galton.**II.8.3. Ajustement à la loi des extrêmes généralisée (loi GEV) :**

La fonction de répartition de la loi GEV donnée par l'équation suivante :

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

Sachant que y est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \dots\dots\dots (II.11)$$

x : la variable étudiée (Pmax,j)

u : le paramètre de position.

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

k : le paramètre de forme appelé indice de valeur extrêmes .

La droite de GEV est définie par :

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

- **Calcul des paramètres de la loi GEV :**

Les paramètres de loi GEV sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance à l'aide de logiciel hyfran , donc :

$$\alpha = 17.57 \quad ; \quad u = 51.61\text{mm} \quad ; \quad k = 0.00258311$$

Tableau II. 6 : résultats d'ajustement à la loi GEV par logiciel hyfran .

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	132	21.4	90.0 – 174
50.0	0.9800	120	16.0	88.5 – 151
20.0	0.9500	104	10.4	83.2 – 124
10.0	0.9000	91.1	7.42	76.5 – 106
5.0	0.8000	77.9	5.41	67.3 - 88.5

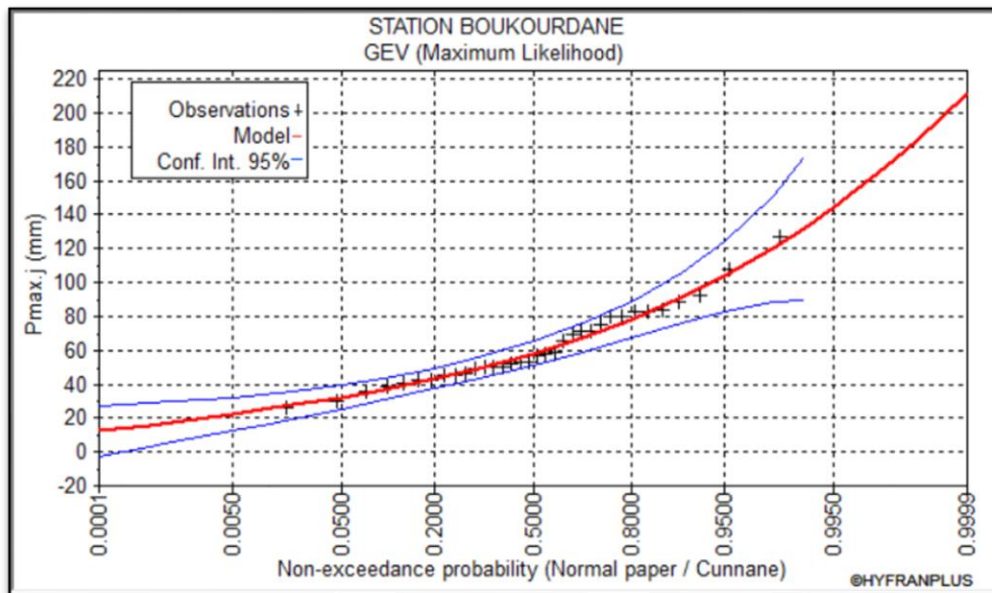


Figure II. 3 : l'ajustement graphique a la loi GEV

II.9. Choix de loi d'ajustement de la série :

Les critères de choix d'une loi d'ajustement se fonde initialement sur une analyse graphique complété par un test de dispersion.(4)

Le test d'adéquation de khi-deux :

Également appelé test du Khi-deux ou test de Pearson, ce test permet d'évaluer la qualité de l'ajustement en vérifiant la compatibilité d'une loi statistique avec un échantillon de taille N. Il repose sur la comparaison entre la valeur calculée et la valeur théorique de χ^2 .

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$$

Si cette inégalité est vérifiée, l'ajustement est considéré ; dans le cas contraire, la loi théorique est considérée comme non adéquate.

- La valeur de χ^2 calculée ainsi que le nombre de degrés de liberté γ sont obtenus à l'aide du logiciel Hyfran.
- La valeur théorique de χ^2 est ensuite déterminée à partir de la table de distribution du Khi-deux. (Voir annexe 1)

Dans le cadre de la comparaison, le test du Khi-deux est appliqué avec un risque de 5%. (4)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau II. 7 : les résultats de la comparaison entre les trois lois.

Loi d'ajustement	Nombre de classes	P	Degré de liberté	χ^2 théorique	χ^2 calculé	Comparaison	Remarque
Loi de Gumbel	8	0.4682	5	11.07	4.59	$4.59 < 11.07$	Vérifie
Loi de Galton	8	0.4682	5	11.07	4.59	$4.59 < 11.07$	Vérifie
Loi de GEV	8	0.4559	4	9.49	3.65	$3.65 < 9.49$	Vérifie

Le test graphique :

Le test repose sur l'observation visuelle des courbes d'ajustement, et consiste à évaluer la qualité de l'alignement des points sur le papier de probabilité, en vérifiant le bon alignement absence d'écarts.

Pour comparer les trois méthodes, les courbes d'ajustement doivent être représentées sur un même graphique en utilisant logiciel Hyfran

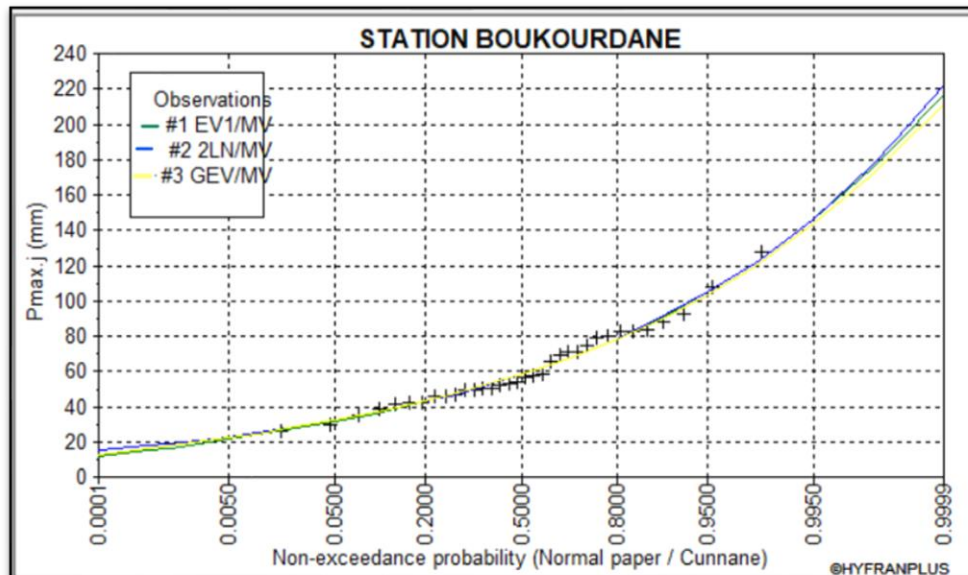


Figure II. 4 : la comparaison graphique des trois lois

D'après les résultats de test de khi-deux la condition ($\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$) est vérifiée, qui signifie que les trois lois sont adéquates.

Sélection de la loi :

Nous constatons que les résultats obtenus à partir des trois lois d'ajustement (Log-Normale, Gumbel et GEV) sont très proches, aussi bien sur le plan analytique que graphique. Toutefois, On considère que la série des pluies maximales journalières s'ajuste le mieux à la loi log-normale.

II.10. Calcul d'intensité de pluie de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitations de courte durée à une fréquence donnée nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t(15\text{min}),p\%} = I_{24,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (\text{II.9})$$

$I_{24,p\%}$: l'intensité moyenne de précipitations pour une journée de fréquence ($p\%$) donnée.

t : durée de l'averse en heure ($t=15\text{min}=0.25\text{h}$) pour une période de retour de 10 ans .

b : l'exposant climatique de la région (selon ANRH $b=0.37$).

Une durée courte de 15 minutes (soit 0,25 heure) et une période de retour de 10 ans sont souvent retenues dans les études des projets d'assainissement, principalement pour des raisons techniques, économiques et de sécurité. Ce choix permet de prendre en compte les précipitations intenses de courte durée, qui peuvent se produire rapidement et engendrer des dommages importants.

$$I_{t(15\text{min}),p\%} = \frac{P_{24,p\%}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}$$

La précipitation maximale journalière pour une période de retour de (10 ans) ; d'après la loi log normal :

$$P_{\max.j/10\%} = 92.1 \text{ mm}$$

d'où :

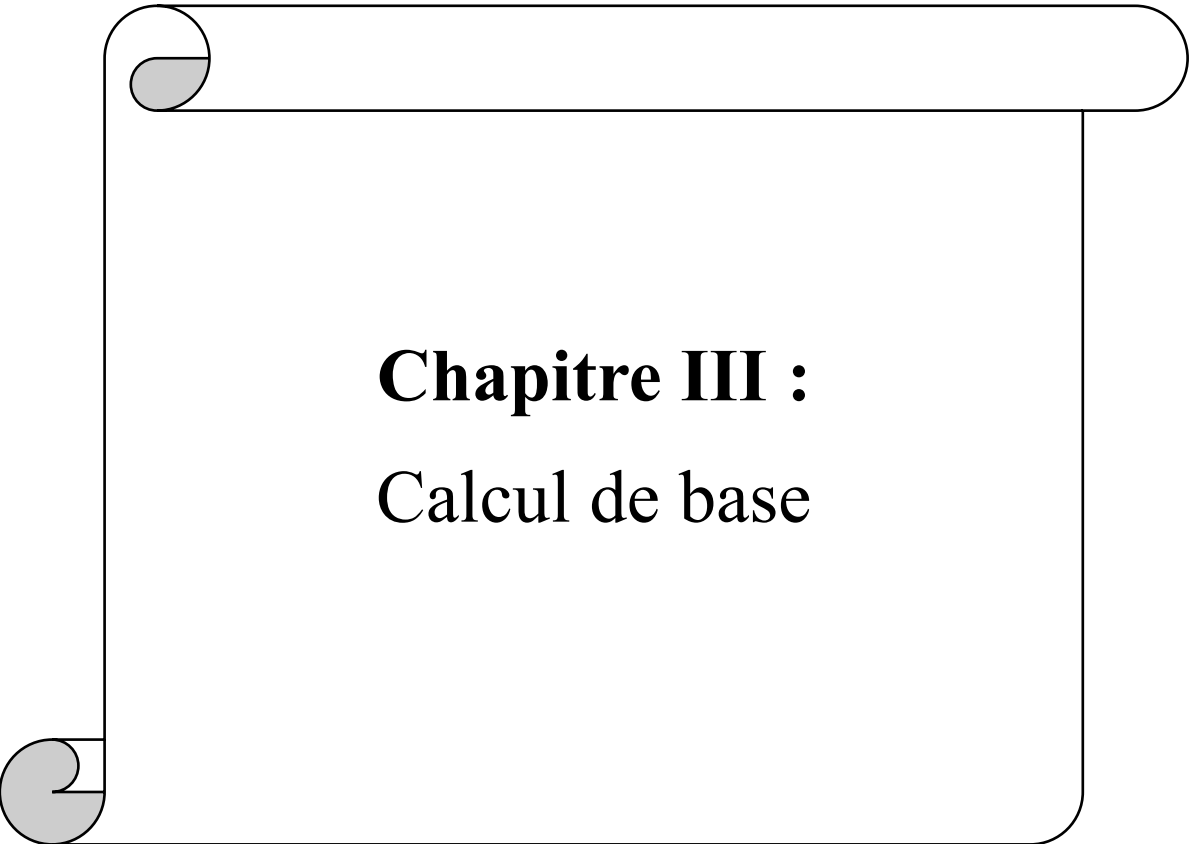
$$I_{t(15\min),p\%} = \frac{92.1}{24} \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.37-1}$$

$$I_{t(15\min),p\%} = 68.06 \text{ mm/h}$$

$$I_{t(15\min),10\%} = \frac{68.06 \cdot 10000}{3600} = 189.06 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer l'intensité pluviale, estimée à 189.06 l/s/ha, correspondant au débit spécifique pour une durée de 15 minutes et une période de retour de 10 ans. Cette valeur sera utilisée pour l'estimation des débits pluviaux du projet.



Chapitre III :

Calcul de base

Chapitre 03 : Calcul de base

Introduction :

L'assainissement urbain consiste à évacuer, par voie hydraulique, les eaux usées issues d'une agglomération ou d'un centre d'activité, de manière rapide, économique et sans stagnation, afin de prévenir toute forme de pollution de l'environnement.

Dans ce contexte, le dimensionnement du réseau d'assainissement est une étape essentielle, soumise à plusieurs contraintes.

Cela implique notamment certaines étapes préalables, telles que l'estimation de la population à un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement approprié, ainsi que l'élaboration du schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

III.1. Situation démographique :

La population des trois localités (Douar Geulil, Douar Al Karia et Douar Abdelhak) a été estimée à partir des données du RGPH 2008, en utilisant un taux de croissance de 1,3 %, appliqué aux zones éparses de la wilaya de Tipaza.

$$P = P_0 (1 + t)^n \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec :

P : la population future

P₀ : la population de référence.

t : le taux d'accroissement est de 2.3%.

n : Ecart d'années entre les horizons. (n=30ans)

Tableau III. 1 : les résultats d'estimation de l'évolution de la population.

Année	2008	2025	2055	Totale
	Nombre d’habitants			
Douar Guelil	172	221	325	1539
Douar Abdelhak	272	348	513	
El Karia	371	476	701	

III.2. Découpage de l'aire d'étude en surface élémentaire :

Le bassin versant est généralement un secteur limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux. Il convient de découper le site en sous-bassins élémentaires selon les critères suivants :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et les voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...).(5)

III.3. Les systèmes d'évacuation :

Un système d'assainissement désigne l'ensemble des procédés mis en œuvre pour collecter, transporter et traiter les eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel.

Il est essentiel d'assurer une évacuation efficace des eaux usées domestiques, des eaux-vannes et des effluents industriels afin de préserver l'environnement et éviter toute forme de pollution.

En l'absence de traitement adéquat, les déchets humains peuvent contaminer les eaux souterraines et de surface, augmentant ainsi les risques de maladies hydriques.

Trois types de systèmes d'évacuation peuvent être distingués :

1. **Le système unitaire**
2. **Le système séparatif**
3. **Le système pseudo-séparatif**

III.3.1. Système unitaire :

Dans ce type de système, un seul collecteur prend en charge à la fois les eaux usées et les eaux pluviales. En principe, l'ensemble de ces eaux est acheminé vers la station d'épuration, qui se retrouve alors confrontée à un effluent dont le débit et la qualité peuvent fortement varier. Afin d'éviter une surcharge de la station, des ouvrages de dérivation sont installés le long du réseau pour limiter le débit entrant et préserver la capacité de traitement de l'installation.

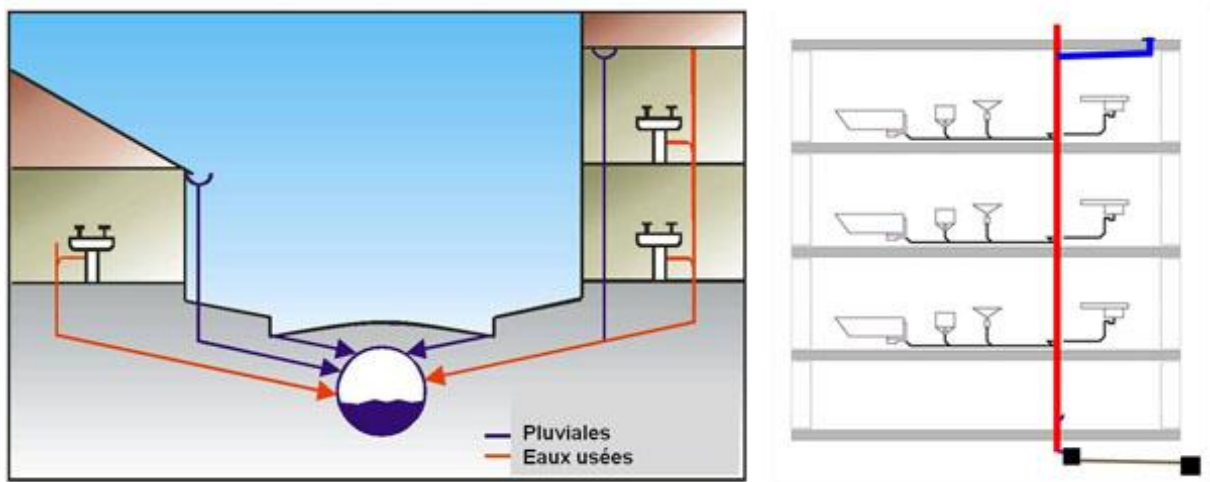


Figure III. 1 : Schéma d'un système unitaire.(6)

A. Avantages

- Le coût, de réalisation, initial est faible, car une seule canalisation est nécessaire pour collecter à la fois les eaux usées et les eaux pluviales.
- Il permet une meilleure utilisation des infrastructures existantes.
- En combinant les flux, le risque de pollution ponctuelle des eaux de surface peut être réduit, dans certaines conditions.

B. Inconvénients :

- En cas de fortes pluies, les eaux usées non traitées peuvent déborder et être rejetées directement dans le milieu naturel, augmentant le risque de pollution.
- Les stations d'épuration ont une capacité limitée, ce qui peut entraîner des débordements en période de pluie intense.
- Les pluies diluent les eaux usées, rendant le processus de traitement plus complexe et potentiellement plus coûteux

III.3.2. Système séparatif :

Il est composé de deux réseaux de collecte distincts : l'un pour les eaux usées, l'autre pour les eaux pluviales. Ce système permet un meilleur fonctionnement des stations d'épuration en assurant une faible variation du débit des eaux à traiter. Il permet également un traitement des eaux avant leur rejet dans le milieu naturel. Ce système présente plusieurs avantages et inconvénients, résumés ci-dessous.

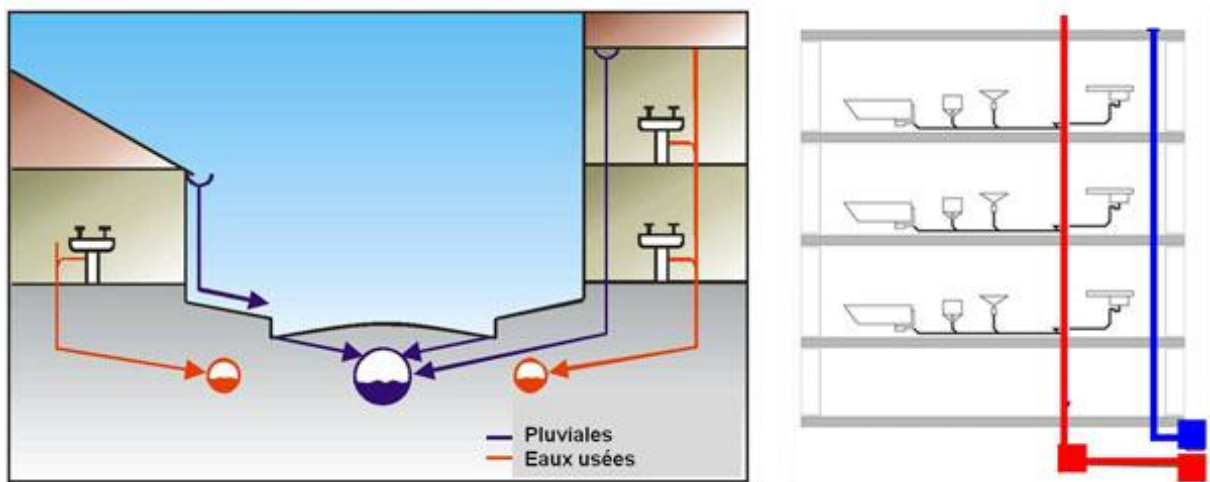


Figure III. 2 : Schéma d'un système séparatif. (6)

A. Avantages :

- Le fonctionnement des stations d'épuration est plus stable, car il n'est pas perturbé par les précipitations.
- Les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées séparément, évitant ainsi les rejets d'eaux polluées dans le milieu naturel.
- Les coûts liés à l'épuration sont généralement réduits.
- Il n'est pas nécessaire d'installer des dispositifs de dépôts anti-DSU (débits spécifiques d'eaux usées).
- Le surcoût lié au double réseau peut être atténué si le collecteur principal acheminant les eaux usées vers la station est suffisamment long.

B. Inconvénients :

- Le coût d'investissement initial est plus élevé en raison de la mise en place de deux réseaux distincts.
- L'entretien et le nettoyage des réseaux sont plus fréquents et donc plus coûteux.
- Bien que séparées, les eaux pluviales issues des zones urbaines sont souvent polluées et nécessitent malgré tout un traitement minimal avant rejet.

III.3.3. Système pseudo-séparatif :

Le réseau pseudo-séparatif combine des éléments des systèmes unitaire et séparatif. Dans ce type de réseau, les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées dans des conduites distinctes, mais peuvent être regroupées en certains points du réseau.

Ce système est souvent utilisé lorsque des contraintes géographiques ou budgétaires rendent difficile la mise en place d'un réseau totalement séparatif. Les eaux usées sont acheminées vers une station d'épuration, tandis que les eaux pluviales sont dirigées vers le

milieu naturel après un traitement destiné à éliminer les polluants tels que les hydrocarbures et les métaux lourds.

A. Avantages :

- Réduction partielle des volumes d'eaux à traiter en station d'épuration en période pluvieuse.
- Coût d'investissement généralement inférieur à celui d'un système totalement séparatif.
- Meilleure adaptation aux contraintes des milieux urbains existants.
- Limitation des déversements directs en milieu naturel en condition normale.
- Amélioration de l'efficacité du traitement des eaux usées en réduisant leur dilution.

B. Inconvénients :

- Risque de surcharge hydraulique des réseaux en cas de précipitations importantes.
- Complexité accrue en termes d'exploitation et de maintenance du réseau.
- Présence résiduelle de polluants dans les eaux pluviales non traitées.
- Sensibilité au mauvais dimensionnement ou à une conception inadéquate.
- Absence de séparation complète des flux, compromettant parfois les objectifs de qualité environnementale.

III.4. Choix du système d'évacuation des eaux :

Le choix du système d'assainissement dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Les considérations économiques liées au coût global du projet.
- L'encombrement du sous-sol ainsi que la largeur disponible des voies de circulation.
- Les caractéristiques du milieu récepteur, qui influencent les exigences en matière de traitement.
- L'intensité des précipitations dans la région : dans les zones à fortes pluies, un système séparatif est généralement préférable.
- Le besoin de dilution des eaux usées en station d'épuration : un système unitaire peut être avantageux pour améliorer la qualité des eaux traitées.
- Le relief et la topographie du site, qui conditionnent la faisabilité technique des différents types de réseaux.

Remarque :

Vu les avantages que présente le système unitaire, nous optons pour ce type pour le présent projet.

III.6. Définition d'un schéma du réseau d'évacuation :

Le schéma d'évacuation désigne la configuration générale du système d'assainissement, défini en fonction du relief, de l'emplacement de l'exutoire et de l'organisation de l'agglomération.

Il est primordial de tenir compte de la structure urbaine, notamment de la disposition des quartiers et du tracé des voiries, ainsi que de la pente naturelle du terrain, afin d'optimiser l'écoulement des eaux vers la station d'épuration ou le milieu récepteur.(5)

Afin de garantir un écoulement gravitaire optimal, plusieurs types de schémas d'évacuation peuvent être adoptés parmi ces schémas on a :

1. Schéma perpendiculaire

Dans ce schéma, les eaux s'écoulent directement vers le cours d'eau le plus proche, sans nécessairement converger vers un point unique de traitement. Ce mode d'évacuation rend difficile la centralisation des effluents pour une épuration collective, ce qui le réserve principalement aux réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs. Son principal avantage réside dans sa simplicité de mise en œuvre et son économie, notamment grâce à l'utilisation de conduites de faibles sections.

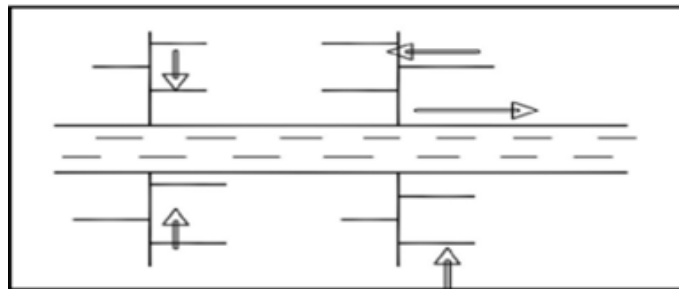


Figure III. 3 : schéma perpendiculaire.(5)

2. Schéma par déplacement latéral

Ce schéma est utilisé lorsque le traitement des eaux usées est nécessaire. Les effluents sont collectés dans un collecteur longitudinal, parallèle au cours d'eau, en vue de leur acheminement vers une station d'épuration. Ce type de réseau nécessite fréquemment l'installation de stations de relevage pour compenser l'insuffisance de pente naturelle.

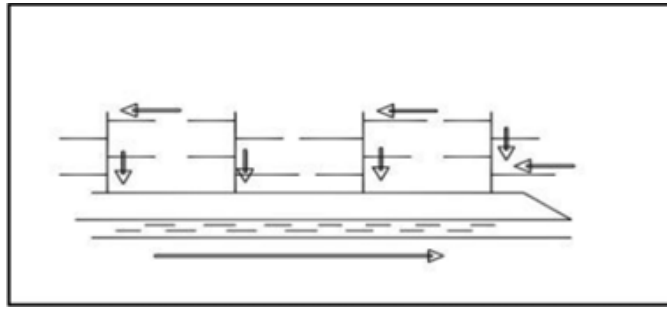


Figure III. 4 : schéma par déplacement latéral.(5)

3. Schéma par zones étagées

Ce schéma repose sur la répartition du réseau en plusieurs collecteurs longitudinaux situés à différentes altitudes. Le collecteur situé en amont intercepte les apports des zones hautes, déchargeant ainsi les collecteurs situés en aval.

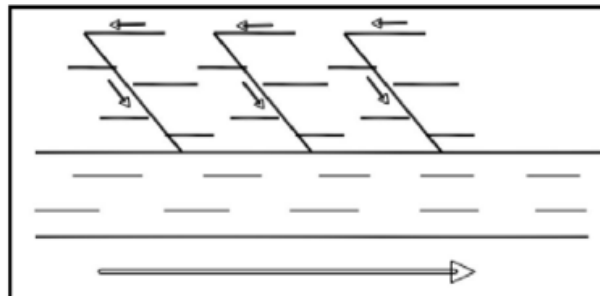


Figure III. 5 : schéma par zones étagée.(5)

4. Schéma radial :

Conçu pour les terrains plats ou les zones à points bas, ce schéma impose une pente artificielle et nécessite le relevage ou le refoulement des effluents. En raison de sa complexité technique et des risques opérationnels, il est généralement à éviter.

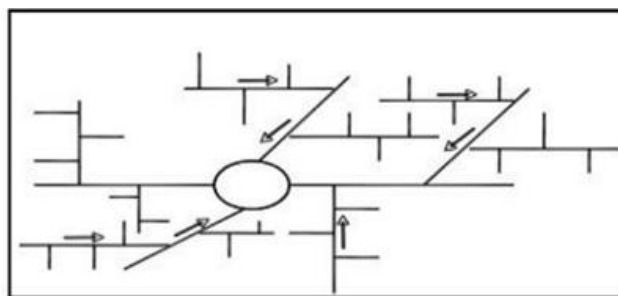


Figure III. 6 : schéma radial.(5)

5. Schéma à collecteur transversale ou oblique

Ce schéma utilise des collecteurs diagonaux pour diriger les effluents vers l'aval de l'agglomération. Il est particulièrement adapté aux terrains à faible pente, où un écoulement direct ou longitudinal s'avère inefficace.

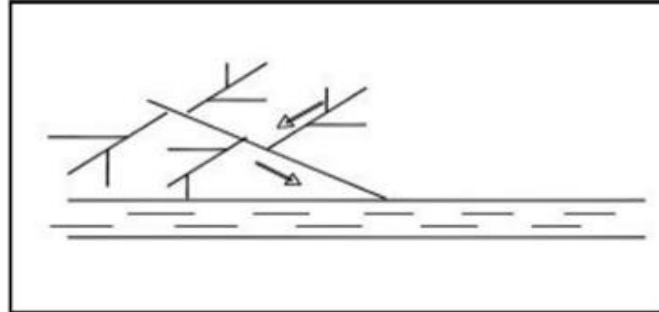


Figure III. 7 : Schéma oblique.(5)

III.5. Choix du schéma de réseau d'évacuation :

Le choix du schéma à adopter dépend de plusieurs paramètres techniques, environnementaux, notamment :

- La répartition des zones d'habitation dans l'espace urbanisé ;
- La topographie générale du terrain et les pentes naturelles ;
- L'emplacement éventuel de la station d'épuration ;
- La localisation de l'exutoire. (5)

Remarque :

Dans notre projet, la forme du terrain et la pente nous obligent à choisir un schéma d'évacuation latérale.

III.6. Choix de coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport entre le volume d'eau ruisselée et le volume total de précipitations tombées sur une surface donnée. Ce coefficient influence fortement le débit des eaux pluviales, pouvant en multiplier l'intensité par deux. C'est pourquoi, lors du découpage des surfaces élémentaires pour le calcul des apports, il est essentiel de veiller à une homogénéité maximale afin de garantir une évaluation précise du coefficient de ruissellement pondéré. La valeur de ce coefficient dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- La nature du sol ;
- La pente du terrain
- Le type de surface à drainer (perméable ou imperméable) ;
- L'humidité initiale du sol ;
- La densité de l'urbanisation ;

- L'humidité de l'air ;
- Le mode d'occupation du sol ;

III.6.1. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

L'accroissement de la population s'accompagne généralement d'une augmentation du coefficient de ruissellement, en raison de l'élargissement des surfaces imperméabilisées (voiries, bâtiments, infrastructures) au détriment des zones perméables. Cette transformation du paysage urbain génère un ruissellement de plus en plus important. (6)

Tableau III. 2 : coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Categories d'urbanisation	C _r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

(BOURRIER.R.2008)

III.6.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qui est perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau III. 3 : coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Densité de population par hectare	C _r
20	0.23
30 – 80	0.2 – 0.27
60 – 150	0.25 – 0.34
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.6 – 0.62
300 – 400	0.6 – 0.80
400 – 600	0.7 – 0.90

(BOURRIER.R.2008)

III.6.3. Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Les surfaces imperméables génèrent un ruissellement élevé, tandis que les zones naturelles, surtout boisées, favorisent l'infiltration et réduisent le ruissellement.

Tableau III. 4 : coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

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

(Guerre et Gomella,1986)

III.6.4. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Les surfaces imperméables produisent un ruissellement maximal, tandis que les espaces verts et forêts, grâce à leur perméabilité, limitent le ruissellement et favorisent l'infiltration.

Tableau III. 5 : coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.90
Chaussée avec peu de joints	0.85 - 0.90
Paves en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.4 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.1 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

(BOURRIER.R.2008)

Remarque :

Pour notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de la nature de surface drainée et de la catégorie d'urbanisation.

Tableau III. 6 : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

N° SB	Les sous bassins	Surface(ha)	Cr
1	Douar Guelil	3.01	0.5
2	Douar Abdelhak	6.28	0.5
3	El karia 1	4.39	0.45
4	El karia 2	5.1	0.4

III.7. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

Lorsque les données précises sur la population de chaque sous-bassin ne sont pas disponibles, une estimation peut être réalisée en suivant les étapes méthodologiques suivantes :

- Calcul du coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin ;
- Détermination du coefficient de ruissellement pondéré à l'échelle globale ;
- Évaluation de la densité partielle propre à chaque sous-bassin ;
- Estimation du nombre d'habitants correspondant à chaque sous-bassin à partir des densités obtenues.

III.7.1. Calcul de coefficient de ruissellement pondéré :

Le coefficient de ruissellement pondéré est déterminé à l'aide de l'expression suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots\dots\dots (III.2)$$

Sachant que :

A_i : surface élémentaire (en hectares).

A : surface totale du bassin versant (en hectares).

C_{rp} : coefficient de ruissellement pondéré.

C_{ri} : coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

III.7.2. Calcul de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A} \dots\dots\dots (III.3)$$

C_{ri} : Coefficient de ruissellement attribué à chaque sous-bassin.

P_t : Population totale à l'horizon de **2055**.

A : Surface totale de la zone urbanisée, exprimée en hectares (ha)

On calcule ensuite le nombre d'habitants de chaque sous-bassin par la formule suivante :

$$Pi = Di * Ai \dots\dots\dots (III.4)$$

Remarque :

Dans le cadre de notre projet, les localités étudiées ont été considérées comme des sous-bassins en raison de leurs faibles superficies.

Le nombre d'habitants pour les sous-bassins (Douar Guelil et Douar Abdelhak) étant déjà connu, les calculs de population seront réalisés uniquement pour les deux sous-bassins El Karia 1 et El Karia 2.

- **Le coefficient de ruissellement pondéré :**

$$Crp = \frac{(0.5 \times 4.39) + (0.45 \times 5.1)}{9.4} = 0.48$$

Tableau III. 7 : calcul de nombre d'habitants des sous bassins (EL karia 1 et EL karia 2).

SB	Aire (ha)	Cr	Cr *Ai	Di	N _{hab}
EL karia 1	4.39	0.5	2.20	78.01	342
EL karia 2	5.1	0.45	2.30	70.30	359

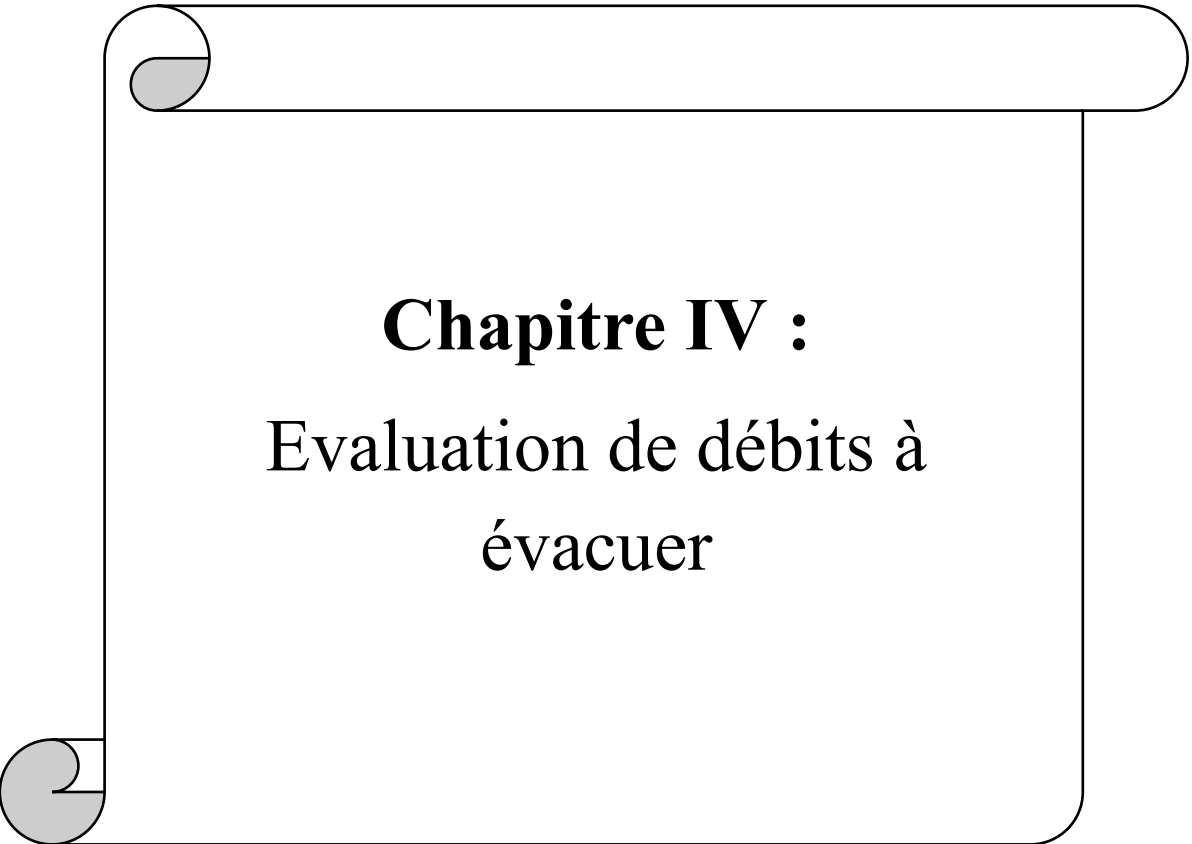
Le tableau suivant représente le nombre d'habitants pour chaque sous bassins.

Tableau III. 8 : Nombre d'habitants des sous bassins.

N° SB	Aire (ha)	Cr	N _{hab}
1	3.01	0.5	325
2	6.28	0.5	513
3	4.39	0.5	342
4	5.1	0.45	359

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons tout d'abord estimé le nombre d'habitants à l'horizon d'étude 2055. Nous avons ensuite présenté les différents systèmes et schémas d'évacuation, ainsi que la répartition de la population par sous-bassins (4 sous-bassins), avec de l'estimation du coefficient de ruissellement. Le système retenu est unitaire, avec un schéma d'évacuation de type transversal.



Chapitre IV :

Evaluation de débits à évacuer

Chapitre 04 : Evaluation des débits à évacuer

Introduction :

La collecte et l'évacuation des eaux usées et de ruissellement sont très importantes pour le bon fonctionnement du réseau d'assainissement. Il faut bien estimer les débits avant de dimensionner ce réseau. Cette estimation permet de connaître la quantité d'eaux rejetées par les habitations et les zones d'activités, selon les caractéristiques de chaque zone.

En plus, il est impératif de les évacuer rapidement et en toute sécurité pour éviter les risques de pollution et protéger la santé des habitants et l'environnement.

IV.1. Origine et nature des eaux a évacuer :

IV.1.1. Les eaux usées :

La nature des polluants contenus dans un effluent dépend directement de la source des eaux usées. On distingue :

- a) Les eaux usées d'origine domestique.
- b) Les eaux usées générées par les services publics.
- c) Les eaux usées d'origine industrielle.
- d) Les eaux parasites.

A) Les eaux usées domestique :

Sont celles issues des habitations situées dans les agglomérations. Elles se composent principalement de deux types :

- Eaux ménagères, provenant des cuisines et salles de bains, contenant des détergents, graisses, solvants et débris organiques.
- Eaux vannes, qui sont les eaux rejetées par les sanitaires (WC).

B) Les eaux des services publiques :

Les eaux usées issues du lavage des rues, des marchés et des espaces publics sont généralement recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire où elles sont collectées avec les eaux usées domestiques dans un même réseau.

C) Les eaux industrielles :

Les eaux industrielles présentent des caractéristiques variables selon le secteur d'activité. En plus des matières organiques azotées ou phosphorées, elles peuvent contenir des substances toxiques, des solvants, des métaux lourds, ainsi que des micropolluants organiques.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend notamment de la nature de l'industrie (fabrication ou transformation), du taux de recyclage effectivement réalisé et des procédés de fabrication utilisés. Ces eaux doivent respecter certaines conditions :

- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives ou toxiques.

- La température des eaux chaudes rejetées doit être inférieure à 35 °C.

Remarque :

Notre projet ne comprend pas d'industries, les eaux usées collectées seront d'origine domestique et publique.

D) Les eaux parasites :

Les eaux parasites désignent les eaux qui s'infiltrant ou s'introduisent accidentellement dans le réseau d'assainissement, notamment par les joints, les fissures ou les raccordements défectueux.

En l'absence de mesures précises sur le réseau, il est recommandé d'estimer leur débit entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

IV.2. Estimation des débits eaux usées :

L'estimation quotidienne des eaux usées à évacuer dépend directement de la consommation d'eau potable. Les volumes rejetés varient selon la nature de l'agglomération et les formes d'urbanisation, qu'il s'agisse de zones résidentielles, d'établissements publics ou privés, ou encore d'activités industrielles. En général, plus une agglomération est densément urbanisée, plus la quantité d'eaux usées générée est élevée. (7)

IV.2.1. Débits des eaux usées domestiques :

Toute l'eau consommée n'est pas restituée au réseau d'assainissement : on considère généralement que seulement 80 % de cette eau sont rejetés sous forme d'eaux usées.

IV.2.1.1. Évaluation de débit moyen journalier :

La quantité d'eaux usées à évacuer est généralement estimée en fonction du volume d'eau potable consommée. Le débit moyen journalier des rejets peut ainsi être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moy,j}^{dom} = \frac{Kr * D * N_{hab}}{86400} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

$Q_{moy,j}^{dom}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (l/s).

Kr : coefficient de rejet est estimé à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

D : dotation journalière estimée à 150 l/hab/j.

N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude 2055 (1539 habitants).

IV.2.1.2. Evaluation de débit de pointe :

Comme le rejet des eaux usées fluctue tout au long de la journée, le débit de pointe est évalué à l'aide de la formule ci-après.

$$Q_{pte} = k_p * Q_{moyj} \text{ (l/s) (IV.2)}$$

K_p : coefficient de pointe.

Plusieurs méthodes permettent d'estimer le coefficient de pointe ; dans notre cas, nous retenons celle basée sur le calcul à partir du débit moyen journalier

$$\begin{aligned} \checkmark \quad K_p &= 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{Si} \quad Q_{moyj} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad \text{..... (IV.3)} \\ \checkmark \quad K_p &= 3 \quad \text{Si} \quad Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s} \end{aligned}$$

IV.2.2. Débits des eaux usées d'équipements :

Les débits d'eaux usées des équipements publics, par surface élémentaire, sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 : calcul des débits d'eaux usées d'équipements.

N°SB	Équipement	Nombre	Unité de mesure	Nbr d'unité	Dotation (l/j/unit)	Qmoy(l/j)	Qusees (l/s)	Qéq(l/s)
1	Centre de gendarmerie	1	Fonctionnaire	15	10	150	0.001	0.071
	Ecole Primaire	1	Élève	300	20	6000	0.056	
2	Mosquée	1	Fidèle	500	20	10000	0.093	0.10
	Centre de sante	1	Malade	10	30	300	0.003	
3	Écurie	1	Mouton	70	20	1400	0.013	0.086
	Ecole Primaire	1	Élève	300	20	6000	0.056	
4	CEM	1	Élève	250	20	5000	0.046	0.058

- Qéq : débit d'eaux usées d'équipements total pour chaque surface élémentaire.

Les débits d'eaux usées à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2 : détermination des débits d'eaux usées totaux à évacuer pour chaque surface.

N° SB	Nbr habitants	Dotation (l/j/hab)	Q _{dom} (l/s)	Q _{éq} (l/s)	K _p	Q _{pt} (l/s)	Q _{parasite} (l/s)	Q _{EU tot} (m³/s)
1	325	150	0.45	0.06	3	1.53	0.45	0.0020
2	513	150	0.71	0.10	3	2.43	0.94	0.0034
3	342	150	0.48	0.07	3	1.63	0.66	0.0023
4	359	150	0.50	0.05	3	1.63	0.77	0.0024

D'où :

Q_{dom} : débit d'eau usée domestique (l/s).

K_p : coefficient de pointe.

Q_{pt} : débit d'eau usée de pointe (l/s).

Q_{EU tot} : débit d'eau usée total (m³/s).

IV.3. Evaluation des débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales proviennent des précipitations atmosphériques, mais englobent également les eaux issues de l'arrosage, du lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, ainsi que les eaux de vidange des bassins de natation.

Les eaux de surface, quant à elles, résultent principalement des phénomènes de ruissellement. Pour chaque surface élémentaire, un coefficient de ruissellement pondéré est attribué en fonction de la nature du sol qu'elle draine.

Afin d'estimer les débits d'eaux de ruissellement, plusieurs méthodes peuvent être utilisées, notamment la méthode rationnelle et la méthode des superficielle.

IV.3.1. Méthode rationnelle :

Est une méthode simple et largement utilisée pour estimer le débit des eaux de ruissellement provenant d'un bassin versant.

Le principe de la méthode rationnelle repose essentiellement sur le découpage de la surface urbaine en secteurs limités par des lignes isochrones. L'objectif de cette approche est d'estimer les écoulements pluviaux générés par une pluie d'intensité moyenne constante "i" pendant toute la durée de la précipitation, en tenant compte des zones d'influence de surface "A" et d'un coefficient de ruissellement "Cr" propre à chaque secteur.

La méthode rationnelle est définie par la relation suivante :

$$Q = \alpha * Cr * A * i \dots\dots\dots (IV.4)$$

Sachant que :

Q : débit d'eau de ruissellement.

A : la surface de l'aire à drainer (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

i : l'intensité moyenne maximale égale à 189.06 l/s/ha. (Calculée dans le chapitre II)

α : le coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

IV.3.1.1. Hypothèses de la méthode :

- L'intensité de la pluie est considérée comme uniforme dans le temps et sur toute la surface à drainer.
- Les surfaces prises en compte sont de formes remarquables.
- Le débit de pointe se manifeste à l'exutoire lorsque la durée de l'averse dépasse le temps de concentration de la surface drainée.
- Le débit de pointe est directement proportionnel à l'intensité moyenne maximale de la pluie. (5)

IV.3.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

L'efficacité de cette méthode repose sur une estimation précise du coefficient réducteur "alpha". Elle est particulièrement adaptée aux surfaces de taille limitée (inférieures à 10 hectares), ce qui permet une bonne évaluation du coefficient de ruissellement. Elle s'adapte mieux pour les zones où le temps de concentration est inférieur à 30 minutes. (5)

IV.3.1.2. Les critique de la méthode rationnelle :

- La division du bassin en aires élémentaires reste approximative.
- Le coefficient de ruissellement est supposé constant sur l'ensemble du bassin et durant toute la durée de l'averse.
- La méthode rationnelle ne prend pas en compte le stockage temporaire de l'eau de ruissellement dans les sous-bassins.
- Elle ne considère pas non plus la variation spatiale de l'intensité des précipitations.

IV.3.1.4. Temps de concentration :

Il s'agit d'une caractéristique propre au bassin versant, qui correspond au temps nécessaire à l'eau de pluie tombée au point le plus éloigné, pour atteindre l'entrée du collecteur chargé d'évacuer les eaux de la zone considérée.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots \dots \dots \text{(IV.5)}$$

Tel que :

- t_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60V} \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

Avec :

L : la longueur d'écoulement d'eau (m)

V : la vitesse d'écoulement en (m/s).

- t_2 : Le temps nécessaire à l'eau de ruissellement pour atteindre le premier point de collecte (bouche d'égout) varie généralement entre **2 et 20 minutes**.
- t_3 :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots\dots\dots(\text{IV.7})$$

Avec :

I : la pente de terrain (%).

L : la longueur d'écoulement d'eau

Trois scénarios peuvent être envisagés :

- Si le bassin n'a pas de canalisation, le temps de concentration correspond à t_3 .
- Si l'eau s'écoule d'abord en surface puis passe dans une canalisation, le temps de concentration est égal à $t_1 + t_3$.
- Si le bassin est urbanisé avec un réseau de canalisation, le temps de concentration est la somme de $t_1 + t_2$.

De manière générale, pour les zones faiblement allongées, le temps de concentration peut être estimé à l'aide de la formule suivante :

$$T_c = 3.98 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77} \dots\dots\dots (\text{IV.8})$$

Avec :

I : la pente moyenne de terrain (m/m)

L : longueur de plus long parcours de l'eau en (km)

IV.3.2. Méthode superficielle :

Selon M. Caquot (1949), le modèle de la méthode superficielle représente une approche globalisante de la méthode rationnelle. Elle intègre l'ensemble des paramètres influençant le ruissellement, comme l'indique la relation suivante :

$$Q(f) = k_u^{\frac{1}{u}} \cdot I_u^{\frac{v}{u}} \cdot Cr_u^{\frac{1}{u}} \cdot M_u^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots(\text{IV.9})$$

Avec :

$Q(f)$: débit d'eau pluvial en (m³/s).

I : la pente moyenne de collecteur de sous-bassin (m/m)

Cr : coefficient de ruissellement.

A : surface de sous-bassin en (ha).

M : coefficient d'influence donné par la relation :

$$M = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1+0.287b(f)}} \dots\dots\dots (IV.10)$$

K : coefficient d'expression. Avec :

$$K = \frac{a(f) \times 0.5^{b(f)}}{6.6} \dots\dots\dots (IV.11)$$

U : coefficient d'expression, avec :

$$U = 1 + 0.287b(f) \dots\dots\dots (IV.12)$$

W : coefficient d'expression, avec :

$$W = 0.95 + 0.507b(f) \dots\dots\dots (IV.13)$$

V : coefficient d'expression, avec :

$$V = -0.41b(f) \dots\dots\dots (IV.14)$$

IV.3.3. Validité de la méthode superficielle :

- Une superficie totale inférieure à 200 hectares.
- Une pente comprise entre 0,2 % et 5 %.
- Un coefficient de ruissellement compris entre 0,2 et 1.
- Un coefficient d'allongement M supérieur à 0,8.

Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des limites de chaque méthode, nous avons choisi la méthode rationnelle pour estimer les débits pluviaux, car elle convient le mieux aux caractéristiques de notre zone d'étude, notamment en termes de surface, de pente et de coefficient de ruissellement.

Les résultats du calcul des débits pluviaux et des débits totaux sont présentés dans les tableaux suivants.

Tableau IV. 3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous-bassin.

N° SB	A	Cr	I	α	Q _{pluv} (l/s)
1	3.01	0.5	189.06	0.7	199.17
2	6.28	0.5	189.06	0.7	415.55
3	4.39	0.45	189.06	0.7	261.44
4	5.1	0.5	189.06	0.7	337.47

Tableau IV. 4 : Débits totaux pour chaque sous-bassin.

SB	Q _{pte} (l/s)	Q _{pluv} (l/s)	Q _{tot} (l/s)	Q _{tot} (m ³ /s)
1	2.02	199.17	201.19	0.20
2	3.45	415.55	417.57	0.42
3	2.34	261.44	263.46	0.26
4	2.43	337.47	339.49	0.34

D'où :

Q_{pte} : débit de pointe d'eau usée.

Q_{pluv} : débit d'eau pluviale.

Q_{tot} : débit total à évacuer

Conclusion :

Ce chapitre a permis d'estimer les débits à évacuer, comprenant à la fois les eaux usées et les eaux pluviales rejetées par l'agglomération. Les résultats montrent que les eaux usées représentent une petite partie par rapport aux eaux pluviales. Il faut aussi préciser qu'il n'y a pas d'activités industrielles dans la zone, donc les eaux usées industrielles n'ont pas été prises en compte.

Chapitre V :
Dimensionnement du
réseau d'assainissement

Chapitre 05 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Ce chapitre porte sur la conception du système d'assainissement de la zone étudiée, pour assurer une bonne évacuation des eaux de pluie et des eaux usées. Il nécessite d'appliquer les principes de l'hydraulique, d'analyser le terrain et les besoins des habitants. Ainsi, l'objectif est de créer un réseau capable de gérer les eaux sans provoquer de débordements, d'inondations ou de pollution. Cette partie explique les bases du dimensionnement, les méthodes de calcul utilisées et les points importants pour construire un système fiable et durable.

V.1. Conception de réseau d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement nécessite la prise en compte de plusieurs éléments fondamentaux pour garantir son efficacité et sa durabilité

- Les collecteurs doivent être dimensionnés avec précision (emplacement, pente, diamètre, profondeur) pour assurer un bon écoulement des eaux usées et pluviales.
- Les regards doivent être placés à des endroits stratégiques, ils permettent l'entretien, l'inspection et le bon fonctionnement du réseau.
- L'écoulement gravitaire principe de base du réseau, l'eau s'écoule naturellement vers les points bas. En cas de contre-pente, des stations de pompage peuvent être nécessaires.

V.2. Les normes d'implantation de réseau :

- Pente minimale : 0,002 m/m.
- Hauteur de recouvrement minimale : 80 cm. Si cette hauteur n'est pas respectée, il faut protéger la canalisation avec une dalle en béton pour éviter qu'elle ne s'écrase sous le poids des véhicules.
- Regards de visite : ils doivent être placés tous les 80 m au maximum pour permettre le nettoyage (hydrocurage) ou l'inspection par caméra. La distance courante est de 50 m.
- Regards obligatoires : à chaque changement de direction ou de pente, et un regard de chute doit être prévu en cas de forte pente pour mieux gérer la dénivellation.

V.3. Les conditions d'écoulement de dimensionnement :

L'écoulement dans un réseau d'assainissement est généralement gravitaire, dans la mesure où la topographie naturelle du terrain le permet. Cet écoulement doit respecter des vitesses spécifiques : suffisamment élevées pour assurer l'auto-curage, mais sans excéder les limites qui pourraient détériorer les canalisations. (5)

Concernant l'auto-curage, une vitesse minimale est requise pour éviter les dépôts :

- 0,6 m/s pour 1/10 du débit de pleine section Qps;

- 0,3 m/s pour 1/100 du débit Qps , Si ces vitesses ne sont pas atteintes, il convient de prévoir des dispositifs de chasse automatique ou des opérations de curage périodique.

Avant d'entamer le calcul hydraulique du réseau d'assainissement, il est nécessaire de définir les l'hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, Le gradient hydraulique correspondant à la perte de charge est égal à la pente du radier.
- La superposition des débits de pointe.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Qps ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

V.4. Principes de tracé des collecteurs :

Le tracé des collecteurs doit respecter un certain nombre de règles générales afin d'assurer un fonctionnement hydraulique optimal et une intégration adéquate dans le réseau urbain.

Les principales recommandations sont les suivantes :

- Opter pour le tracé le plus court possible, afin de limiter les pertes de charge et les coûts de réalisation.
- Suivre le parcours des voiries existantes, tout en réduisant au maximum les virages pour éviter les pertes de vitesse et les difficultés d'entretien.
- Éviter les contre-pentes, qui peuvent entraîner des stagnations ou des refoulements dans le réseau.

V.5. Mode de calcul :

Le débit de l'écoulement à surface libre dans les collecteurs est déterminé à l'aide de la formule en tenant compte de la section transversale et de l'état de paroi, par:

$$Q = V \times S \text{ (V.1)}$$

Q : débit (m³/s)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

S : section mouillée (m²)

La vitesse se calcule par différentes formules, parmi ces formules on a :

V.5.1. Formule de CHEZY :

$$V = C\sqrt{Rh.I} \text{ (V.2)}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s).

I : pente de collecteur (m/m)

Rh : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots\dots\dots(V.3)$$

S_m : la surface mouillée (m²).

P_m : le périmètre mouillé (m).

C : coefficient de CHEZY, dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

V.5.2. Formule de Manning-Strickler :

$$C = K \times R_h^{1/6} \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec : $K = \frac{1}{n}$

Où 'n' est le coefficient de Manning et 'k' celui de Strickler

$$V = K \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I} \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement.

Rh : rayon hydraulique.

I : la pente de collecteur.

K : coefficient de rugosité de Strickler ; Sa valeur dépend du type d'ouvrage, du matériau utilisé et de son état. Ces valeurs représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 : valeurs de coefficient de Strickler en fonction de types de matériaux.

Nature de parois	K
Fosse a parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre-ciment	80
Conduite en fonte ou en grès	80
Conduite en PVC	90

(Salah.B.2014)

• Procédé de calcul :

Le calcul se fait comme suit :

1. Déterminer le débit à évacuer et la pente pour chaque point.
2. Le diamètre calculé s'exprime comme suit :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2036 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots(V.6)$$

D'où :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \dots\dots\dots (V.7)$$

Sachant que :

Q_{eu} : débit d'eau usées (m^3/s).

Q_{pl} : débit d'eau pluvial (m^3/s).

3. Normaliser le diamètre de la conduite DN .
4. La vitesse de pleine section est déterminée à partir de la relation (V.5), pour un rayon hydraulique pris $R_h = \frac{Dn}{4}$:

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{Dn}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.8)$$

- Le débit de pleine section est donné par :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi Dn^2}{4} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

Q_{ps} (m^3/s)

V_{ps} (m/s)

Dn (mm)

- Le rapport des débits :

$$Rq = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (V.10)$$

- Le rapport des vitesses :

$$Rv = \frac{V}{V_{ps}} \dots\dots\dots (V.11)$$

- Le rapport des hauteurs :

$$Rh = \frac{H}{Dn} \dots\dots\dots (V.12)$$

Mode de calcul :

Pour déterminer le diamètre normalisé Dn , il est nécessaire de connaître la pente et le débit à chaque point du réseau. Ces données permettent de calculer la vitesse à pleine section (V_{ps}) ainsi que le débit à pleine section (Q_{ps}), et par conséquent, d'évaluer le rapport des débits (Rq) en s'appuyant sur la relation correspondante.

À partir de la valeur de R_q , et à l'aide de l'abaque en Annexe III, on peut obtenir le rapport des vitesses (R_v) et le rapport des hauteurs (R_h). Ces derniers permettent de déterminer la vitesse réelle d'écoulement (V) et la hauteur de remplissage (H). (7)

V.5.3. Choix des matériaux :

Pour notre projet, les conduites adoptées seront de profil circulaire, réalisées en PVC et en béton armé

$D < 600$ mm conduite en PVC.

$D \geq 600$ mm conduite en BA (béton armé).

Les résultats du dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales sont récapitulés dans les tableaux en annexe IV.

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement du projet, Après avoir calculé les dimensions des collecteurs et déterminé leurs caractéristiques hydrauliques, nous avons vérifié que les vitesses d'écoulement assurent l'auto- curage, conformément aux critères et normes établis.

A decorative frame resembling a scroll, with a light gray background and a black outline. The top and bottom edges are rounded, and the left side features a scroll-like fold. The text is centered within this frame.

Chapitre VI :
Eléments consécutifs de réseau
d'égout

Chapitre 06 : Eléments consécutifs de réseau d'égout

Introduction :

En matière d'assainissement, un réseau d'égouts bien conçu doit permettre une évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées, tout en assurant leur transport dans des conditions hygiéniques appropriées afin d'éviter les fermentations et émissions odorantes indésirables. Pour répondre à ces exigences, le réseau d'assainissement est constitué de différents ouvrages, répartis en deux grandes catégories :

Les ouvrages principaux, qui assurent l'acheminement des effluents depuis leur point de collecte jusqu'à la station d'épuration ;

Les ouvrages annexes, qui regroupent l'ensemble des dispositifs contribuant à une gestion efficace du réseau, tels que les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orage, etc.

VI.1. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux désignent les infrastructures chargées d'acheminer les effluents jusqu'au point de rejet ou à la station d'épuration. Ils comprennent notamment les conduites et les éléments de raccordement.

VI.1.1. Canalisations :

Une canalisation d'assainissement est un conduit appartenant au réseau d'assainissement, destiné à acheminer les fluides, tels que les eaux usées ou pluviales, entre deux points de raccordement. (8)

Les canalisations peuvent avoir différentes formes :

- Des tuyaux cylindriques, généralement préfabriqués en usine (ou parfois construits sur place), qui peuvent être visitables ou non.
- Des tuyaux ovoïdes, également préfabriqués en usine et normalisés.
- Des ouvrages de grande section, de forme particulière et visitables, utilisés surtout pour les grands émissaires dans les grandes villes.

VI.1.1.2. Matériaux des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites, différenciés selon leur matériau de fabrication et leur usage spécifique.

a) Conduite en béton non armé

Ces conduites ne comportent aucune armature métallique ou fibre d'acier. Leur longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 mètres. Elles présentent une faible résistance aux efforts, ce qui peut entraîner des ruptures rapides, notamment lorsque la hauteur de recouvrement est insuffisante.

b) Conduite en béton armé

Ces tuyaux sont renforcés par une ou plusieurs cages d'armature en acier, correctement

positionnées pour résister aux efforts de traction dans la paroi. Cette structure leur confère une résistance mécanique accrue, adaptée aux conditions de pose plus exigeantes.

c) Tuyaux en amiante-ciment

Fabriqués à partir d'un mélange de ciment Portland, de fibres d'amiante et d'eau, ces tuyaux sont disponibles en deux variantes : avec emboîtement ou à extrémités lisses (sans emboîtement). Leurs diamètres varient entre 60 et 500 mm, pour des longueurs de 4 à 5 mètres. Seuls des joints préformés sont utilisés avec ce type de canalisation.

d) Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle non plastifié)

Les collecteurs en PVC se distinguent par leur légèreté, leur résistance à la corrosion et aux chocs, leur durabilité, ainsi que leur facilité d'installation, de nettoyage et d'entretien. Leur faible coût et leur insensibilité aux attaques biologiques (insectes et champignons) en font une solution économique et performante, bien adaptée aux réseaux d'assainissement modernes.

e) Conduite en PRV (Polyéthylène renforcé en fibres de verre)

les parois lisses de ces tuyaux permet un écoulement efficace de l'effluent, existantes avec une large gamme de diamètre et résistent à la corrosion

f) Conduite en PEHD (PE100) (polyéthylène haute densité)

De couleur noire, peuvent être utilisés en sous pression avec une large gamme de diamètres variant, ils sont flexibles et résistent à la corrosion avec une grande résistance mécanique.

VI.1.1.3. Choix du type de canalisation :

Le choix du type de conduite à utiliser dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- La pente du terrain.
- Le diamètre des conduites à mettre en place.
- La nature du sol traversé.
- La composition chimique des eaux usées à évacuer.
- Les charges extérieures exercées par le remblai.

VI.1.1.4. Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations d'assainissement sont soumises à diverses sollicitations, tant extérieures qu'intérieures. Il est donc essentiel de choisir des conduites capables de résister aux types d'agressions suivants :

a) Actions mécaniques :

Elles résultent principalement des charges dues aux remblais ainsi que d'autres efforts extérieurs s'exerçant sur les conduites.

b) Actions statiques :

Ces actions proviennent des surcharges fixes ou mobiles, telles que les remblais, les charges dues à la circulation routière, ou encore le mouvement de l'eau à l'intérieur des canalisations.

c) Actions chimiques :

Elles concernent essentiellement les réactions se produisant à l'intérieur de la conduite. Une baisse du pH peut favoriser la prolifération de bactéries acidophiles, responsables de la formation d'acide sulfurique (H_2S), un agent hautement corrosif pour les matériaux constitutifs des conduites.

VII.1.1.5. Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant la mise en œuvre des canalisations, des essais obligatoires sont réalisés pour garantir leur conformité et leur résistance aux contraintes. Ces essais incluent :

- a) L'essai à l'écrasement
- b) L'essai d'étanchéité
- c) L'essai de corrosion

Des échantillons sont prélevés aléatoirement :

- 5 éléments pour 1000 pour l'essai à l'écrasement
- 10 éléments pour 1000 pour l'essai d'étanchéité

a) Essai à l'écrasement :

Cet essai permet de vérifier la résistance des tuyaux aux charges permanentes (remblais) et aux surcharges (trafic). Il est effectué à l'aide d'une presse automatique enregistrant les efforts appliqués. La charge est exercée uniformément sur la génératrice supérieure du tuyau jusqu'à la rupture, à une vitesse de 1000 daN/m de longueur par minute. L'objectif est de déterminer la charge de rupture du tuyau.

b) Essai d'étanchéité :

Cet essai consiste à appliquer une pression d'eau sur deux tuyaux assemblés pour tester l'efficacité des joints et des bagues d'étanchéité.

Procédure :

- Les tuyaux en ciment doivent avoir au moins 21 jours d'âge et être imbibés d'eau pendant 48 heures.
- Ils sont posés à plat, puis soumis à une pression hydraulique pendant 30 minutes.
- Pression appliquée :
 - 0,5 bar pour les tuyaux ovoïdes
 - 1 bar pour les tuyaux circulaires
- Pour les tuyaux circulaires : un désaxement est appliqué pour créer une ouverture de 15 mm (pour diamètres ≥ 300 mm) ou 8 mm (pour diamètres < 300 mm).
Aucune fuite ni suintement ne doit apparaître.

c) Essai de corrosion :

Les eaux ménagères peuvent contenir de l'acide carbonique et de l'hydrogène sulfuré (H_2S), substances corrosives pour les tuyaux en béton armé.

Procédure :

- Le tuyau est exposé à des produits corrosifs.
- Il est ensuite lavé à l'eau douce, séché à l'étuve, puis pesé.
- Les surfaces internes ne doivent présenter aucune dégradation visible.

VI.1.2. Les joints :**VI.1.2.1. Joints des conduites en béton :**

Le choix du type de joint joue un rôle crucial dans la qualité de l'assemblage des conduites, car il conditionne l'étanchéité et la durabilité du réseau. Il dépend principalement de la nature des eaux transportées, de la stabilité et des caractéristiques du sol traversé, ainsi que des propriétés des tuyaux utilisés, notamment leur diamètre, leur épaisseur et leur matériau de fabrication.

a) Joint de type Rocla

Ce type de joint assure une excellente étanchéité, aussi bien contre les infiltrations extérieures que pour contenir les eaux usées. Il est adapté à tous les diamètres de conduites.

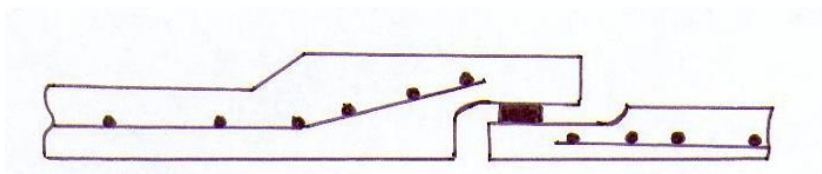


Figure VI. 1:joint type ROCLA

b) Joint à collet

Il s'agit d'un joint rigide à emboîtement en ciment. Il est utilisable uniquement dans des sols stables. Il est déconseillé dans les terrains argileux en raison de leur instabilité.

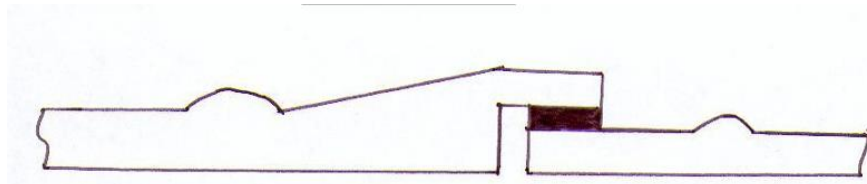


Figure VI. 2 : joint à collet

c) Joint à demi-emboîtement

Ce joint utilise un bourrage en ciment pour raccorder deux extrémités. Il est réservé aux sols durs et aux conduites soumises à peu ou pas de charge. Il permet un démontage simple, notamment dans les terrains bien tassés ou en pente.

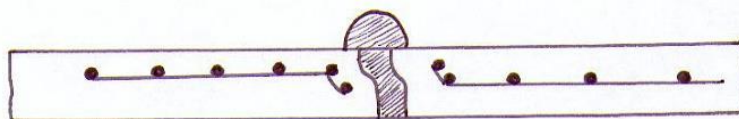


Figure VI. 3 : joint à demi-emboîtement.

d) Joint torique

Souvent remplacé par le joint Rocla, ce type de joint est recommandé pour les terrains peu résistants, à condition que la pression d'eau reste modérée. Il s'adapte également aux terrains en pente grâce à un jeu de 1 cm prévu à l'assemblage.

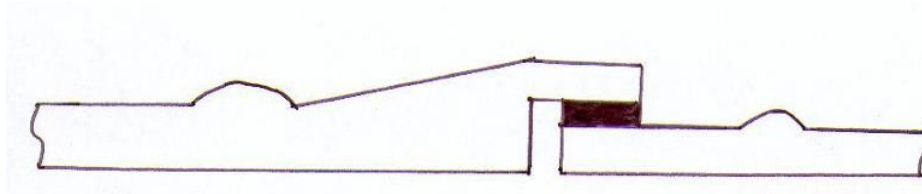


Figure VI. 4 : joint torique

e) joint plastique :

Les joints plastiques assurent une étanchéité efficace et une bonne résistance, même en situation de conduite en charge. La présence d'un cordon de butée en bitume, associé à une bague ou un manchon en matériau plastique, renforce leur étanchéité. Lorsqu'ils sont correctement mis en œuvre, ces joints s'adaptent à la majorité des types de sols.

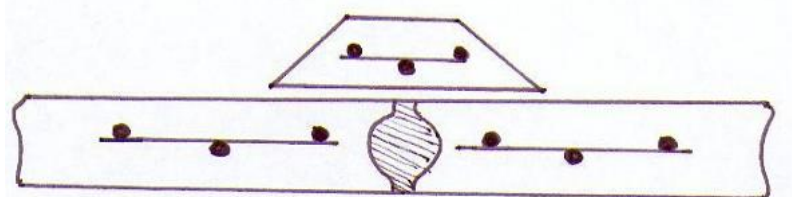


Figure VI. 5 : joint plastique.

VI.1.2.2. Les joints de conduite en PVC :

a) Joint Système FlexBlock

Le joint Système FlexBlock, utilisé pour les tubes en PVC GRESINTEX PICO, est le fruit d'une technologie avancée en matière d'assemblage. Il se compose d'un joint prémonté en matériau élastomère, dans lequel est intégrée une âme flexible en polypropylène. Cette structure permet de maintenir fermement le joint en place dans la gorge du manchon, assurant ainsi une étanchéité fiable et durable.

b) Joint à tenue traditionnelle

Ce type de joint est constitué d'un élément en élastomère, posé manuellement dans la gorge du manchon par le personnel directement sur le chantier. L'assemblage des tuyaux est ensuite effectué, garantissant une liaison étanche, à condition que la mise en œuvre soit correctement réalisée.

VI.2. Les ouvrages annexe :

Les ouvrages annexes regroupent l'ensemble des dispositifs destinés au raccordement, à l'accès, à la collecte des eaux usées ou à l'absorption des eaux pluviales. Ils incluent également les installations facilitant l'exploitation optimale du réseau.

VI.2.1. Branchements :

Un branchement comprend trois éléments essentiels :

a- Le regard de façade

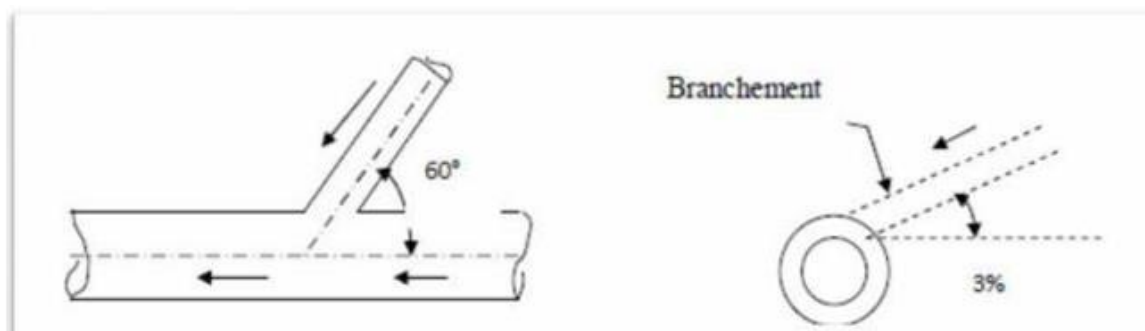
Il doit être installé en limite de propriété, au plus proche de la voie publique, afin de faciliter l'accès aux agents chargés de l'exploitation et de la vérification du bon fonctionnement du réseau.

b- Les canalisations de branchement

Elles assurent la liaison entre la propriété et le réseau public, généralement selon un angle oblique de 45° (société ETERNIT) ou 60° par rapport à l'axe principal du réseau (société EVERITUBE).

c- Les dispositifs de raccordement

Leur conception (nature et dimensions) dépend directement des caractéristiques du réseau public auquel le branchement est raccordé.(10)



Figures VI. 6 : branchement simple. (5)

VI.2.2. Fosses :

Les fossés servent à recueillir les eaux de ruissellement des routes en zones rurales et font l'objet d'un entretien régulier.

VI.2.3. Caniveaux :

Les caniveaux ont pour fonction de collecter les eaux pluviales s'écoulant sur la chaussée et les trottoirs, afin de les diriger vers les grilles d'égout pour leur évacuation.

VI.2.4. Bouche d'égout :

Les bouches d'égout ont pour fonction de recueillir les eaux de surface, principalement les eaux de pluie et de lavage des chaussées. Elles sont généralement implantées en bas des caniveaux ou sous les trottoirs.

La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50 mètres. Leur dimension est adaptée en fonction de l'espacement et du volume d'eau à absorber, notamment lors des pluies intenses. On distingue deux types de bouches d'égout selon :

Le mode de recueil des eaux :

- Bouches à accès latéral, permettant l'entrée des eaux par le côté ;
- Bouches à accès vertical, avec infiltration directe par le dessus.

Le mode de retenue des déchets solides :

Avec ou sans décantation, permettant une séparation partielle des matières solides. (10)

VI.2.5. Regards :

Les regards sont des ouvertures permettant au personnel d'entretien d'accéder au réseau pour assurer sa surveillance et son bon fonctionnement. Leur type dépend de la pente du terrain, de l'encombrement et du système d'évacuation.

Types de regards :

- Regard simple : pour raccorder des collecteurs de diamètres identiques ou différents.
- Regard latéral : utilisé en cas d'encombrement des VRD ou de gros collecteurs.
- Regard double : adapté aux réseaux séparatifs.
- Regard toboggan : en cas de remous importants.
- Regard de chute : en présence de fortes pentes.

Espacement recommandé :

- 35 à 50 m en terrain accidenté
- 50 à 80 m en terrain plat

Implantation des regards :

- Aux changements de direction, de pente ou de diamètre
- À chaque jonction de canalisations
- Aux points de chute

VI.2.6. Les déversoirs d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un ouvrage permettant d'évacuer rapidement les débits exceptionnels d'orage vers le milieu récepteur. Il vise à soulager le réseau en dérivant

une partie des eaux pluviales, ce qui permet de limiter la taille des conduites en aval et d'éviter les débordements.

Les déversoirs jouent un rôle clé dans les réseaux unitaires, où eaux usées et eaux pluviales sont acheminées ensemble. (6)

VI.2.6.1. Les types des déversoirs :

1. Déversoir à seuil latéral simple :

Ce type est principalement utilisé dans les zones à faible pente. Le seuil peut être placé d'un seul côté ou des deux côtés de la conduite d'amenée. Dans certains cas, la conduite aval peut être réduite, à condition que l'écoulement en amont reste fluide ou que le seuil soit suffisamment haut pour empêcher tout reflux depuis l'émissaire.

2. Déversoir à seuil double :

Ce modèle comporte un seuil de chaque côté de la conduite. Il est recommandé lorsque l'espace disponible ne permet pas d'installer un seuil de longueur suffisante sur un seul côté.

3. Déversoir à seuil frontal :

Ce type est adapté aux terrains à forte pente. Il est positionné en face du collecteur d'amenée, généralement à un changement de direction du réseau. Il est important de ne pas surélever le seuil afin de ne pas réduire la section d'écoulement. Ce type de déversoir est particulièrement conseillé pour les réseaux se déversant dans un collecteur de berge, à condition de ne pas être perturbé par des charges imposées à l'aval.

4. Déversoir à ouverture de fond :

Utilisé sur des terrains accidentés, ce type est conçu pour des situations où les débits d'eaux usées restent élevés même en période sèche. L'évacuation s'effectue par une ouverture située dans le radier de la canalisation. Ce dispositif nécessite un écoulement torrentiel en amont pour fonctionner correctement.

VI.2.6.2. L'emplacement des déversoirs d'orage :

Avant de définir l'implantation des déversoirs d'orage, plusieurs éléments doivent être analysés :

- Le milieu récepteur et sa capacité d'absorption : Il est essentiel d'évaluer l'impact des rejets d'effluents sur le milieu récepteur. Cela implique de déterminer le niveau de dilution nécessaire, en fonction de son pouvoir auto-épurateur, afin de préserver son équilibre écologique.
- Les débits compatibles avec la dilution et les contraintes économiques : Ils s'inscrivent dans les limites économiques du projet. Cela implique notamment le calcul du facteur de probabilité de déversement, pour minimiser la fréquence des rejets dans le milieu naturel.
- La capacité de traitement de la station d'épuration : Il faut s'assurer que les ouvrages de la station (volume et surface) soient dimensionnés de manière à éviter les surcharges, les dysfonctionnements ou les rejets non traités. (5)

VI.2.6.3. Dimensionnement de déversoir :

Dans notre projet, nous avons retenu le principe de la triple dilution, c'est à dire une partie d'eaux usées équivalente à deux parties celle des eaux usées domestiques. Par conséquent, le débit acheminé vers la station de pompage par l'intermédiaire du déversoir d'orage a seuil latérale est fixé à trois fois le débit en période de temps sec. Le débit excédentaire est, déversé vers une Chaâba qui se trouve à proximité à travers les caniveaux ou les conduites.

Mode de calcul :

1. le débit total Q_t qui est égal à :

$$Q_t = Q_{Usées} + Q_{pluvial} \dots\dots\dots(VI.1)$$

$Q_{Usées}$: la somme des débits de pointe en temps sec.

2. Le débit critique Q_{cr} :

$$Q_{cr} = Q_t \times Z \dots\dots\dots(VI.2)$$

Z : coefficient de retardement qui prend en compte le temps nécessaire à l'eau pour atteindre les déversoirs.

$$Z = 1 - \frac{tc}{100} \dots\dots\dots(VI.3)$$

tc : temps de concertation calculer à partir de chemin hydraulique le plus long.

3. Le Débit déversé Q_{dev} :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{SP} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Q_{SP} : Le débit de pointe est dirigé vers vers la station de pompage.

$$Q_{SP} = 3Q_{usees} \dots\dots\dots(VI.5)$$

4. Détermination de la hauteur d'eau correspondant aux débits a l'amont du déversoir :

$$R_{Q_{eu}} = Q_{SP} / Q_{ps} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_h = h_{SP} / D \text{ et } R_v = V / V_{ps} \rightarrow h_{SP} = R_h \times D$$

$$R_{Q_{cr}} = Q_{cr} / Q_{ps} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_{hcr} = h_{tcr} / D \rightarrow h_{tcr} = R_{hcr} \times D$$

h_{SP} : la hauteur du seuil du deversoir

5. La hauteur d'eau déversée h_{dev} :

$$h_{dev} = h_{tcr} - h_{SP} \dots\dots\dots(VI.6)$$

h_{tcr} : La hauteur critique est définie comme la hauteur maximale d'eau dans le déversoir.

6. Longueur du seuil déversant :

Pour le calcul du débit déversé, on applique la **formule de BAZIN** :

$$Q_{\text{dév}} = m \times L \times \sqrt{(2g)} \times (h_{\text{dév}})^{(3/2)} \dots\dots\dots (\text{VI.7})$$

$Q_{\text{dév}}$: débit déversé (m^3/s)

m : coefficient de débit (selon la forme du seuil)

L : longueur du seuil déversant (m)

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

$h_{\text{dév}}$: hauteur d'eau déversée (m)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 800 \text{ mm}$
- Le débit de pointe dirigé vers la station de pompage : $Q_{\text{SP}} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit total à l'entrée : $Q_{\text{total}} = 1.21 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{\text{ps}} = 1.67 \text{ m}^3/\text{s}$

7. Calcul du débit critique :

1. Calcul du coefficient de retardement selon la formule (VI.3)
2. Le temps de concentration total est donné par la formule :

$$t_c = t_1 + t_2 \dots\dots\dots (\text{VI.8})$$

t_c : est le temps de concentration (en minutes)

Dans notre cas :

Le terrain est urbanisé et équipé d'une canalisation, ce qui nous permet de déterminer directement :

- $T_c = 12.1 \text{ min}$

Coefficient de retardement

$$Z = 0.88$$

Donc :

$$Q_{\text{cr}} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calcul de débit déversé :

$$Q_{\text{dev}} = Q_{\text{cr}} - Q_{\text{SP}} = 0.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

Détermination des hauteurs d'eau :

On calcul :

1. h_{station} :

$$R_{Q_{\text{eu}}} = Q_{\text{SP}} / Q_{\text{ps}} = \frac{0.04}{1.67} = 0.04 \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_h = 0.1$$

$$h_{SP} = R_h \times D = 0.1 \times 0.8 = 0.08 \text{ m}$$

Remarque :

D'après le calcul de la hauteur de seuil (h_{SP}), la hauteur obtenue est inférieure à 50 cm en raison du faible débit dirigé vers la station de pompage. Toutefois, un déversoir ne peut pas fonctionner correctement avec une hauteur de seuil aussi faible. Ainsi, la hauteur de seuil a été fixée à 50 cm, donc :

$$h_{SP} = 0.5 \text{ m}$$

2. h_{tcr} :

$$R_{Qcr} = Q_{cr} / Q = 0.24 \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_{hcr} = 0.95$$

$$h_{tcr} = R_{hcr} \times D = 0.95 \times 0.8 = 0.756 \text{ m}$$

3. $h_{dév}$:

$$h_{dév} = h_{tcr} - h_{SP} = 0.756 - 0.50 = 0.256 \text{ m}$$

Détermination de la longueur de seuil déversant :

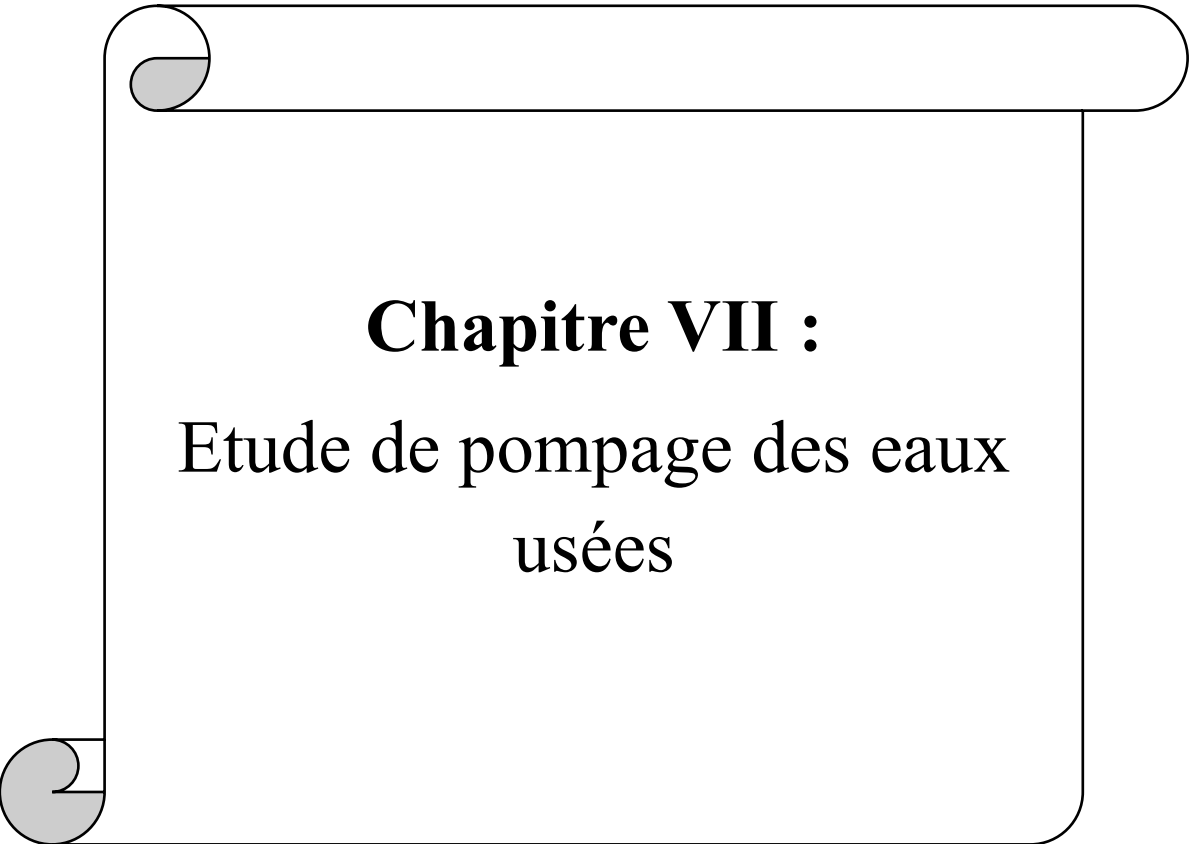
D'après la formule (VI.7) :

Seuil latéral ($m = 0.33$)

$$L = \frac{Q_{dev}}{m \sqrt{2g} \cdot h_{dev}^{3/2}} = \frac{0.94}{0.33 \sqrt{2} \cdot 9.81 \cdot 0.256^{3/2}} = 4 \text{ m}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté plusieurs types des éléments constitutifs d'un réseau d'égout. Pour notre projet, nous avons opté pour l'utilisation de bouches d'égout pour la collecte des eaux de ruissellement, de regards de visite pour l'inspection et l'entretien du réseau, ainsi que d'un déversoir d'orage de type latéral afin d'évacuer les eaux excédentaires en cas de surcharge. Les conduites prévues sont en béton armé et en PVC, choisies pour leur résistance, leur durabilité et leur capacité à assurer un bon écoulement des effluents.



Chapitre VII :

Etude de pompage des eaux usées

Chapitre 07 : Etude de pompage des eaux usées

Introduction :

La station de pompage joue un rôle fondamental dans le transport des eaux usées, en particulier dans les contextes où la topographie du site ne permet pas un écoulement gravitaire naturel. Son objectif principal est de relever les eaux usées à des points stratégiques du réseau afin de surmonter les dénivelés, ou les longues distances, et garantir leur acheminement continu vers la station d'épuration.

VII.1. Poste (ou station) de pompage :

En assainissement, les stations de pompage servent à remonter les eaux d'un niveau à un autre. Elles sont installées soit pour franchir un obstacle, soit pour corriger un tracé devenu trop coûteux en écoulement gravitaire, soit encore pour s'adapter à des conditions aval défavorables.

On distingue, selon les cas :

VII.1.1. Station de relevage :

Ils ont pour objectif de remonter, sur des faibles hauteurs et des courtes distances, les eaux d'un collecteur lorsqu'il n'est plus possible de l'approfondir.

VII.1.2. Station de refoulement :

Ils visent à assurer le transfert des effluents d'un point à un autre, généralement sur de longues distances et parfois au travers de dénivellations importantes. Ce transport est réalisé par mise en pression, afin de compenser à la fois les pertes de charge hydrauliques et la hauteur géométrique à franchir.

VII.2. Choix d'emplacement de la station de pompage :

L'implantation de la station de pompage doit répondre à un certain nombre d'exigences techniques et environnementales afin d'assurer son bon fonctionnement et sa durabilité. Les principales conditions à respecter sont les suivantes :

- Choisir un site géologiquement stable, en évitant les zones à failles, les régions à forte activité sismique ou présentant un risque de glissement de terrain.
- Écarter les zones inondables, afin de prévenir tout risque de submersion de la station.
- Positionner la station à proximité du déversoir d'orage.
- Eviter les contre pentes.
- La longueur de trace doit être plus économique.
- Minimiser les travaux de terrassement en choisissant un terrain naturellement adapté.
- Eviter les propriétés privées et les traversées d'oued.

Compte tenu de la disponibilité du terrain, ainsi que des conditions topographiques et géologiques, et étant donné que la station est alimentée directement par un collecteur acheminant les eaux usées jusqu'à son emplacement.

VII.3. Choix de la variante :

Le choix de la variante consiste à déterminer le tracé le plus approprié entre le point d'aspiration et celui de refoulement. Dans le cadre du système de pompage, il s'agit également de définir l'emplacement optimal de la station de pompage, de la bache d'aspiration, ainsi que le parcours des collecteurs d'aspiration et de refoulement.

Pour notre cas Nous avons opté pour la conception de deux stations de pompage le long du tracé reliant la station d'épuration au déversoir d'orage, en respectant au mieux les critères ci-dessus.

VII.4. Les équipements hydromécaniques :

Les équipements hydromécaniques constituent les éléments essentiels qui assurent le transfert physique des eaux usées dans une station de pompage. Ils sont conçus pour supporter des conditions d'exploitation parfois sévères, notamment en présence de fluides chargés, corrosifs ou abrasifs. Le bon dimensionnement et le choix de ces équipements sont indispensables pour garantir un fonctionnement fiable et une durée de vie optimale du système. Les équipements de pompage des effluents les plus utilisés sont :

VII.4.1. Les aéroéjecteurs :

L'aéroéjecteur est un appareil simple et robuste utilisé principalement pour le relevage et le transfert des eaux usées grâce à l'utilisation d'air comprimé comme source d'énergie. Il fonctionne en trois phases : une phase de remplissage de la cuve, une phase de refoulement, permettant de pousser les eaux usées dans un réseau sous pression et une phase d'échappement à la fin du refoulement, l'air comprimé est évacué de la cuve, ce qui permet à celle-ci de se préparer pour un nouveau cycle de remplissage. Cet appareil est composé d'une cuve munie de clapets, d'un détecteur de niveau et de vannes pneumatiques pour assurer un fonctionnement automatisé.

VII.4.2. Vise d'Archimède :

Ce sont des machines simples et robustes, destinées à relever de grands débits sous une faible hauteur. Elles se présentent sous forme d'un tube en acier sur lequel sont soudées des spires en tôle, entraînées par un moteur.

VII.4.3. Groupes submersibles :

Les groupes submersibles d'assainissement sont conçus pour le pompage des eaux pluviales ainsi que des eaux chargées provenant des réseaux publics. Ils sont équipés de roues à hélices, à canaux ou de roues centrifuges offrant une large section de passage.

- **Installation :**

L'ensemble moteur-pompe peut être configuré et installé selon deux systèmes, on distingue :

a) Installation immergée :

L'installation immergée fixe convient particulièrement aux petits postes de relèvement. Le groupe de pompage, installé sous l'eau, est raccordé à la conduite de refoulement au moyen d'un dispositif d'accouplement rapide, facilitant ainsi son installation et son retrait depuis la surface. La pompe est guidée dans la station à l'aide d'un système de guidage (barres ou câbles), ce qui permet de réduire les dimensions nécessaires pour la bache d'effluent.(9)

b) Installation en fosse sèche :

Les pompes sont installées dans un regard étanche, séparé de la bache de l'effluent. L'installation en fosse sèche présente l'avantage de permettre un accès direct aux groupes de pompage, sans avoir recours à un relevage intermédiaire.(9)

Les avantages et les inconvénients des différents dispositifs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 1 : les avantages et les inconvénients des différents dispositifs de pompage.

Le dispositif de pompage	Aéroéjecteur	Vise d'Archimède	Groupe submersible
Avantages	- Ce sont des machines caractérisées par une grande robustesse. - L'absence de risque de colmatage au niveau de la cuve de l'aéroéjecteur. - Aucun stockage de l'effluent, ce qui évite l'apparition d'odeurs. - Pas de nécessité de mettre en place un système de dégrillage.	- Possibilité de relever des débits importants. - Présentation d'un rendement élevé. - Aucun risque d'obstruction. - Pas de bache d'aspiration	- Permettent le relevage et le refoulement de débits importants. - Offrent un rendement globalement satisfaisant. - Pas de risque d'amorçage, car la pompe fonctionne directement immergée dans le fluide. - Gain de place, car aucune bache d'aspiration n'est nécessaire.
Inconvénients	- Adapté uniquement au relevage de débits faibles à moyens. - Exige un entretien régulier et rigoureux. - Présente un rendement relativement faible.	- Hauteur de relevage limitée. - Impossibilité de refoulement - Cout élevé	- Nécessité d'un entretien rigoureux et technique, souvent complexe à cause du difficile accès - Risques liés à l'étanchéité (pénétration d'eau dans le moteur)

VII.5. Mode de calcul :

VII.5.1. Dimensionnement de la conduite d'amenée :

Le tableau ci-dessous présente les résultats du dimensionnement de la conduite reliant le déversoir d'orage à l'entrée de la station de pompage.

Tableau VII. 2 : résultats de dimensionnement de la conduite d'amenée.

L (m)	I (m/m)	ks	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	1/10 Q _{ps}	R _q _{min}	R _v _{min}	V _{min}	Autocurage
25	0.044	90	0.04	154.04	315	4.06	0.32	0.03	0.28	0.02	1.14	0.16	0.03	0.02	0.18	0.74	vérifier

Données de base de la première station :

Débit entrée à la station de pompage $Q_{\text{entrée}} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$

Cote de station de pompage : $C_s = 9.33 \text{ m}$

Cote d'arrivée : $C_{tp} = 23.29 \text{ m}$

Longueur de refoulement : $L = 1078 \text{ m}$



Figure VII. 2 : emplacement de première station de pompage (image satellite non traitée, 2025)

VII.5.2. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale (HMT) se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$HMT = H_g + \Delta h_{lin} + \Delta h_{sing} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique Elle correspond à la différence de niveau entre la côte d'arrivée et la cote de départ qui est celle de la première station de pompage

Δh_{lin} : les pertes de charge linéaires.

$$\Delta h_{lin} = \frac{8 \lambda l Q^2}{\pi^2 g D^5} \dots\dots\dots(\text{VII.2})$$

Et à l'aide de formule de Nikuradze :

$$\lambda = \left[1.14 - (0.86 * \ln \frac{\varepsilon}{D}) \right]^{-2} \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

Δh_{sing} : les pertes de charge singulières.

$$\Delta h_{sing} = (1.05-1.10) \Delta h_{lin} \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

VII.5.3. Estimation de la hauteur d'élévation :

Considérons un diamètre approximatif de DN250 et calculons la hauteur d'élévation de pompage, les résultats sont montrés dans le tableau suivant

Tableau VII. 3 : résultats liés au calcul de la HMT.

Hg (m)	D _{norm} (mm)	D _{interieur} (mm)	λ	Δh_{lin} (m)	Δh_{sin} (m)	ΔH (m)	HMT (m)
13.46	250	220.4	0.01	2.78	0.28	3.08	16.52

Remarque :

La valeur de la HMT est supérieure à 10 m, donc on a un refoulement.

VII.5.4. Critère du choix du nombre de pompes :

Les pompes doivent être conformes aux critères suivants :

- Assurer Q et HMT.
- Rendement maximal.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)_r minimale

VII.5.5. Critères de choix du type de pompes :

- Garantir la hauteur manométrique totale (HMT) et le débit requis.
- Être faciles à entretenir et offrir une bonne protection contre la cavitation.
- Fonctionner à une vitesse de rotation élevée.
- Présenter un encombrement et un poids réduits.
- S'intégrer dans une construction de bâtiment économique.

- Assurer un rendement optimal tout en consommant une puissance minimale.

Les variantes ont été sélectionnées à l'aide du logiciel Caprari. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessus.

Tableau VII. 4 : résultats des différentes pompes obtenues.

Type de pompe	Nombre des pompes	Q(l/s)	Hp (m)	η %	P _{abs} (kw)	N(tr/min)
KCMFL	1	43.3	17	72.7	9.97	1450
KCMFL	2	19.3	16.3	56.9	7.23	2900
KCMFL	3	13.5	16.6	47.6	4.62	2900

D'après les résultats obtenus dans le tableau nous avons choisi la variante avec une électropompe submersible avec une pompe de secours. Car elle assure la HMT et le débit calculé. Tout en gardant un bon rendement car tant qu'on augmente nombre des pompes le rendement diminue.

Les caractéristiques techniques de la pompe choisie (voir annexe IV):

VII.5.6. Calcul de volume utile de la bache :

Le volume utile compris entre le niveau de démarrage et le niveau d'arrêt de la pompe.

Dans notre cas, la bache de stockage assure deux fonctions essentielles. Premièrement, elle reçoit et stocke les eaux usées acheminées par le collecteur. Deuxièmement, elle joue le rôle de bache d'aspiration, alimentant ainsi les pompes.

$$V_u = \frac{Q(\frac{1}{n})}{4(N-1)} \dots\dots\dots(VII.5)$$

On a :

V_u : volume utile de la bache en (m³)

Q : débit total arrivée a la station en (m³/s).

n : Le temps de stockage de l'eau dans la bache lors de l'arrêt des pompes, pour assurer un fonctionnement optimal des pompes et un bon entretien du matériel, doit respecter une durée de cycle comprise entre 6 et 15 minutes.

$$V_u = \frac{0.04*3600(\frac{1}{15})}{4(2-1)} = 2.4 \text{ m}^3$$

VII.6. Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes :

Dans une station de pompage, les équipements hydrauliques situés en amont et en aval des pompes se composent d'éléments principaux tels que les pompes, les moteurs principaux, les vannes de fermeture et les clapets anti-retour, ainsi que d'équipements secondaires ou auxiliaires comprenant notamment les pompes d'incendie, les dispositifs de levage et de manutention, et d'autres matériels assurant le bon fonctionnement et la maintenance de l'installation.

VII.6.1. Équipements en aval :

Les équipements situés du côté refoulement comprennent :

- Les conduites de refoulement et les robinets-vannes.
- Les clapets anti-retours et les divergents.
- Les joints assurant l'étanchéité et la continuité du réseau.

Dimensionnement de la conduite sous-pression :

Cette partie sera consacrée à l'étude des conditions de réalisation de la canalisation, en considérant dans un premier temps les aspects techniques, puis les aspects économiques, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

L'étude technico-économique :

Les conduites en charge sont conçues pour transporter l'eau depuis la station de pompage jusqu'au lieu de consommation. Leur coût dépasse souvent celui de la station elle-même.

C'est pourquoi les caractéristiques de construction des conduites de refoulement doivent être définies à partir de calculs technico-économiques, afin d'optimiser à la fois la performance et le coût global de l'installation.

Critères de choix du type du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des tuyaux s'effectue en fonction de plusieurs critères techniques, parmi lesquels :

Disponibilité du diamètre sur le marché.

Résistance aux agents chimiques.

Résistance à la pression.

Prix au mètre linéaire de la conduite.

Calcul de diamètre économique :

On se propose une série des diamètres normalisés au voisinage du diamètre approximatif et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite, et d'autre part les frais d'exploitation.

Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentant avec le diamètre de la canalisation.

$$F_{am} = P_u \times L \times A \dots\dots(VII.6)$$

Avec :

L : la longueur de conduite de refoulement en (m).

A : annuité d'amortissement donnée par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots(VII.7)$$

i : annuité avec $i=0.08$.

n : durée du projet ($n=15$ ans).

P_u : prix unitaire du la conduite (en DA/ml).

$$A = \frac{0,08}{(0.08+1)^{15}-1} + 0.08$$

$$A = 0.12$$

Frais d'investissement :

$$F_{inv} = F_{am} + L \times P_u \dots\dots(VII.8)$$

Les résultats du calcul des frais d'investissement de la première station sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII. 5 : résultats de calcul de frais d'investissement pour la première station.

D _{normalisé} (mm)	A	L (m)	Prix de ml (DA)	L*Prix de ml	F _{am} (DA)	F _{inv} (DA)
160	0.12	1078	1700.0	1832600	219912	2052512
200	0.12	1078	2400.0	2587200	310464	2897664
250	0.12	1078	4000.0	4312000	517440	4829440
315	0.12	1078	6200.0	6683600	802032	7485632
400	0.12	1078	12000.0	12936000	1552320	14488320

Frais d'exploitation :

$$F_{exp} = E \times P_k \dots\dots(VII.9)$$

Avec :

E : énergie consommée pour une année (365jour) pour une période de pompage de 24h/j en KWh

$$E = P \times 365 \times 24 \dots(VII.10)$$

P : puissance absorbée par l'installation.

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H}{\eta_{sp}} \times 10^{-3} \dots\dots(VII.11)$$

D'où :

η_{sp} : rendement de station de pompage donner avec la formule :

$$\eta_{sp} = \eta_{au} \times \eta_{res} \times \eta_m \times \eta_p (\%) \dots\dots(VII.12)$$

Sachant que :

η_{acc} : Rendement d'accouplement qui est égale à 1.

η_{res} : Rendement de transmission qui est égale à 0.98.

η_p : Rendement de la pompe choisie est égale à 57.5%.

η_m : Rendement du moteur électrique.

$$\eta_m = \frac{P_{abs}(pompe)}{PN2(moteur)} \dots\dots(VII.13)$$

PN2 : pression nominale de moteur donner par Caprari, dans notre cas égale à 5.5 Kw.

Donc :

$$\eta_m = \frac{7.23}{7.5} = 0.9$$

$$\eta_{sp} = 0.96 \times 1 \times 0.98 \times 0.654 = 0.62 = 62\%$$

P_k : Prix d'un KWh = 7.83 DA. (d'après Sonelgaz)

La première étape consiste à évaluer les pertes de charge dans les canalisations ; à partir de la hauteur géométrique, on peut ensuite établir la hauteur manométrique totale (HMT) correspondant à chaque diamètre.

Les pertes de charge sont évaluées à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach:

$$\Delta h = (1.05 - 1.10) \frac{8 \lambda l Q^2}{\pi^2 g D^5} \dots\dots(VII.14)$$

Et à l'aide de formule de Nikuradze :

$$\lambda = \left[1.14 - (0.86 * \ln \frac{\varepsilon}{D}) \right]^{-2} \dots\dots\dots(\text{VII.15})$$

On prend : $\varepsilon = 0.01$

Les résultats de calcul des frais d'exploitation pour la première station de pompage sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 6 : résultats de calcul des frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	D _{intérieur} (mm)	Λ	DH _{lin} (m)	DH(m)	HMT(m)	Pabs (kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
160	141	0.0114	29.24	32.16	39.60	79.57	697031.28	5457754.91
200	176.2	0.0110	9.21	10.14	25.46	41.15	360475.28	2822521.41
250	220.4	0.0105	2.89	3.18	20.85	29.02	254221.41	1990553.67
315	285.4	0.0101	0.76	0.83	19.58	24.93	218390.26	1709995.72
400	352.6	0.0097	0.25	0.28	19.14	23.96	209908.59	1643584.24

Frais total :

$$C_t = F_{inv} + F_{exp} \dots\dots\dots(\text{VII.16})$$

Les frais totaux sont définis comme la somme des frais d'exploitation et des frais d'investissement. Le tableau suivant en présente les résultats calculés.

Tableau VII. 7 : résultats de calcul du cout totale.

Diamètre (mm)	F _{inv} (DA)	F _{exp} (DA)	Cout total (DA)
160	2052512	5457754.91	7510266.91
200	2897664	2822521.41	5720185.412
250	4829440	1990553.67	6819993.673
315	7485632	1709995.72	9195627.717
400	14488320	1643584.24	16131904.24

La courbe bilan :

La représentation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est illustrée à la figure VII.3.

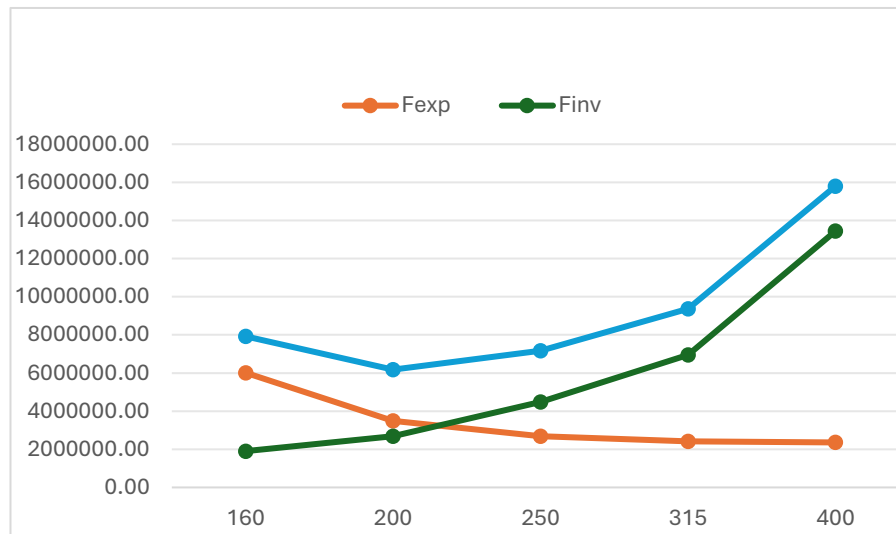


Figure VII. 3 : la courbe bilan des frais

Le diamètre économique correspond au point le plus bas de la courbe représentant (F_{exp} + F_{inv}). Ainsi, nous avons retenu un diamètre économique de 200 mm en PEHD, PN10.

VII.7. L'étude de fonctionnement :

Pour déterminer le point de fonctionnement, on trace sur un même graphique la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$ et celle de la conduite $H_c = f(Q)$.

Le point de fonctionnement correspond à l'intersection de ces deux courbes. Autrement dit, c'est à ce point que la pompe peut refouler un débit Q à une hauteur H , idéalement situé dans la plage où le rendement de la pompe est maximal.

VII.7.1. La courbe caractéristique de la pompe :

La sélection de la pompe s'effectue à partir du catalogue (*Caprari*) en précisant : le débit requis, la hauteur géométrique, la hauteur manométrique totale, le nombre de pompes en service, le mode de connexion (pompes en parallèle), ainsi que le type d'installation. Après avoir déterminé le type de roue adapté, on procède à la recherche dans le catalogue.

Cette démarche permet d'obtenir l'ensemble des caractéristiques techniques de la pompe ainsi que celles de l'installation correspondante.

VII.7.2. La courbe caractéristique de la courbe de refoulement :

$$H_c = H_g + RQ^2 \text{(VII.17)}$$

H_c : hauteur caractéristique de la conduite de refoulement.

R : résistance globale de la conduite. Avec :

$$R(Q_i \cdot n)^2 = \Delta h \text{(VII.18)}$$

Q_i : débit refoulé en (m^3/s)

n : nombre des pompes .

Δh : pertes de charge. Avec :

$$\Delta h = \frac{8 \lambda L_{ref}}{\pi^2 g D_{int}^5}$$

D_{int} : diamètre intérieure de la conduite de refoulement en (mm).

$$R = (1.05 - 1.10) \frac{8 \lambda L_{ref}}{\pi^2 g D_{int}^5} \dots\dots\dots(VII.19)$$

La courbe caractéristique de la pompe donnée par Caprari est représentée par la figure suivante :

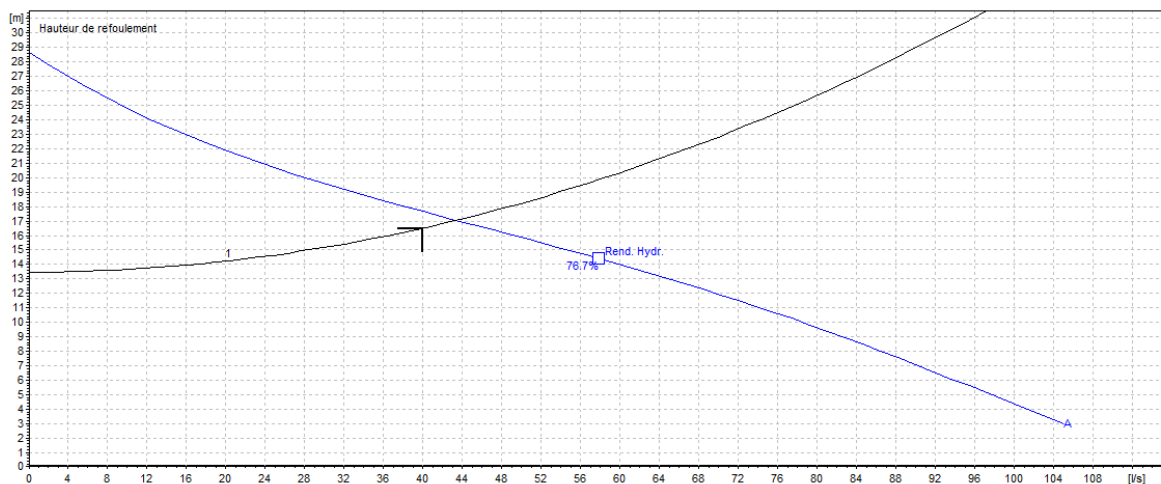


Figure VII. 4 : courbe caractéristique de la pompe

Pour vérifier l'adéquation entre la pompe choisie et les besoins du système, tout en assurant un fonctionnement optimal et économique. Le tableau suivant regroupe les valeurs calculées, nécessaires à la détermination du point de fonctionnement de la station de pompage.

Tableau VII. 8 : résultats liés à la réalisation de courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

R	Q(l/s)	DH(m)	HC (m)	HP(m)
8662.33	0	0	22.87	40.5
8662.33	4	0.139	23.01	37
8662.33	8	0.554	23.42	34
8662.33	12	1.247	24.12	32
8662.33	16	2.218	25.09	30
8662.33	20	3.465	26.33	29
8662.33	24	4.990	27.86	28
8662.33	28	6.791	29.66	26.5
8662.33	32	8.870	31.74	25.5
8662.33	36	11.226	34.10	24
8662.33	40	13.860	36.73	23
8662.33	44	16.770	39.64	21.5
8662.33	48	19.958	42.83	20.5
8662.33	52	23.423	46.29	19.0
8662.33	56	27.165	50.04	18.0
8662.33	60	31.184	54.05	16.5
8662.33	64	35.481	58.35	14.5
8662.33	68	40.055	62.92	13
8662.33	72	44.906	67.78	11.5
8662.33	76.5	50.694	73.56	10

Courbe caractéristique de conduite de refoulement :

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (ou courbe de réseau) représente la relation entre la hauteur manométrique totale (HMT) et le débit pour une installation de refoulement donnée. La figure ci-dessous illustre les courbes de la conduite et de la pompe.

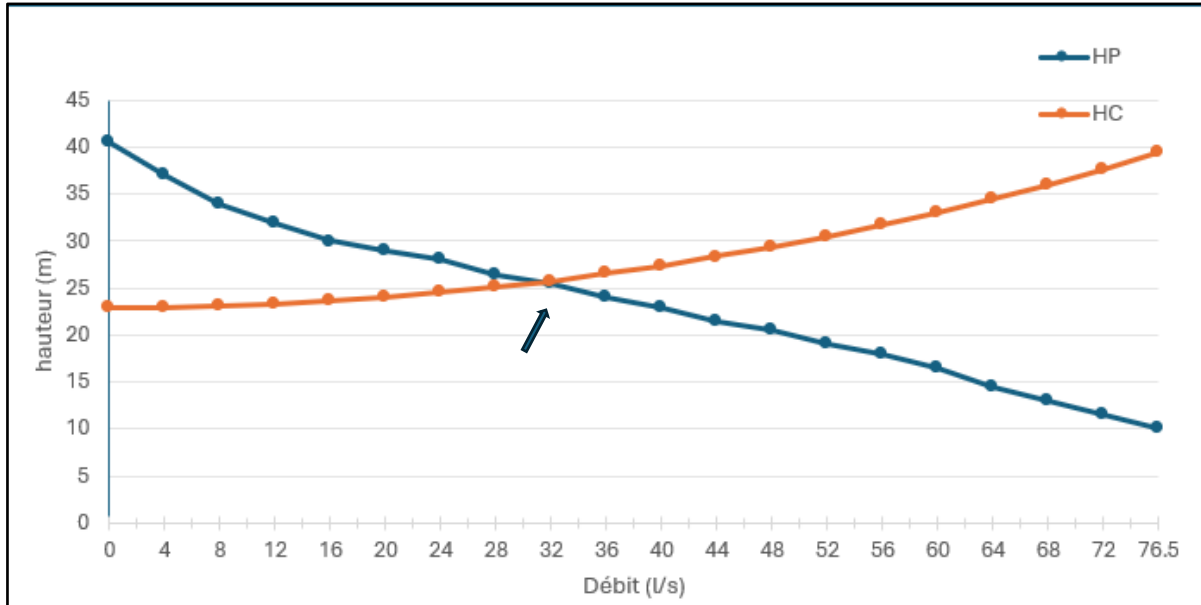


Figure VII. 5 : point de fonctionnement de la SP1.

Avec :

➡ : Point de fonctionnement.

VII.7.3. Plage de bon fonctionnement :

$$[(-10\%+1) Q_{pf} ; (+10\%+1) Q_{pf}]$$

Avec :

Q_{pf} : débit de point de fonctionnement de la pompe en (l/s).

VII.7.4. Condition de bon fonctionnement :

- Si $Q_{app} \subseteq [0,9 Q_{pf} ; 1,1 Q_{pf}]$, $\rightarrow$ La pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau.

Q_{app} : débit entrée a la station de refoulement en (l/s)

On a :

$$Q_{app} = 40 \text{ l/s} \quad ; \quad Q_{pf} = 33 \text{ l/s}$$

Donc :

$$Q_{app} \notin [29.7 ; 36.3]$$

Alors, Il faut adapter la pompe avec les règles d'adaptation, par modification de la vitesse de rotation.

L'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = a \cdot Q^2 \dots\dots(VII.20)$$

Avec :

H : hauteur d'élévation en (m)

Q : débit refoulé en (m³/s)

a : échelle cinématique.

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \dots\dots(VII.21)$$

H_{app} : la hauteur de refoulement correspondant au débit appelé en (m)

D'après la courbe caractéristique de conduite : H_{app} = 23m

Donc :

$$a = \frac{23}{0.04^2} = 14375 \text{ m/s}$$

Les résultats de calcul de la hauteur de refoulement de la pompe à un point de fonctionnement désiré. Sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau VII. 9 : résultats d'adaptation de la pompe.

R	Q(l/s)	DH(m)	HC (m)	HP(m)	H(m)
8662.33	0	0	22.87	40.5	0
8662.33	4	0.139	23.01	37	0.23
8662.33	8	0.554	23.42	34	0.92
8662.33	12	1.247	24.12	32	2.07
8662.33	16	2.218	25.09	30	3.68
8662.33	20	3.465	26.33	29	5.75
8662.33	24	4.990	27.86	28	8.28
8662.33	28	6.791	29.66	26.5	11.27
8662.33	32	8.870	31.74	25.5	14.72
8662.33	36	11.226	34.10	24	18.63
8662.33	40	13.860	36.73	23	23.00
8662.33	44	16.770	39.64	21.5	27.83
8662.33	48	19.958	42.83	20.5	33.12
8662.33	52	23.423	46.29	19.0	38.87
8662.33	56	27.165	50.04	18.0	45.08
8662.33	60	31.184	54.05	16.5	51.75
8662.33	64	35.481	58.35	14.5	58.88
8662.33	68	40.055	62.92	13	66.47
8662.33	72	44.906	67.78	11.5	74.52
8662.33	76.5	50.694	73.56	10	84.13

- On trace la courbe de proportionnalité, et on prend la valeur de H_{int} de point d'intersection de la courbe de proportionnalité et la courbe H_p
- On calcul par la suite la nouvelle vitesse de rotation pour notre pompe

$$n = N \times \sqrt{\frac{H_{app}}{H_{int}}} \dots\dots(VII.22)$$

Avec :

n : la nouvelle vitesse de rotation en (tr/min).

N : la vitesse de rotation des pompes avant correction en (tr/min).

La courbe de proportionnalité :

Après modification la vitesse de rotation de la pompe, la courbe de proportionnalité permet de déterminer les nouvelles valeurs de débit et de hauteur, et donc d'adapter le point de fonctionnement de la pompe aux besoins du réseau.

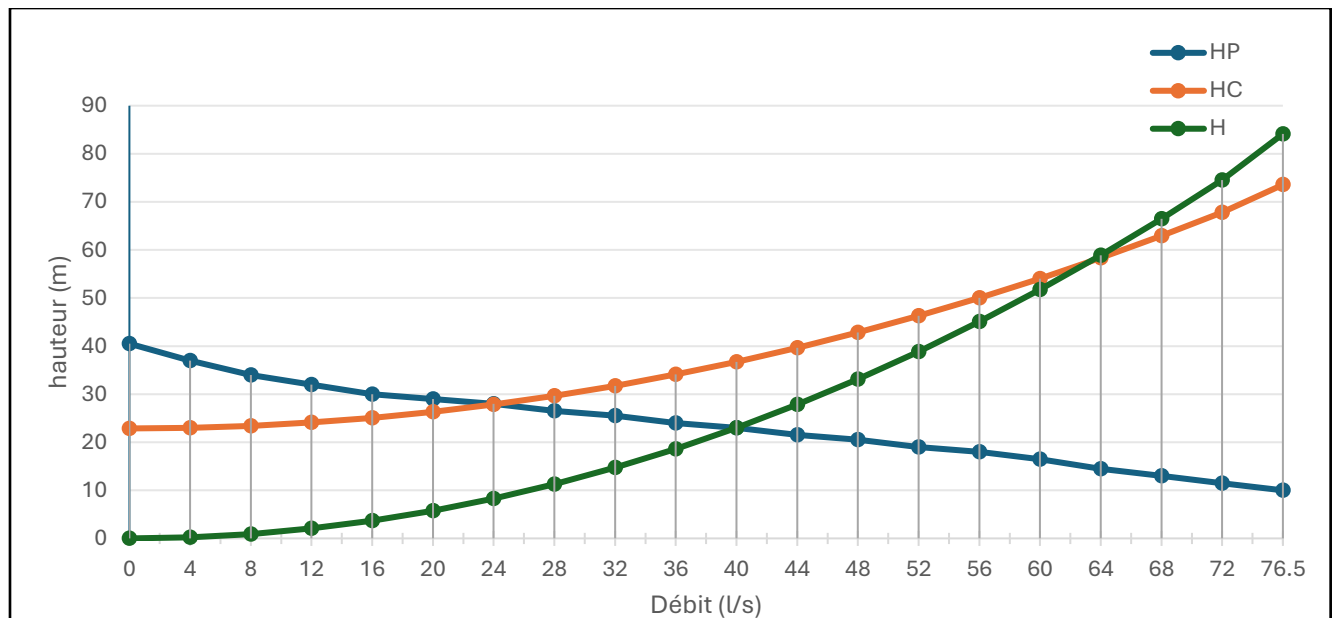


Figure VII. 6 : courbe de proportionnalité.

D'après le graphe : $H_{int} = 25m$

Donc :

$$n = 2900 \times \sqrt{\frac{16}{25}} = 2781.58 \text{ tr/min}$$

VII.7.5. Les équipements en aval de la pompe :

VII.7.5. 1. Le divergent :

Réduise la vitesse élevée de l'eau à la sortie de la pompe pour la ramener à une plage plus modérée. La longueur du divergent est calculée par la formule :

$$L_{div} = (3.5 \div 4)(D_r - d_r) \dots\dots(VII.23)$$

Avec :

D_r : diamètre extérieur de la conduite de refoulement en (mm)

d_r : diamètre de la tubulure de refoulement égale à 80mm .

$$L_{div} = 3.5 (200 - 80) = 420\text{mm}$$

VII.7.5. 2. Clapet anti retour :

Empêchent le reflux du fluide lorsque la pompe s'arrête. Son diamètre est égal au diamètre de la conduite, soit :

$$D_{clapet} = D_r = 200\text{mm}$$

VII.7.5. 3. Vanne de refoulement :

La vanne de refoulement est un équipement placé à la sortie de la pompe dans la conduite de refoulement. Elle permet d'isoler la pompe pour les opérations d'entretien ou de démontage. Elle a un diamètre équivalent à celui de la conduite, soit :

$$D_{vanne} = D_r = 200\text{mm}$$

VII.8. Equipements auxiliaires de la station :

Toute station de pompage doit être équipée de plusieurs équipements et dispositifs auxiliaires visant à simplifier les opérations, à protéger les installations et à garantir la sécurité du personnel contre les divers risques.

VII.8.1. Panier dégrilleur :

Il sert à protéger les pompes et les autres équipements en retenant les corps étrangers présents dans l'eau entré qui pourraient causer des blocages et des dégâts.

$$S = \frac{Q}{V_e * O * C} \dots\dots\dots(\text{VII.24})$$

S : section de la grille.

Q : débit des eaux passées à travers la grille.

C : coefficient de colmatage égale à 0.4.

O : coefficient de contraction qui est égale à 0.34 :

e : espacement entre les barreaux égale à 30mm .

d : diamètre des barreaux égale à 10mm .

V_e : la vitesse d'entrée de l'écoulement à travers les barreaux égale à 0,6m/s.

$$S = \frac{0.04}{0.6 * 0.34 * 0.4} = 0.49\text{m}^2$$

VII.8.2. Protection anti bélier :

Elle sert à protéger un système, une canalisation ou un équipement contre le phénomène de coup de bélier.

Ce phénomène survient lorsqu'un changement brutal de la vitesse d'écoulement se produit dans une conduite, par exemple lors de la fermeture rapide d'une vanne d'arrêt ou de l'arrêt soudain d'une pompe, entraînant une augmentation instantanée et importante de la pression.

Il existe plusieurs dispositifs permettant de protéger les installations contre le coup de bélier, tels que : le réservoir d'air, la cheminée d'équilibre, la soupape de décharge ou encore le volant d'inertie.

VII.8.2.1. Réservoirs d'air :

Il s'agit d'un réservoir contenant un matelas d'air sous pression, destiné à maintenir une pression relativement constante et à atténuer les coups de bélier. Placé généralement à proximité de la station de pompage, ce dispositif ne tient pas compte des variations de relief. L'expérience a montré qu'il s'agit du système le plus efficace. Son action se déclenche lorsque la conduite subit des oscillations de pression : le volume d'air augmente en cas de surpression et diminue en cas de dépression.

Mode de calcul :

$$B = \frac{C.V_0}{g} \dots\dots(VII.25)$$

Valeur de coup de bélier.

Avec :

C : la célérité des ondes qui est calculé par la formule d'Allievi :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \cdot D}{e}}} \dots\dots(VII.26)$$

K : coefficient tenant compte de la nature de matériau de la conduite de refoulement en prend K=83 pour le PEHD.

D : diamètre intérieur de la conduite de refoulement.

e : paisseur de la conduite de refoulement .

donc :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{83 \cdot 176,2}{11,9}}} = 277,01 \text{ m/s}$$

Vo : vitesse de refoulement déterminer par le diamètre intérieur de refoulement.

$$V_0 = \frac{4 \times Q}{\pi \cdot D \cdot r^2} \dots\dots(VII.27)$$

$$V_0 = 1,38 \text{ m/s}$$

La valeur maximale de surpression :

$$H_s = H_g + B \dots\dots (VII.28)$$

$$H_s = 13.46 + \frac{277.01 \times 1.38}{9.81} = 52.43 \text{ m}$$

La valeur minimale de dépression :

$$H_d = H_g - B \dots\dots (VII.29)$$

$$H_d = 13.46 - \frac{277.01 \times 1.38}{9.81} = -38.97 \text{ m}$$

Après le calcul de la charge en dépression, nous avons obtenu une valeur négative

$H_d = -38.97 \text{ m}$. Cela indique la présence d'une dépression dans la conduite, et par conséquent, l'installation doit être protégée à l'aide d'un réservoir anti-bélier.

1. Dimensionnement du réservoir d'air :

- En utilisant la méthode de Vibert

Charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots (VII.30)$$

Avec :

Z_0 : la charge statique absolue, avec :

$$Z_0 = H_g + 10 \dots\dots (VII.31)$$

H_g : la hauteur géométrique en (m)

Donc :

$$Z_0 = 13.46 + 10 = 23.46 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 23.46 + \frac{277.01 \times 1.38}{9.81} = 62.43 \text{ m}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 2.66$$

$$h_0 \times \frac{1}{Z_0} = 4.13 \times 10^{-3}$$

$$\text{Avec : } h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

A partir de l'abaque de Vibert (annexe VI) on situe $\frac{U_0}{L.S}$ et $\frac{Z_{\min}}{Z_0}$:

U_0 : volume d'air initial en (m³)

$Z_{\min}$: charge minimale absolue en (m).

L : longueur de conduite refoulement (m).

S : section de conduite de refoulement (m²).

$$\frac{U_0}{L.S} = 0.032 \quad ; \quad \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.5$$

Donc :

$$U_0 = 0.032 \times 1078 \times \frac{\pi (0.1762)^2}{4}$$

$$U_0 = 0.84 \text{ m}^3$$

Volume maximale d'air de réservoir $U_{\max}$:

On a :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \dots\dots(\text{VII.32})$$

Donc :

$$U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} = \frac{0.84}{0.5} = 1.68 \text{ m}^3$$

Volume de réservoir :

$$V = 1.3 U_{\max} \dots\dots(\text{VII.33})$$

$$V = 1.3 \times 1.68$$

$$V = 2.18 \text{ m}^3 = 2184 \text{ L}$$

Les caractéristiques techniques de réservoir choisie sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 10 : caractéristiques techniques de réservoir anti-bélier de la première station.

Type	D(mm)	Hauteur (cm)	Poids(kg)
ARAA	1200	2859	683

VII.8.3. Système de levage :

$$P_m = (1.1 \div 1.3) P_{\text{GEP}} \dots\dots(\text{VII.34})$$

Avec :

P_{GEP} : poids de groupe électropompe en (kg)

D'après Caprari on a : $P_{\text{GEP}} = 168 \text{ kg}$

P_m : poids de groupe électropompe majoré en (kg).

- Si $P_m < 1$ tonne : utilisation d'un système de levage à commande manuelle.
- Si $P_m > 1$ tonne : utilisation d'un système de levage à commande électrique.

Donc :

$$P_m = 1.3 \cdot 168 = 218.4 \text{ kg} < 1 \text{ tonne}$$

Donc en utilisons un système de levage a commande manuelle.

L'étude de deuxième station :

Débit entrée à la station de pompage $Q_{\text{entrée}} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$

Cote de station de pompage : $C_s = 23.39 \text{ m}$

Cote d'arrivée : $C = 41.16 \text{ m}$

Longueur de refoulement : $L = 1038 \text{ m}$



Figure VII. 8: emplacement de deuxième station de pompage (image satellite non traitée, 2025)

Les principaux paramètres hydrauliques de dimensionnement, à savoir la HMT, la hauteur géométrique, les pertes de charge et le diamètre de la conduite de refoulement pour la deuxième station, sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau VII. 11: résultats liés au calcul de la HMT.

H_g (m)	D_{norm} (mm)	$D_{\text{interieur}}$ (mm)	λ	Δh_{lin} (m)	Δh_{sin} (m)	ΔH (m)	HMT (m)
22.87	250	220.4	0.01	2.78	0.28	3.06	25.93

Choix du nombre du pompes :

Les variantes étudiées pour le choix de la pompe pour la deuxième station sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 12 : résultats des différentes pompes obtenues.

Nombre des pompes	Q(l/s)	Hp (m)	η %	Pabs	N(tr/min)
1	46.6	27	61.6	20	1450
2	21.3	26.4	65.4	8.34	2900
3	14.3	26.4	55.7	6.59	2900

D'après les résultats obtenus dans le tableau nous avons choisi la variante avec deux pompes et une pompe de secours. Car elle assure la HMT et le débit calculé. Tout en gardant un bon rendement car tant qu'on augmente nombre des pompes le rendement diminue.

Le volume de la bache : $V_u = 1.2\text{m}^3$

Les caractéristiques techniques de la pompe choisie (voir annexe V):

Le diamètre économique**Frais total :**

Les frais total correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 13 : résultats de calcul du cout totale.

Diamètre (mm)	F _{inv} (DA)	F _{exp} (DA)	Cout total (DA)
160	1976352	6995858.65	8972210.65
200	2790144	4239661.68	7029805.68
250	4650240	3369504.65	8019744.647
315	7207872	3076068.41	10283940.41
400	13950720	3006608.49	16957328.49

La courbe bilan :

La courbe bilan ci-après illustre l'évolution des frais d'exploitation, des frais d'investissement ainsi que des frais totaux pour la deuxième station .

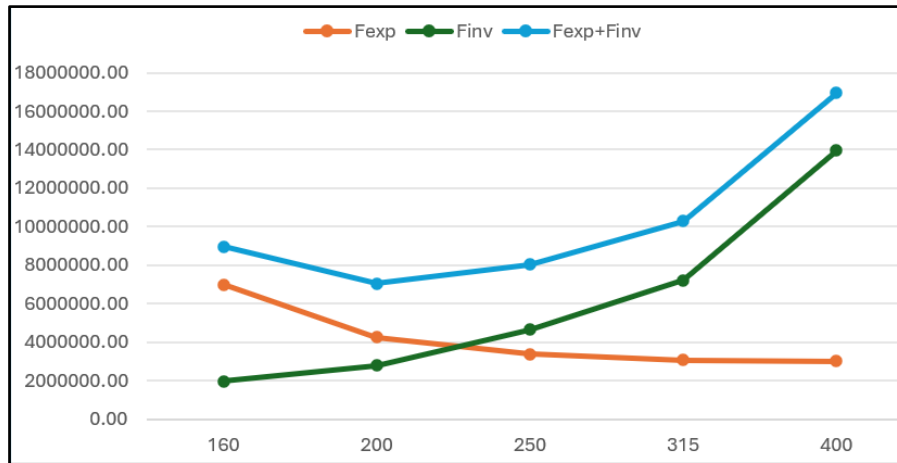


Figure VII. 9 : la courbe bilan des frais

Donc nous avons retenu un diamètre économique de 250 mm en PEHD, PN10

La courbe caractéristique

la courbe caractéristique de la pompe est extraite du catalogue CAPRARI et illustrée dans la figure ci-dessous

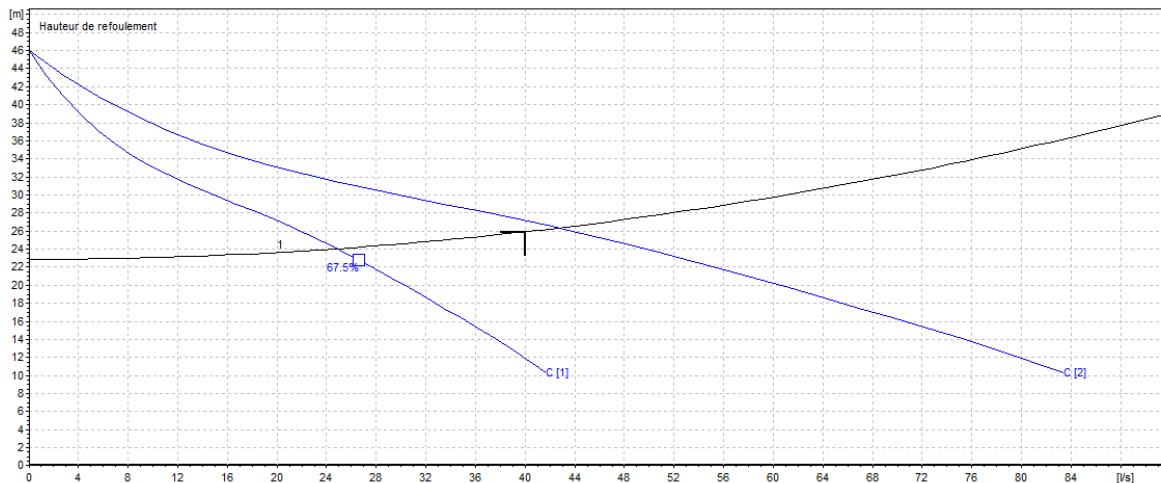


Figure VII. 10 : la courbe caractéristique de la pompe.

L'étude de fonctionnalité :

La figure ci-dessous illustre les courbes de la conduite et de la pompe.

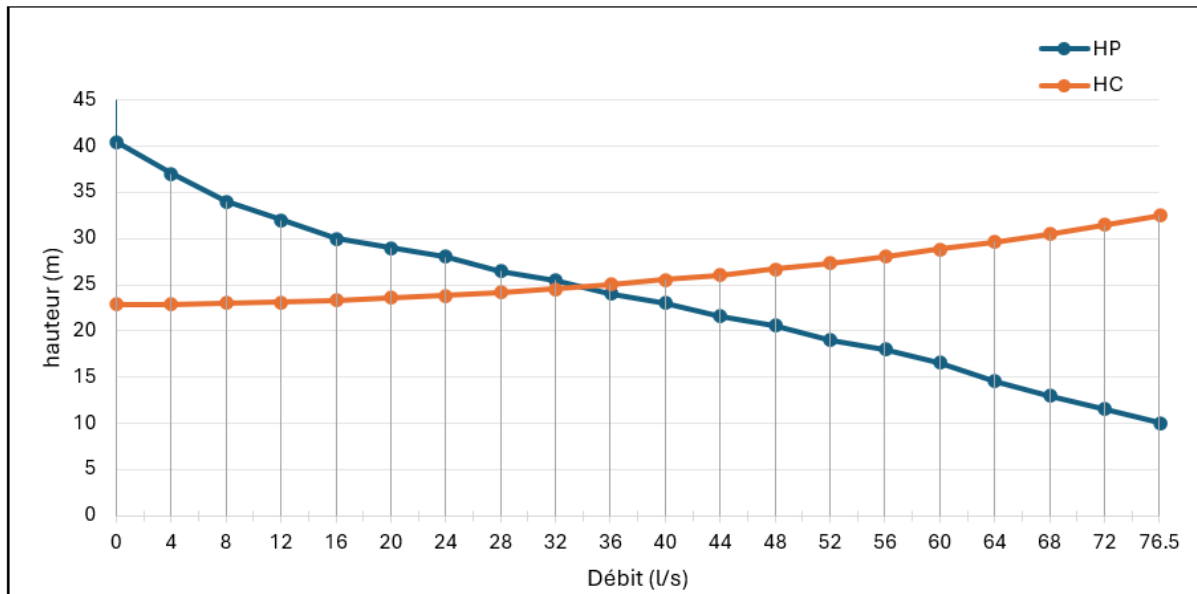


Figure VII. 11 : la courbe caractéristique de la conduite de refoulement

On a :

$$Q_{app} = 40 \text{ l/s}$$

$$Q_{pf} = 34 \text{ l/s}$$

Donc : $Q_{app} \notin [30.6 ; 37.4] \rightarrow$ Il faut adapter la pompe avec les règles d'adaptation, par modification de la vitesse de rotation On a :

$$a = 15937.5 \text{ m/s} \quad ; \quad H_{app} = 25.5 \text{ m}$$

Les résultats de calcul de la hauteur de refoulement de la pompe à un point de fonctionnement désiré. Sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau VII. 14 : résultats d'adaptation des pompes.

R	Q(l/s)	DH(m)	HC (m)	HP(m)	H(m)
2828.83	0	0	22.87	40.5	0.00
2828.83	4	0.045	22.92	37	0.26
2828.83	8	0.181	23.05	34	1.02
2828.83	12	0.407	23.28	32	2.30
2828.83	16	0.724	23.59	30	4.08
2828.83	20	1.132	24.00	29	6.38
2828.83	24	1.629	24.50	28	9.18
2828.83	28	2.218	25.09	26.5	12.50
2828.83	32	2.897	25.77	25.5	16.32
2828.83	36	3.666	26.54	24	20.66
2828.83	40	4.526	27.40	23	25.50
2828.83	44	5.477	28.35	21.5	30.86
2828.83	48	6.518	29.39	20.5	36.72
2828.83	52	7.649	30.52	19.0	43.10
2828.83	56	8.871	31.74	18.0	49.98
2828.83	60	10.184	33.05	16.5	57.38
2828.83	64	11.587	34.46	14.5	65.28
2828.83	68	13.080	35.95	13	73.70
2828.83	72	14.665	37.53	11.5	82.62
2828.83	76.5	16.555	39.43	10	93.27

Courbe de proportionnalité :

L'adéquation de la pompe est vérifiée par la superposition de la courbe de proportionnalité et des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite, comme illustré dans la figure suivante.

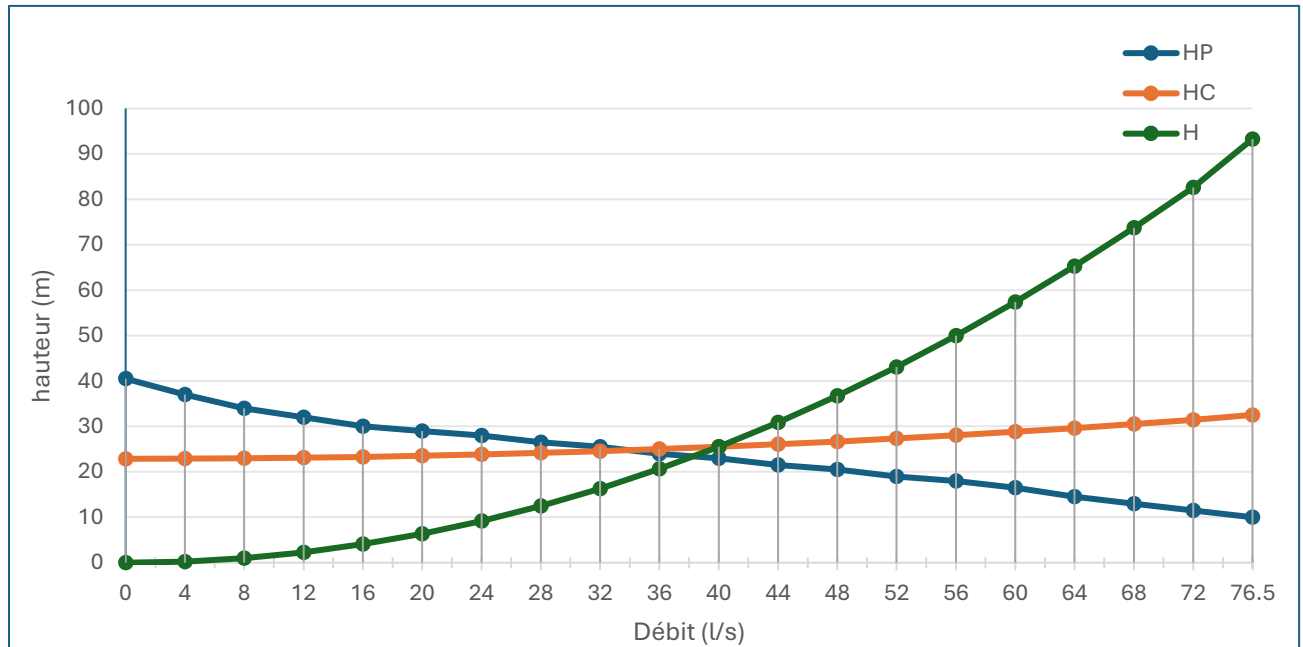


Figure VII. 12 : la courbe de proportionnalité.

Donc :

$$n = 2989.3 \text{ tr/min}$$

Le dimensionnement des principaux équipements en aval de la pompe, notamment le divergent, le clapet et la vanne de refoulement pour la deuxième station, sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau VII. 15 : dimensions des équipements en aval de la pompe.

Longueur de Divergent	595mm
Diamètre de la vanne de refoulement	250mm
Diamètre de clapet anti retour	250mm
Diamètre de la tubulure	80mm

Les résultats de dimensionnement de panier dégrilleur, ainsi l'évaluation des niveaux de dépression et de surpression sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 16 : résultats de dimensionnement de panier dégrilleur et calcul des charge.

Q(m ³ /s)	S	O	C(m/s)	Vo (m/s)	DH (m)	Hd (m)	Hs (m)
0.04	0.49	0.34	276.25	1.05	29.57	-16	61.73

Dimensionnement de réservoir d'air :

Les résultats obtenus pour évaluer la capacité des réservoirs d'air sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau VII. 17 : résultats liés au calcul de volume de réservoir.

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \cdot S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m)	U_{max} (m ³)	V (m ³)
32.9	71.73	2.18	0.06	0.0017	0.043	0.55	0.46	0.83	1.09

Système de levage :

$P_m = 175.5 \text{ kg} \rightarrow$ système de levage à commande manuelle.

L'étude de troisième station :

Débit entrée à la station de pompage $Q_{\text{entrée}} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$

Cote de station de pompage : $C_s = 41.16 \text{ m}$

Cote d'arrivée : $C = 55.27 \text{ m}$

Longueur de refoulement : $L = 1000$



Figure VII. 13 : emplacement de troisième station de pompage
(image satellite non traitée, 2025)

Les principaux paramètres hydrauliques de dimensionnement, pour la troisième station, sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau VII. 18 : résultats liés au calcul de la HMT.

Hg	D _{norm} (mm)	D _{interieur} (mm)	Λ	Δh_{lin} (m)	Δh_{sin} (m)	$\Delta H(m)$	HMT (m)
18.84	250	220.4	0.01	2.68	0.27	2.95	21.79

Choix du nombre du pompes :

Les variantes étudiées pour le choix de la pompe pour la troisième station sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 19 : résultats des différentes pompes obtenues.

Nombre des pompes	Q(l/s)	Hp (m)	$\eta\%$	Pabs (kw)	N(tr/min)
1	45.3	22.6	62.9	16	1450
2	21.3	22.2	65	7.14	2900
3	11.2	20.9	46.9	4.98	2900

D'après les résultats obtenus dans le tableau nous avons choisi la variante avec deux électropompes submersibles et une pompe de secours. Car elle assure la HMT et le débit calculé. Tout en gardant un bon rendement car tant qu'on augmente nombre des pompes le rendement diminue.

Le volume de la bache : $V_u = 1.2m^3$

Le diamètre économique :

Frais total :

Les frais total correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 20 : résultats de calcul du cout totale.

Diamètre (mm)	F _{inv} (DA)	F _{exp} (DA)	Cout total (DA)
160	1904000	6013838.15	7917838.154
200	2688000	3489130.74	6177130.736
250	4480000	2692057.11	7172057.11
315	6944000	2423266.22	9367266.221
400	13440000	2359640.15	15799640.15

La courbe bilan :

La courbe bilan, illustrée dans la figure suivante, met en évidence la répartition entre les frais d'exploitation, les frais d'investissement et les frais totaux pour la troisième station.

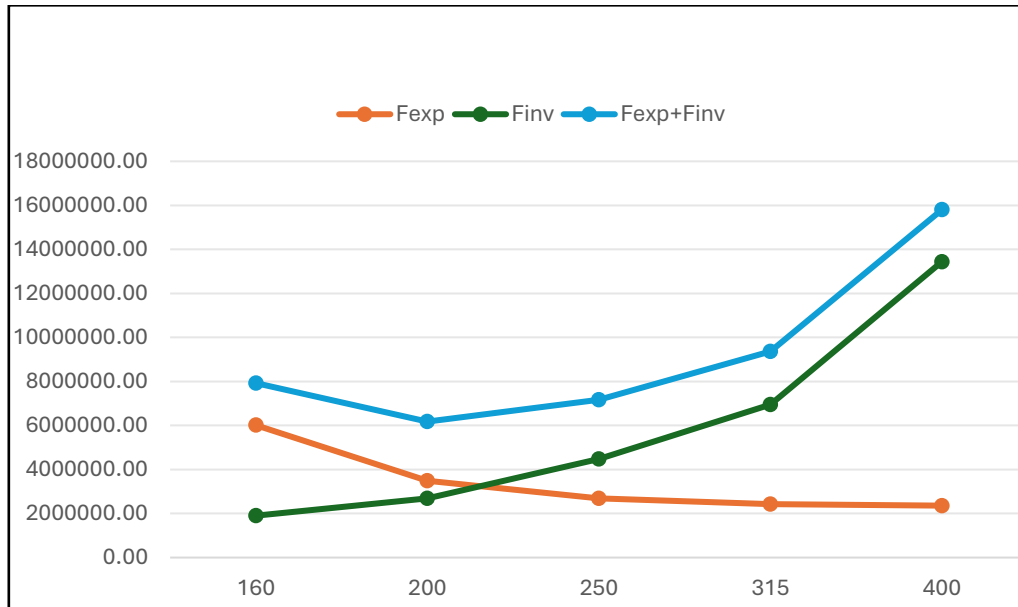


Figure VII. 14 : la courbe bilan des frais.

- Donc nous avons retenu un diamètre économique de 250 mm en PEHD, PN10.

La courbe caractéristique :

La courbe ci-dessus montre comment les différentes hauteurs d'élévation varient en fonction du débit.

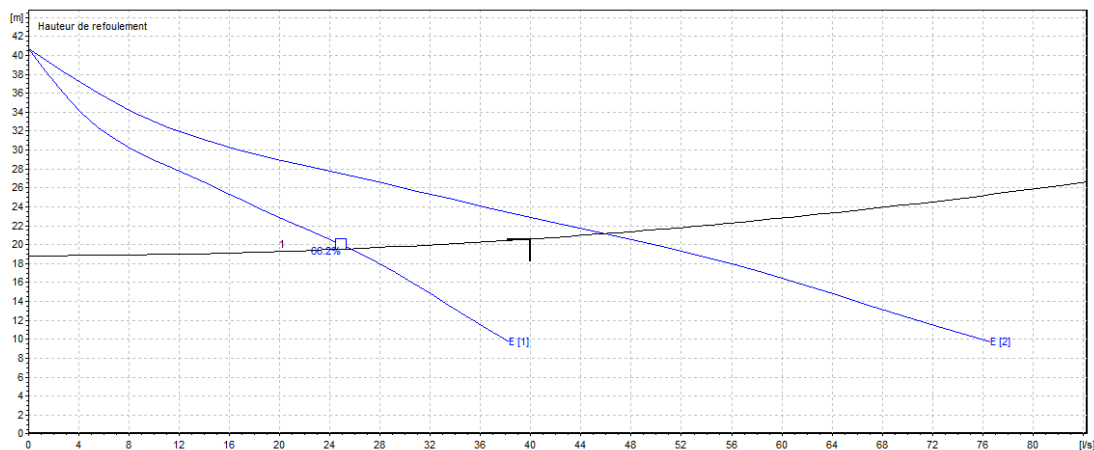


Figure VII. 15 : la courbe caractéristique de la pompe.

L'étude de fonctionnement :

Le tableau suivant regroupe les valeurs calculées, nécessaires à la détermination du point de fonctionnement de la station de pompage.

Tableau VII. 21 : résultats liés à la réalisation de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement

R	Q(l/s)	DH (m)	HC (m)	HP (m)
1590.96	0	0	18.84	40.5
1590.96	4	0.025	18.87	37
1590.96	8	0.102	18.94	34
1590.96	12	0.229	19.07	32
1590.96	16	0.407	19.25	30
1590.96	20	0.636	19.48	29
1590.96	24	0.916	19.76	28
1590.96	28	1.247	20.09	26.5
1590.96	32	1.629	20.47	25.5
1590.96	36	2.062	20.90	24
1590.96	40	2.546	21.39	23
1590.96	44	3.080	21.92	21.5
1590.96	48	3.666	22.51	20.5
1590.96	52	4.302	23.14	19.0
1590.96	56	4.989	23.83	18.0
1590.96	60	5.727	24.57	16.5
1590.96	64	6.517	25.36	14.5
1590.96	68	7.357	26.20	13
1590.96	72	8.248	27.09	11.5
1590.96	76.5	9.311	28.15	10

Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

La figure ci-dessous illustre les courbes de la conduite et de la pompe.

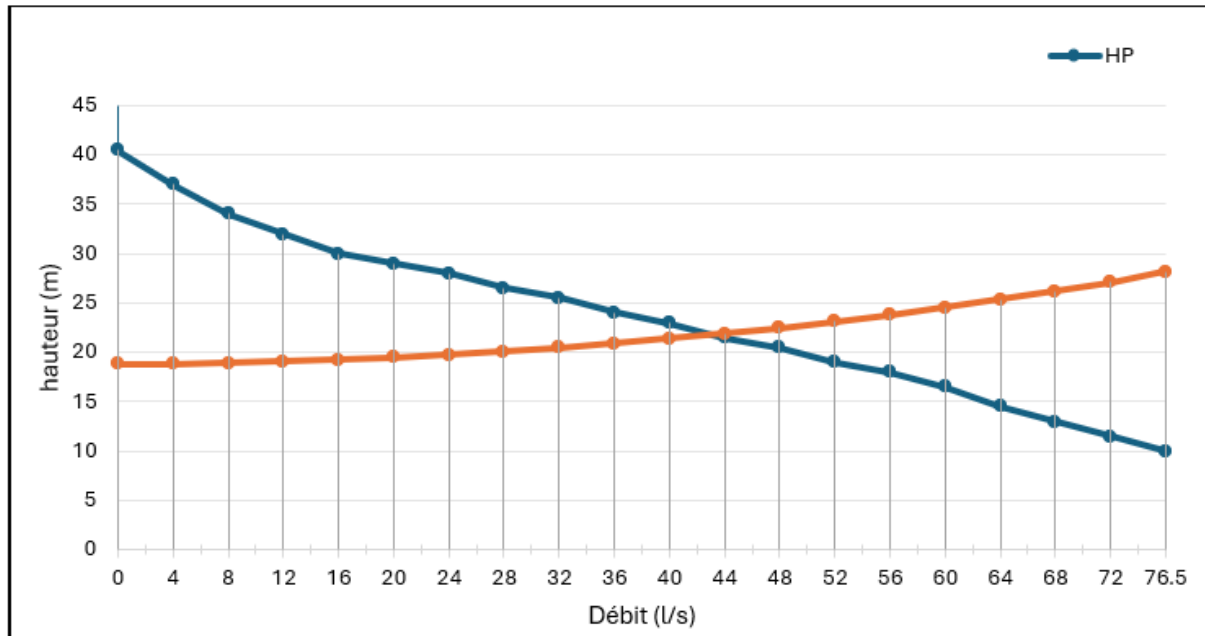


Figure VII. 16 : le point de fonctionnement du SP3.

On a :

$$Q_{app} = 40 \text{ l/s}$$

$$Q_{pf} = 44 \text{ l/s}$$

Donc : $Q_{app} \in [39.6 ; 48.4] \rightarrow$ les pompes sont bien adaptées aux conditions de fonctionnement

le dimensionnement des principaux équipements en aval de la pompe, notamment le divergent, le clapet et la vanne de refoulement pour la troisième station, sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau VII. 22 : dimensions des équipements en aval de la pompe.

Longueur de Divergent	595mm
Diamètre de la vanne de refoulement	250mm
Diamètre de clapet anti retour	250mm
Diamètre de la tubulure	80mm

Equipements auxiliaires de la station :

Les résultats de dimensionnement de panier dégrilleur, ainsi l'évaluation des niveaux de dépression et de surpression sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 23 : résultats du dimensionnement de panier dégrilleur et calcul des charges

Q(m ³ /s)	S(mm ²)	O	C(m/s)	Vo (m/s)	DH(m)	Hd(m)	Hs(m)
0.04	0.49	0.34	276.4	1.05	29.57	-16	61.73

Dimensionnement de réservoir d'air :

Les résultats obtenus pour évaluer la capacité des réservoirs d'air sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau VII. 24 : résultats liés au calcul de volume de réservoir anti-bélier.

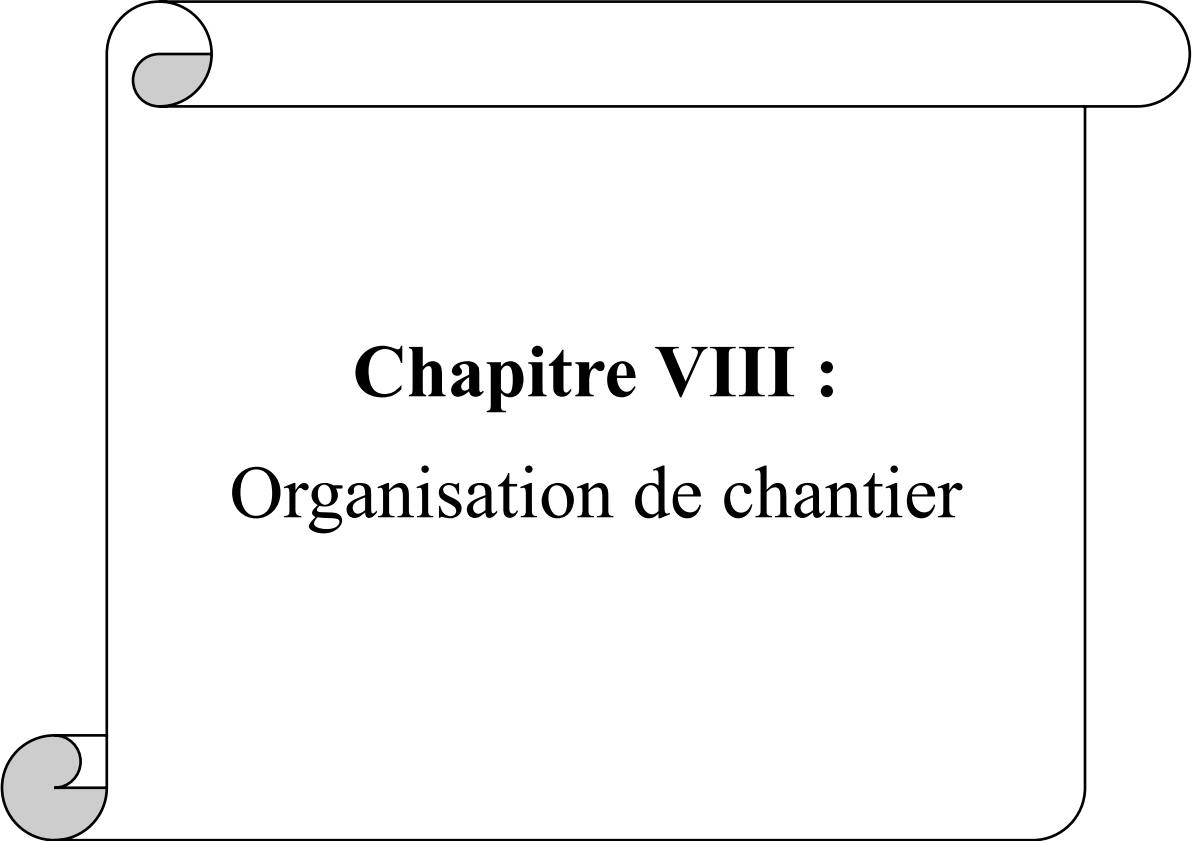
Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h ₀ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L.S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V(m ³)
32.9	71.73	2.18	0.06	0.0017	0.043	0.55	0.46	0.83	1.09

Système de levage :

- P_m= 166.2kg → système de levage a commande manuelle.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons détaillé la conception des stations de pompage pour les eaux usées, incluant le choix des emplacements, le dimensionnement des équipements et des conduites, ainsi que les calculs techniques essentiels. Les solutions retenues assurent un fonctionnement fiable, économique et adapté aux contraintes du projet. Enfin, les dispositifs de protection et équipements auxiliaires garantissent la sécurité et la durabilité de l'installation.



Chapitre VIII :

Organisation de chantier

Chapitre 08 : Organisation de chantier et estimation du devis

Introduction :

L'efficacité économique des systèmes hydrauliques dépend en grande partie d'une bonne organisation. Celle-ci repose sur la détermination, la coordination et la mise en œuvre des moyens nécessaires pour réaliser et exécuter les travaux dans les meilleures conditions et dans les délais les plus courts.

VIII.1. Exécution des travaux :

Les principales opérations à réaliser pour la mise en place des canalisations sont les suivantes :

- Vérification et manutention des conduites
- Décapage du goudron ou de la végétation
- Marquage des emplacements des piquets
- Excavation des tranchées et des fouilles pour regards
- Préparation du lit de pose
- Pose des canalisations
- Assemblage des tuyaux
- Test d'étanchéité des conduites et joints
- Construction des regards
- Remblayage des tranchées

VIII.2. Manutention et Stockage des Conduites :

VIII.2.1. Chargement et Transport :

Le chargement des conduites sur les véhicules doit être réalisé de manière à éviter toute détérioration ou déformation des tuyaux et de leurs accessoires durant le transport. Il convient notamment d'éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches excessives et les mouvements de balancement.
- Tout contact des conduites et raccords avec des éléments métalliques saillants.
- Les emboîtures doivent toujours être orientées vers l'extérieur de la pile.

VIII.2.2. Déchargement :

Il est conseillé d'éviter tout déchargement brutal des tubes et des raccords afin de prévenir tout risque de détérioration.

VIII.2.3. Stockage :

- Le stockage des tubes et raccords doit respecter les consignes suivantes :
- La surface de stockage doit être plane et correctement nivelée.

- Les éléments doivent être empilés en alternant les emboîtures, qui doivent dépasser de la pile.
- La hauteur de gerbage ne doit pas excéder 1,50 mètre.
- Les tubes et accessoires doivent être entreposés à l'abri du soleil (la décoloration n'affecte pas leurs propriétés mécaniques).
- Les accessoires ne doivent être retirés qu'au moment de leur mise en œuvre.
- Il faut éviter tout contact avec des produits tels que l'huile, les solvants ou autres substances chimiques.
- Les conditions de stockage doivent garantir la sécurité mécanique des tubes et les protéger de la chaleur.

VIII.3. Décapage de la couche de terre végétale :

Cette opération est réalisée à l'aide d'un bulldozer, sur une épaisseur de 10 cm. Le volume de terre végétale à retirer est estimé selon la surface concernée.

$$V = b \times H \times L \dots\dots (VIII.1)$$

Avec :

H : l'épaisseur de la couche végétale.

b : largeur de la couche végétale.

L : longueur totale de tranché.

VIII.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

VIII.4.1. Largeur de tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose aisée de la conduite.

$$B = D + (2 \times C) \dots\dots\dots (VIII.2)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

C : largeur entre la conduite et parois de tranché.

VIII.4.2. Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est déterminée à partir de la formule suivante :

$$H = e + D + h \dots\dots\dots (VIII.3)$$

Avec :

e : épaisseur de lit de sable, $e = 10\text{cm}$.

D : diamètre de la conduite en (m).

h : la hauteur de remblai au-dessus de la conduite en (m).

VIII.5. Aménagement du lit de pose :

Les canalisations doivent être posées sur un lit de sable d'une épaisseur minimale de 10 cm. Ce lit sera soigneusement nivelé conformément aux cotes définies sur le profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au minimum 12 % de particules dont le diamètre est inférieur à 0,1 mm.

Le volume de sable est déterminé selon la formule suivante :

$$V_s = L \times B \times e \dots\dots\dots(\text{VIII.4})$$

Avec :

V_s : volume de sable en (m^3).

L : longueur de la tranchée en (m).

B : largeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur du sable, $e = 10\text{cm}$.

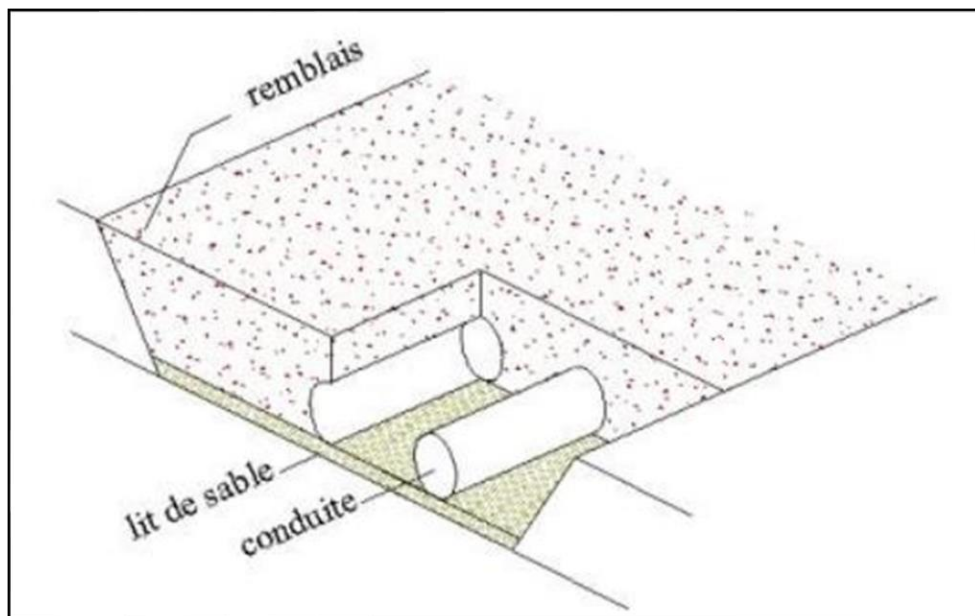


Figure VIII. 1: Coupe transversale d'une tranchée montrant la mise en place de la conduite

VIII.6. Mise en place des canalisations :

La pose des canalisations d'assainissement s'effectue généralement de l'aval vers l'amont.

Avant leur mise en place en fouille, les conduites doivent être triées afin d'éliminer celles présentant des chocs, fissures ou défauts visibles. Il est impératif de s'assurer qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des tuyaux.

Un contrôle de l'état du revêtement, intérieur comme extérieur, doit également être effectué.

Chaque conduite doit être posée avec une légère pente, permettant l'évacuation de l'air emprisonné, aussi bien lors du remplissage que pendant le fonctionnement du réseau.

La mise en place des tuyaux en tranchée s'effectue à l'aide d'une grue ou d'un appareil de pose-tube. Leur descente doit se faire lentement et dans un ordre précis. Un contrôle régulier de l'alignement des conduites est indispensable tout au long de l'opération.



Figure VIII. 2 : mise en place des conduites

VIII.7. Assemblage des conduites :

L'assemblage des conduites circulaires à emboîtement se réalise à l'aide d'un joint moulé sur place, constitué d'une bague renforcée par une armature et coulée à l'intérieur d'un moule adapté.

VIII.8. Remblaiement et compactage des tranchées :

Après la pose des canalisations, le remblaiement des tranchées est effectué afin de reconstituer le terrain naturel ; les remblais sont effectués par couches de 20 cm soigneusement compactées et damées. (11)

VIII.9. Choix des engins :

La sélection des engins est une étape essentielle dans l'exécution des travaux, chaque type d'intervention nécessitant l'utilisation d'un matériel adapté.

VIII.9.1. Engins utilisés pour les travaux :**VIII.9.1.2. Le Bulldozer :**

Le bulldozer est principalement utilisé pour le décapage de la couche de terre végétale, notamment lorsque le terrain est difficile. Toutefois, la niveleuse reste plus adaptée pour ce type de travaux dans la majorité des cas.

VIII.9.1.3. La Niveleuse :

La niveleuse est un engin polyvalent, utilisé aussi bien pour les travaux de terrassement que pour les finitions. Ses principales utilisations sont :

- Débroussaillage, sur des terrains légers, sans gros obstacles (pierres ou arbustes),
- Réduction de l'épaisseur des couches de terre végétale,
- Creusement ou curage de fossés, en inclinant la lame latéralement : la terre est alors poussée et déposée en bourrelet (ou cavalier) le long du fossé.

VIII.9.1.3. Le Chargeur :

Le chargeur est l'engin adapté aux travaux de remblaiement des tranchées.

Il s'agit d'un tracteur équipé à l'avant de deux bras articulés commandés par des vérins, portant un godet pour le déplacement des matériaux.

Il est particulièrement utilisé lorsque l'ampleur des travaux reste modérée.

VIII.9.1.4. Le Compacteur :

Pour les opérations de compactage des remblais, le matériel le plus approprié est le rouleau lisse. Il est constitué de :

- Un châssis,
- Deux cylindres métalliques larges, avec une surface d'usure en acier au manganèse,
- Des organes de manœuvre pour sa conduite. (11)

VIII.10. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'estimer le coût de réalisation de notre projet, il convient d'établir un devis quantitatif et estimatif. Cette démarche consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations nécessaires à la mise en œuvre du projet sur le terrain, puis à les valoriser en les multipliant par les prix unitaires correspondants. (11)

Les différentes interventions sont ordonnées de manière chronologique, à savoir :

- Décapage de la couche de terre végétale,
- Réalisation des tranchées,
- Fourniture et mise en place du lit de sable,
- Fourniture et pose des conduites en béton ou béton armé,

- Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé,
- Travaux de remblaiement des tranchées,
- Évacuation des déblais excédentaires.

VIII.10.1. Détermination des différents volumes :

VIII.10.1.1. Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v \times L \times B \dots\dots\dots(\text{VIII.5})$$

Avec :

V_{cv} : volume de la couche de la terre végétale en (m³).

H_v : profondeur la couche de terre végétale (en prend $H_v=0.1\text{m}$).

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

B : largeur de la couche de terre végétale en (m).

VIII.10.1.2. Volume des déblais des tranchées :

$$V_{deb} = B \times L \times H \dots\dots\dots(\text{VIII.6})$$

Avec :

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

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

H : profondeur de la tranchée en (m).

VIII.10.1.3. Volume de lit de sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \dots\dots\dots (\text{VIII.7})$$

Avec :

V_{ls} : volume du lit de sable en (m³).

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

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

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

VIII.10.1.4. Volume occupe par les conduites :

$$V_{cond} = L \times \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots (\text{VIII.8})$$

Sachant que :

V_{cond} : volume occupe par les conduites en (m³).

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

D : diamètre de la conduite en (m).

VIII.10.1.5. Volume de remblai « V_R »:

$$V_R = V_{\text{déb}} - (V_{\text{cond}} + V_{\text{ls}} + V_{\text{cv}}) \dots\dots\dots(\text{VIII.9})$$

VIII.10.1.6. Volume excédentaire :

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remblai}} \dots\dots\dots(\text{VIII.10})$$

$V_{\text{excé}}$ = volume de sol excédentaire en (m^3).

V_f = volume de sol foisonné en (m^3).

Avec :

$$V_f = V_{\text{déb}} \times K_f \dots\dots\dots (\text{VIII.11})$$

K_f : le coefficient de foisonnement, qui varie en fonction de la nature du sol.

Tableau VIII. 1 : coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Type de sol	K_f
Sables, matériaux fins	1.08 – 1.17
Limons argileux	1.14 – 1.28
Argiles	1.25 – 1.30

Source : cours génie civil

Pour notre cas le sol est sableux limoneux, donc on prend $K_f=1.25$

Le devis quantitatif et estimatif du projet est détaillé dans le tableau suivant.

Tableau VIII. 2 : devis quantitatif et estimatif du projet.

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
TERASSEMENT					
1	Déblai	m³	4461	500.00	2230500.00
2	Lit de sable	m³	2389	1200.00	2866800.00
3	Remblai	m³	3653.98	250.00	913495.00
4	Evacuation de terres excédentaires à la décharge	m³	2070.5411	250.00	517635.275.00
Sous total (01)				6528430.28	
CANALISATION					

6	Fourniture, transport et pose de canalisations y compris les joints élastomères et essais hydrauliques et toutes sujétions de bonne exécution				
	Ø 315mm en PVC	ml	6468.53	4500.00	29108385.00
	Ø 400mm en PVC	ml	926.84	5500.00	5097620.00
	Ø 500mm en PVC	ml	297.55	7000.00	2082850.00
	Ø 630mm en PVC	ml	340.66	8500.00	2895610.00
	Ø 800mm en BA	ml	187	10000.00	1870000.00
Sous total (02)				11946080.00	
Construction					
7	Réalisation de regard en béton CPA dosé à 350 kg/ m3 y compris coffrage, décoffrage, et toutes sujétions de mise en œuvre (Ø315 ; Ø400 ; Ø500, Ø630 PVC)	m³	282	45000.00	12690000.00
8	Réalisation de regard en béton CPA dosé à 350 kg/ m3 y compris coffrage, décoffrage, et toutes sujétions de mise en œuvre, REG Ø800 BA	m³	8	60000.00	480000.00
9	Réalisation d'un déversoir d'orage d'un seuil de hauteur de 8 cm et de 4 m de longueur, en béton CPA dosé à 350kg/m3 Compris coffrage, décoffrage, et toutes sujétions de mise en œuvre	m³	1	495000.00	495000.00
Sous total (03)				13665000.00	

Post de relevage					
10	Equipements électromécaniques de la station de pompage.	Ensemble	3	1200000.00	3600000.00
11	Fourniture et pose des Conduites en PEHD PN10(Ø250), y compris la fourniture, le transport, la pose et le raccordement des tuyaux en bout à bout, y compris y compris le blindage des fouilles au-delà de 1.30 m et toute sujétion de bonne exécution	ml	3116	30522.00	95106552.00
12	Fourniture et pose d'un réservoir anti-bélier à régulation d'air d'un volume de 2000 litre automatique eaux usée à installer sur un socle en béton armé y compris toute tuyauterie, pièces spéciales de raccordement sur conduite de refoulement et toutes sujétions	FFT	3	100000.00	300000.00
Sous total (04)				99006552.00	
TOTAL EN DA				249535264.00	
T.V.A (19%)				47411700.20	
TOTAL (T.T.C)				296946964.00	
Deux cent quatre-vingt-seize millions neuf cent quarante-six mille neuf cent soixante-quatre dinars algériens (296946964.00DA)					

Planification des travaux :

Les principales étapes d'exécution du projet sont les suivantes :

- A. Implantation (piquetage) du tracé.
- B. Décapage de la couche superficielle, qu'il s'agisse de goudron ou de végétation.
- C. Réalisation des tranchées et des fouilles destinées aux regards.

- D. Préparation et aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. Pose des canalisations en tranchée.
- G. Construction des ouvrages annexes.
- H. Construction des stations de pompage.
- I. Assemblage des tuyaux.
- J. Réalisation des essais d'étanchéité des conduites et des joints.
- K. Remblaiement des tranchées.
- L. Travaux de finition.

Tableau VIII. 3 : définition des délais.

Opération	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	130	150	130	150	0
G	30	35	65	45	75	10
H	90	65	155	75	165	10
I	15	150	165	150	165	0
J	15	165	180	165	180	0
K	20	180	200	180	200	0
L	20	200	220	200	220	0

- TR : Temps de réalisation
- DCP : Date de commencement au plus tôt
- DFP : Date de fin au plus tôt
- DCPP : Date de commencement au plus tard
- DFPP : Date de fin au plus tard
- MT : Marge totale

Le chemine critique :

A-B-C-E-F-I-J-K-L

Avec un temps de réalisation : $\sum TR = 220$ jours

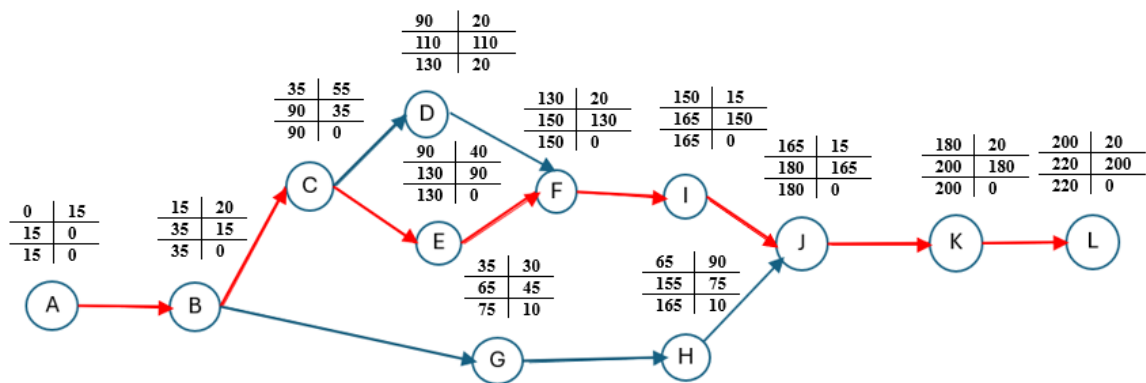


Figure VIII. 3 : réseau de nœuds

Avec :

→ : Chemin critique.

○ A : opération.

Conclusion :

Ce chapitre a visé l'organisation des travaux effectués sur le chantier, pour la mise en place du réseau d'assainissement projeté, par la planification des différentes taches ainsi que le choix des engins d'exécution des travaux.

D'autre part, nous avons fait une estimation du devis nécessaire à la réalisation du présent projet qui est de Deux cent quatre-vingt-seize millions neuf cent quarante-six mille neuf cent soixante-quatre dinars algériens, alors que la durée des travaux est estimée à Deux cent vingt jours.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude a permis de concevoir un réseau d'assainissement adapté à la commune de Kouali en suivant une démarche méthodique et progressive. Nous avons tout d'abord analysé les données essentielles de la zone, incluant la climatologie, la géologie et la situation hydraulique, afin de disposer d'une base solide pour élaborer des solutions efficaces face aux enjeux environnementaux.

À partir de ces données, nous avons estimé la population à l'horizon 2055 et réparti les habitants sur les quatre sous-bassins, tout en déterminant le coefficient de ruissellement. Cette étape a permis de calculer les débits à évacuer, comprenant les eaux usées domestiques et les eaux pluviales, en précisant que les eaux usées industrielles n'étaient pas concernées en raison de l'absence d'activités industrielles dans la zone.

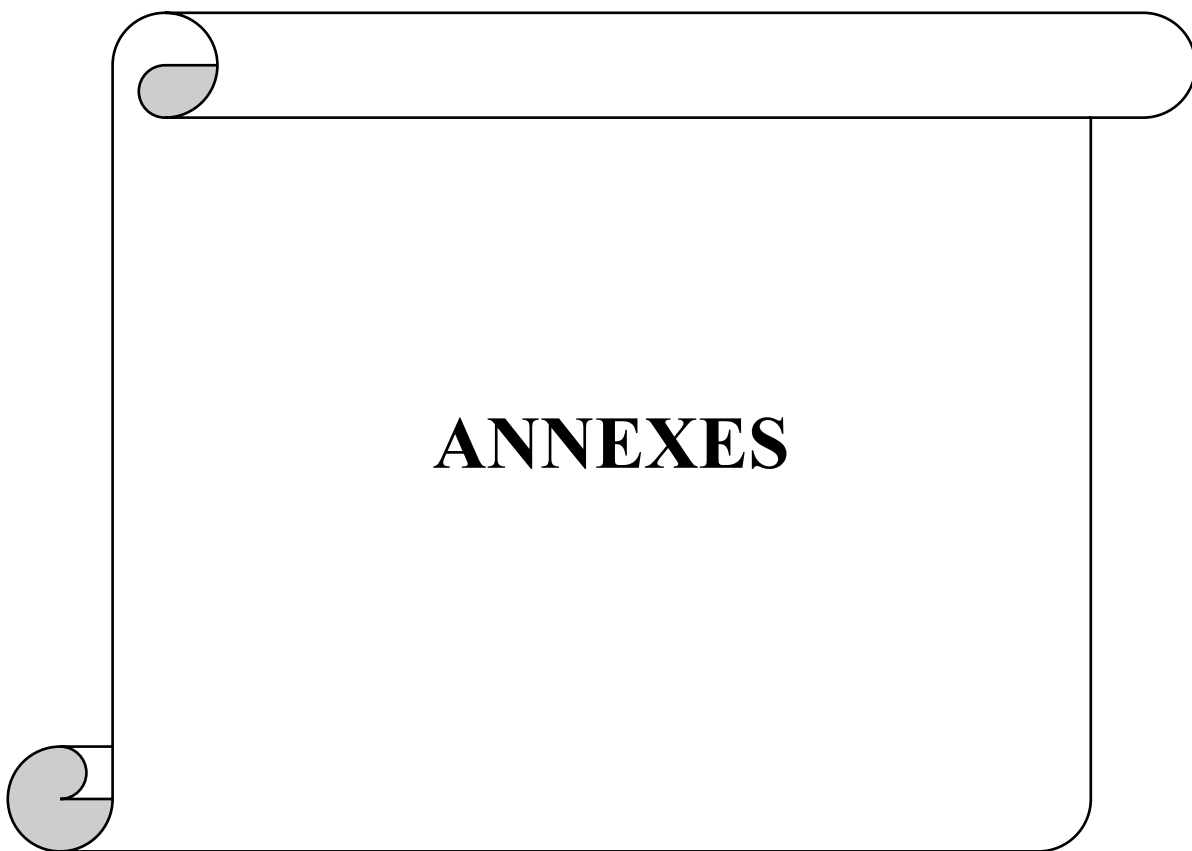
Le dimensionnement du réseau a été effectué en calculant les dimensions des collecteurs et en vérifiant que les vitesses d'écoulement assurent l'auto-curage, conformément aux normes en vigueur. Le choix des éléments constitutifs, bouches d'égout, regards de visite, déversoir d'orage de type latéral et conduites en béton armé et PVC assure la durabilité, la sécurité et l'efficacité du réseau.

Dans ce cadre, nous avons projeté trois stations de pompage pour acheminer les eaux usées vers la station d'épuration de Tipaza, tandis que les eaux pluviales seront dirigées vers le milieu naturel, garantissant ainsi une gestion optimale des différents flux d'eaux.

L'organisation des travaux a été planifiée, incluant le choix des engins et l'estimation du coût total du projet à 296 946 964 DA pour une durée de 220 jours.

Références bibliographiques

1. **SEAAL**, Tipaza. *Etude de reseau d'assainissement de Kouali*. TIPAZA. 2024.
2. **SOUICI, Maroua**. *Etude du réseau d'assainissement des localités de sidi AEK , 1^{er} Novembre et Matares de la ville de Tipasa en vue d'éliminer les rejets vers la mer (W. Tipasa)*. . ENSH, 2022.
3. **AIT AMRANE**, Salim. *Etude du système d'assainissement urbain de la ville de Tacheta-Zougagha (w.Ain Defla)*. . Thesis. 2024
4. **Touaibia B.**, 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ».
5. **SALAH, B.** *Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations*. ENSH. 2014.
6. **GOMELLA, C, GUERREE, H., 1986** « Guide d'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.
7. **Guerrée, H., Gomella, C., 1978**. Les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales, Tome I, Eyrolles, Paris.
8. **REGIS, B, 1981** « les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris
9. **Mohamed ELamine, DJILANI** « Etude du système d'assainissement de Bousfer plage à la corniche oranaise d'Ain turck (w. Oran) ». ENSH, 2017.
10. **STPM CHIALI, édition 2005**, « catalogue technique des tubes en PVC ».
11. **KAHLERRAS. Djilali**, « Cours organisation de chantier. » 2017. Ecole Nationale Supérieure Hydraulique.

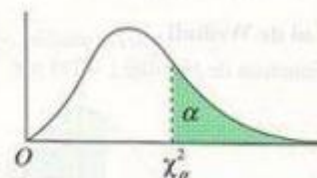


ANNEXE I :

Table de distribution de χ^2 (loi de K. Pearson)

La table donne la probabilité α , en fonction du nombre de degrés de liberté ν , pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée χ^2_α

$$\alpha = P(\chi^2 \geq \chi^2_\alpha)$$



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

Quand ν est supérieur à 30, on utilise la table de la loi normale (table de l'écart réduit) avec :

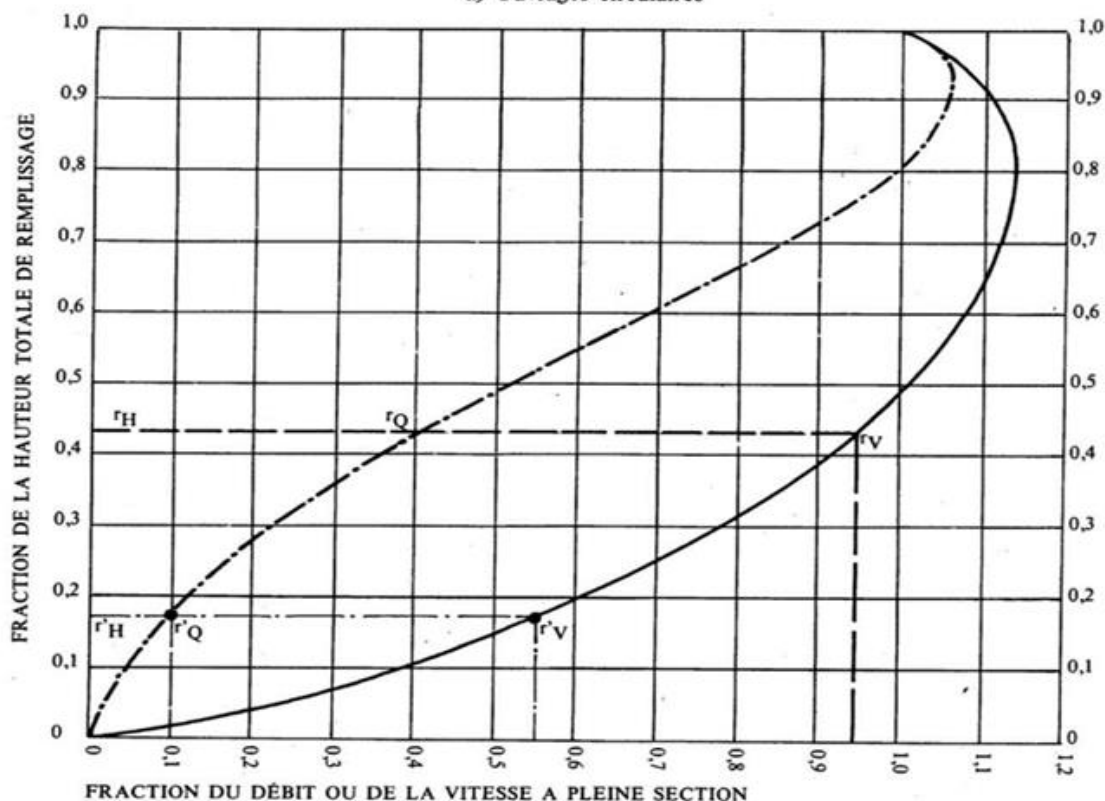
$$r = \sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2\nu - 1}$$

ANNEXE II

ABaque 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

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

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

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

- Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

ANNEXE III : calcul hydraulique des collecteurs.

Tronçon	CR.am (m)	CR.av (m)	L (m)	I m/m	Ks	Q _{tot} (m³/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	1/10 Qps	Rq _{min}	Rv _{min}	V _{min} (m/s)	H (m)	autocurage
R1-R2	57.13	55.9	32	0.038	100	0.02	116.91	315	3.60	0.28	0.07	0.42	0.12	1.51	0.03	0.071	0.42	1.51	0.04	vérifier
R2-R3	55.9	55.3	20	0.030	100	0.02	126.93	315	3.18	0.25	0.09	0.47	0.14	1.50	0.02	0.040	0.31	0.98	0.05	vérifier
R3-R4	55.3	54.7	20	0.030	100	0.02	131.14	315	3.18	0.25	0.10	0.49	0.15	1.57	0.02	0.030	0.27	0.84	0.05	vérifier
R5-R6	68.8	68.6	5	0.040	100	0.01	73.88	315	3.67	0.29	0.02	0.22	0.10	0.80	0.03	0.020	0.21	0.78	0.01	vérifier
R6-R7	68.6	68	15	0.040	100	0.01	82.30	315	3.67	0.29	0.03	0.26	0.11	0.94	0.03	0.030	0.27	0.97	0.02	vérifier
R7-R8	68	66.6	22	0.064	100	0.01	82.02	315	4.63	0.36	0.03	0.25	0.11	1.18	0.04	0.010	0.14	0.67	0.02	vérifier
R8-R9	66.6	65.93	15	0.045	100	0.01	93.85	315	3.88	0.30	0.04	0.31	0.13	1.20	0.03	0.040	0.31	1.20	0.02	vérifier
R9-R10	65.93	65.32	22	0.028	100	0.01	108.73	315	3.06	0.24	0.06	0.38	0.10	1.16	0.02	0.025	0.24	0.73	0.03	vérifier
R10-R11	65.32	64.69	17	0.037	100	0.02	113.16	315	3.54	0.28	0.07	0.40	0.11	1.42	0.03	0.016	0.11	0.67	0.04	vérifier
R11-R12	64.69	63.8	13	0.068	100	0.02	104.92	315	4.81	0.37	0.05	0.36	0.10	1.74	0.04	0.013	0.10	0.82	0.03	vérifier
R12-R13	63.8	62.8	23	0.043	100	0.02	122.33	315	3.83	0.30	0.08	0.45	0.13	1.71	0.03	0.020	0.13	0.82	0.04	vérifier
R13-R14	62.8	58.8	55	0.073	100	0.03	120.77	315	4.95	0.39	0.08	0.44	0.13	2.18	0.04	0.008	0.13	0.62	0.04	vérifier
R14-R4	58.8	54.7	66	0.062	100	0.06	161.32	315	4.58	0.36	0.17	0.65	0.23	2.96	0.04	0.017	0.19	0.88	0.07	vérifier
R4-R15	54.7	53.4	27	0.048	100	0.07	175.37	315	4.03	0.31	0.21	0.72	0.26	2.89	0.03	0.021	0.22	0.88	0.08	vérifier

R15-R16	53.4	51.7	50	0.034	100	0.07	189.30	315	3.39	0.26	0.26	0.78	0.30	2.65	0.03	0.026	0.24	0.83	0.10	vérifier
R16-R17	51.7	51.4	19	0.016	100	0.07	225.62	315	2.31	0.18	0.41	0.93	0.43	2.16	0.02	0.041	0.31	0.73	0.14	vérifier
R17-R18	51.4	49.8	34	0.047	100	0.08	185.69	315	3.99	0.31	0.24	0.77	0.29	3.05	0.03	0.024	0.24	0.95	0.09	vérifier
R18-R19	49.8	48.7	31	0.035	100	0.08	197.71	315	3.46	0.27	0.29	0.82	0.33	2.84	0.03	0.029	0.26	0.90	0.10	vérifier
R19-R20	48.7	48.4	15	0.020	100	0.08	226.35	315	2.60	0.20	0.42	0.94	0.43	2.43	0.02	0.042	0.32	0.82	0.14	vérifier
R21-R22	53.45	52.17	26	0.049	100	0.01	71.06	315	4.08	0.32	0.02	0.21	0.23	0.84	0.03	0.019	0.05	0.84	0.01	vérifier
R22-R23	52.17	49.83	30	0.078	100	0.01	84.54	315	5.13	0.40	0.03	0.27	0.12	1.36	0.04	0.030	0.07	1.36	0.02	vérifier
R23-R20	49.83	48.4	60	0.024	100	0.10	230.27	315	2.84	0.22	0.43	0.95	0.45	2.70	0.02	0.043	0.32	0.92	0.14	vérifier
R20-R24	48.4	47.3	50	0.022	100	0.10	237.36	315	2.73	0.21	0.47	0.97	0.48	2.66	0.02	0.047	0.34	0.92	0.15	vérifier
R24-R25	47.3	45.73	35	0.045	100	0.11	212.27	315	3.89	0.30	0.35	0.88	0.38	3.44	0.03	0.035	0.29	1.12	0.12	vérifier
R26-R27	65.04	63.7	36	0.037	100	0.01	83.42	315	3.54	0.28	0.03	0.26	0.05	0.92	0.03	0.029	0.07	0.92	0.02	vérifier
R27-R28	63.7	61.8	40.2	0.047	100	0.01	92.87	315	3.99	0.31	0.04	0.30	0.07	1.21	0.03	0.039	0.08	1.21	0.02	vérifier
R28-R29	61.8	60.35	30	0.048	100	0.01	97.98	315	4.04	0.31	0.04	0.33	0.08	1.32	0.03	0.044	0.09	1.32	0.03	vérifier
R29-R30	60.35	58.4	50	0.039	100	0.02	107.23	315	3.63	0.28	0.06	0.37	0.10	1.35	0.03	0.057	0.10	1.35	0.03	vérifier
R30-R31	58.4	56.86	50	0.031	100	0.02	121.87	315	3.22	0.25	0.08	0.45	0.13	1.44	0.03	0.080	0.13	1.44	0.04	vérifier
R31-R32	56.86	54.9	40	0.049	100	0.02	115.77	315	4.07	0.32	0.07	0.41	0.12	1.69	0.03	0.012	0.12	0.64	0.04	vérifier
R32-R33	54.9	51.9	60.2	0.050	100	0.02	119.24	315	4.10	0.32	0.08	0.43	0.13	1.77	0.03	0.013	0.12	0.67	0.04	vérifier

R34-R35	60.44	58.8	25	0.066	100	0.01	67.34	315	4.71	0.37	0.02	0.19	0.12	0.90	0.04	0.016	0.19	0.90	0.01	vérifier
R35-R36	58.8	56.9	40	0.048	100	0.01	86.64	315	4.00	0.31	0.03	0.27	0.16	1.10	0.03	0.032	0.27	1.10	0.02	vérifier
R36-R37	56.9	53.83	50	0.061	100	0.01	93.68	315	4.55	0.35	0.04	0.31	0.17	1.40	0.04	0.039	0.08	1.40	0.02	vérifier
R37-R33	53.83	51.9	44	0.044	100	0.02	109.63	315	3.85	0.30	0.06	0.38	0.11	1.48	0.03	0.012	0.11	0.62	0.03	vérifier
R33-R38	51.9	49.58	60	0.039	100	0.02	116.78	315	3.61	0.28	0.07	0.42	0.12	1.52	0.03	0.014	0.12	0.64	0.04	vérifier
R38-R39	49.58	48.13	30	0.048	100	0.02	119.92	315	4.04	0.31	0.08	0.44	0.13	1.76	0.03	0.019	0.12	0.84	0.04	vérifier
R39-R25	48.13	45.73	40	0.060	100	0.13	218.24	315	4.50	0.35	0.38	0.91	0.40	4.08	0.04	0.038	0.30	1.35	0.13	vérifier
R25-R40	45.73	44.1	30	0.054	100	0.13	223.59	315	4.28	0.33	0.40	0.93	0.42	3.97	0.03	0.040	0.31	1.33	0.13	vérifier
R40-R41	44.1	41.8	50	0.046	100	0.14	231.97	315	3.94	0.31	0.44	0.96	0.45	3.77	0.03	0.044	0.33	1.29	0.14	vérifier
R42-R43	49.85	47.8	50	0.041	100	0.01	73.54	315	3.72	0.29	0.02	0.22	0.13	0.81	0.03	0.030	0.27	0.99	0.01	vérifier
R43-R44	47.8	46.2	50	0.032	100	0.01	93.30	315	3.29	0.26	0.04	0.31	0.17	1.00	0.03	0.040	0.31	1.02	0.02	vérifier
R44-R45	46.2	44.81	40	0.035	100	0.01	104.23	315	3.42	0.27	0.05	0.36	0.19	1.23	0.03	0.020	0.21	0.73	0.03	vérifier
R45-R46	44.81	43.82	25.0	0.040	100	0.02	106.94	315	3.66	0.28	0.06	0.37	0.10	1.36	0.03	0.090	0.47	1.73	0.03	vérifier
R46-R47	43.82	43	11	0.075	100	0.02	103.26	315	5.02	0.39	0.05	0.35	0.19	1.77	0.04	0.051	0.10	1.77	0.03	vérifier
R47-R48	43	41.98	22.7	0.045	100	0.02	117.66	315	3.90	0.30	0.07	0.42	0.12	1.65	0.03	0.012	0.12	0.63	0.04	vérifier
R48-R41	41.98	41.8	10	0.018	100	0.16	293.97	315	2.46	0.19	0.83	1.10	0.69	2.72	0.02	0.083	0.46	1.12	0.22	vérifier
R41-R49	41.8	38.2	60	0.060	100	0.16	235.66	315	4.50	0.35	0.46	0.97	0.47	4.36	0.04	0.046	0.33	1.50	0.15	vérifier

R49-R50	38.2	36.72	24.6	0.060	100	0.16	236.59	315	4.51	0.35	0.47	0.97	0.47	4.38	0.04	0.047	0.34	1.52	0.15	vérifier
R50-R51	36.72	35.2	30.7	0.050	100	0.17	246.47	315	4.09	0.32	0.52	1.00	0.51	4.10	0.03	0.052	0.36	1.46	0.16	vérifier
R51-R52	35.2	31.8	78	0.044	100	0.17	253.64	315	3.84	0.30	0.56	1.02	0.54	3.92	0.03	0.056	0.37	1.42	0.17	vérifier
R53-R54	41.7	38.2	66	0.053	100	0.01	70.08	315	4.23	0.33	0.02	0.20	0.13	0.85	0.03	0.010	0.14	0.61	0.01	vérifier
R54-R55	38.2	35.8	50	0.048	100	0.17	250.21	315	4.03	0.31	0.54	1.01	0.52	4.08	0.03	0.054	0.36	1.46	0.17	vérifier
R55-R56	35.8	34.22	50	0.032	100	0.17	271.80	315	3.27	0.25	0.68	1.06	0.61	3.47	0.03	0.068	0.41	1.34	0.19	vérifier
R56-R52	34.22	31.8	50	0.048	100	0.17	252.01	315	4.04	0.31	0.55	1.02	0.53	4.11	0.03	0.055	0.37	1.49	0.17	vérifier
R52-R57	31.8	28.8	60	0.050	100	0.34	323.42	400	4.82	0.61	0.57	1.02	0.54	4.94	0.06	0.057	0.37	1.80	0.22	vérifier
R57-R58	28.8	25.25	60	0.059	100	0.35	314.05	400	5.24	0.66	0.53	1.00	0.51	5.26	0.07	0.053	0.36	1.88	0.21	vérifier
R58-R59	25.25	24.2	25	0.042	100	0.35	335.62	400	4.42	0.55	0.63	1.05	0.58	4.63	0.06	0.063	0.39	1.74	0.23	vérifier
R59-R60	24.2	23	37	0.032	100	0.35	353.05	400	3.88	0.49	0.72	1.08	0.63	4.18	0.05	0.072	0.42	1.64	0.25	vérifier
R60-R61	23	20.8	50	0.044	100	0.35	334.13	400	4.52	0.57	0.62	1.05	0.57	4.72	0.06	0.062	0.39	1.77	0.23	vérifier
R61-R62	20.8	19.5	20	0.065	100	0.35	311.22	400	5.49	0.69	0.51	1.00	0.51	5.48	0.07	0.051	0.35	1.94	0.20	vérifier
R63-R64	20.16	19.8	20.5	0.018	100	0.01	97.82	315	2.43	0.19	0.04	0.33	0.18	0.80	0.02	0.077	0.44	1.06	0.03	vérifier
R64-R62	19.8	19.5	23	0.013	100	0.02	134.11	315	2.10	0.16	0.10	0.51	0.16	1.06	0.02	0.100	0.50	1.05	0.05	vérifier
R62-R65	19.5	18.57	25	0.037	100	0.36	346.28	400	4.16	0.52	0.68	1.07	0.61	4.43	0.05	0.068	0.41	1.71	0.24	vérifier
R65-R66	18.57	18.25	12	0.027	100	0.36	369.36	400	3.52	0.44	0.81	1.10	0.68	3.86	0.04	0.081	0.45	1.58	0.27	vérifier

R67-R68	40.16	39.13	30	0.034	100	0.02	109.83	315	3.40	0.27	0.06	0.39	0.11	1.31	0.03	0.016	0.19	0.64	0.03	vérifier
R69-R70	43.5	42.22	50	0.026	100	0.01	91.13	315	2.94	0.23	0.04	0.30	0.17	0.87	0.02	0.100	0.50	1.47	0.02	vérifier
R70-R71	42.22	40.34	40	0.047	100	0.02	105.46	315	3.98	0.31	0.05	0.36	0.10	1.45	0.03	0.011	0.10	0.60	0.03	vérifier
R71-R68	40.34	39.13	20	0.061	100	0.04	140.81	315	4.52	0.35	0.12	0.54	0.18	2.45	0.04	0.012	0.16	0.71	0.06	vérifier
R68-R72	39.13	36.8	23	0.101	100	0.07	152.19	315	5.85	0.46	0.14	0.60	0.20	3.51	0.05	0.006	0.10	0.63	0.06	vérifier
R72-R73	36.8	35.8	42	0.024	100	0.07	208.90	315	2.83	0.22	0.34	0.87	0.37	2.46	0.02	0.050	0.35	0.99	0.12	vérifier
R74-R75	39.18	37.8	30	0.046	100	0.01	81.65	315	3.94	0.31	0.03	0.25	0.15	0.99	0.03	0.027	0.07	0.99	0.01	vérifier
R75-R73	37.8	35.8	30	0.067	100	0.08	179.31	315	4.74	0.37	0.22	0.74	0.27	3.49	0.04	0.022	0.23	1.07	0.09	vérifier
R73-R76	35.8	35.43	25.6	0.014	100	0.16	309.73	400	2.59	0.33	0.51	0.99	0.50	2.58	0.03	0.140	0.59	1.53	0.20	vérifier
R76-R77	35.43	34.55	20	0.044	100	0.17	256.11	315	3.85	0.30	0.58	1.03	0.55	3.96	0.03	0.058	0.38	1.45	0.17	vérifier
R78-R79	38.8	36.8	30	0.067	100	0.01	76.16	315	4.74	0.37	0.02	0.23	0.14	1.08	0.04	0.020	0.21	1.01	0.01	vérifier
R79-R77	36.8	34.55	40	0.056	100	0.02	101.97	315	4.36	0.34	0.05	0.35	0.09	1.51	0.03	0.010	0.10	0.63	0.03	vérifier
R77-R80	34.55	32.8	30	0.058	100	0.20	255.61	315	4.44	0.35	0.57	1.03	0.55	4.56	0.03	0.057	0.38	1.66	0.17	vérifier
R80-R81	32.8	31	45	0.040	100	0.21	278.65	315	3.67	0.29	0.72	1.08	0.63	3.96	0.03	0.072	0.42	1.56	0.20	vérifier
R82-R83	47.89	46.8	20	0.055	100	0.01	79.09	315	4.29	0.33	0.03	0.24	0.04	1.03	0.03	0.025	0.06	1.03	0.01	vérifier
R83-R84	46.8	45.6	35.3	0.034	100	0.01	100.60	315	3.39	0.26	0.05	0.34	0.09	1.15	0.03	0.048	0.09	1.15	0.03	vérifier
R84-R85	45.6	43.68	30	0.064	100	0.02	99.53	315	4.65	0.36	0.05	0.34	0.08	1.56	0.04	0.046	0.09	1.56	0.03	vérifier

R85-R86	43.68	41.8	43	0.044	100	0.02	116.23	315	3.84	0.30	0.07	0.42	0.12	1.60	0.03	0.070	0.12	1.60	0.04	vérifier
R86-R87	41.8	39.9	50	0.038	100	0.03	127.77	315	3.58	0.28	0.09	0.48	0.15	1.70	0.03	0.090	0.14	1.70	0.05	vérifier
R87-R88	39.9	38.5	30	0.047	100	0.03	130.26	315	3.97	0.31	0.10	0.49	0.15	1.94	0.03	0.095	0.14	1.94	0.05	vérifier
R88-R89	38.5	36.9	35	0.046	100	0.03	137.48	315	3.93	0.31	0.11	0.52	0.17	2.06	0.03	0.110	0.15	2.06	0.05	vérifier
R89-R90	36.9	36.35	36	0.015	100	0.04	176.47	315	2.27	0.18	0.21	0.72	0.27	1.64	0.02	0.043	0.22	0.73	0.08	vérifier
R90-R91	36.35	35.82	41.4	0.013	100	0.04	189.73	315	2.08	0.16	0.26	0.78	0.31	1.63	0.02	0.052	0.24	0.74	0.10	vérifier
R91-R92	35.82	34.16	34	0.049	100	0.05	153.02	315	4.06	0.32	0.15	0.60	0.21	2.45	0.03	0.015	0.18	0.73	0.06	vérifier
R93-R94	38.45	34.8	56.7	0.064	100	0.03	128.92	315	4.66	0.36	0.09	0.48	0.15	2.24	0.04	0.009	0.14	0.64	0.05	vérifier
R94-R92	34.8	34.16	28.2	0.023	100	0.04	163.87	315	2.77	0.22	0.18	0.66	0.23	1.82	0.02	0.035	0.20	0.80	0.07	vérifier
R92-R95	34.16	33.27	61	0.015	100	0.08	240.14	315	2.22	0.17	0.49	0.98	0.49	2.18	0.02	0.049	0.34	0.76	0.15	vérifier
R95-R96	33.27	32.86	20	0.020	100	0.09	233.50	315	2.63	0.20	0.45	0.96	0.46	2.53	0.02	0.045	0.33	0.87	0.15	vérifier
R96-R97	32.86	31.81	25	0.042	100	0.10	210.89	315	3.77	0.29	0.34	0.88	0.38	3.30	0.03	0.034	0.29	1.07	0.12	vérifier
R97-R98	31.81	31.7	5	0.022	100	0.11	245.33	315	2.73	0.21	0.51	1.00	0.51	2.72	0.02	0.051	0.35	0.96	0.16	vérifier
R98-R81	31.7	31	19	0.037	100	0.12	229.00	315	3.53	0.27	0.43	0.95	0.44	3.34	0.03	0.043	0.32	1.13	0.14	vérifier
R81-R99	31	30.8	15	0.013	100	0.22	347.54	400	2.49	0.31	0.69	1.07	0.61	2.66	0.03	0.200	0.70	1.74	0.25	vérifier
R99-R100	30.8	30.7	11	0.009	100	0.22	378.82	400	2.05	0.26	0.87	1.11	0.72	2.28	0.03	0.400	0.93	1.90	0.29	vérifier
R100-R101	30.7	30.49	20	0.010	100	0.23	373.85	400	2.21	0.28	0.84	1.10	0.70	2.44	0.03	0.190	0.68	1.51	0.28	vérifier

R101-R102	30.49	29.69	30	0.027	100	0.24	318.12	400	3.52	0.44	0.54	1.01	0.53	3.57	0.04	0.054	0.36	1.28	0.21	vérifier
R102-R103	29.69	28.03	30	0.055	100	0.25	281.03	315	4.32	0.34	0.74	1.08	0.64	4.67	0.03	0.074	0.43	1.85	0.20	vérifier
R103-R104	28.03	27.45	23.6	0.025	100	0.25	329.38	400	3.37	0.42	0.60	1.04	0.56	3.50	0.04	0.060	0.38	1.29	0.22	vérifier
R104-R105	27.45	25.99	30	0.049	100	0.26	291.48	315	4.05	0.32	0.81	1.10	0.68	4.46	0.03	0.081	0.45	1.83	0.22	vérifier
R106-R107	28.8	27.35	18.8	0.077	100	0.01	74.08	315	5.11	0.40	0.02	0.22	0.13	1.12	0.04	0.040	0.31	1.58	0.01	vérifier
R107-R108	27.35	26.8	13	0.042	100	0.02	107.56	315	3.78	0.29	0.06	0.37	0.10	1.41	0.03	0.020	0.21	0.80	0.03	vérifier
R108-R105	26.8	25.99	15	0.054	100	0.03	119.62	315	4.27	0.33	0.08	0.43	0.13	1.85	0.03	0.019	0.12	0.88	0.04	vérifier
R105-R109	25.99	24.8	30	0.040	100	0.26	304.72	400	4.29	0.54	0.49	0.98	0.49	4.22	0.05	0.049	0.34	1.47	0.19	vérifier
R109-R110	24.8	23.99	25	0.032	100	0.27	318.40	400	3.88	0.49	0.55	1.01	0.53	3.93	0.05	0.055	0.37	1.42	0.21	vérifier
R110-R111	23.99	23.35	15	0.043	100	0.27	304.17	400	4.45	0.56	0.48	0.98	0.48	4.37	0.06	0.048	0.34	1.52	0.19	vérifier
R111-R112	23.35	22.33	24	0.043	100	0.27	306.16	400	4.44	0.56	0.49	0.99	0.49	4.38	0.06	0.049	0.35	1.53	0.20	vérifier
R112-R113	22.33	20.8	40	0.038	100	0.28	314.05	400	4.21	0.53	0.53	1.00	0.51	4.23	0.05	0.053	0.36	1.51	0.21	vérifier
R113-R114	20.8	19.6	33.3	0.036	100	0.28	319.30	400	4.09	0.51	0.55	1.02	0.53	4.16	0.05	0.055	0.37	1.50	0.21	vérifier
R115-R116	27.1	25.8	20	0.065	100	0.01	76.52	315	4.68	0.36	0.02	0.23	0.14	1.07	0.04	0.023	0.06	1.07	0.01	vérifier
R116-R117	25.8	25.12	19	0.036	100	0.02	110.99	315	3.48	0.27	0.06	0.39	0.11	1.36	0.03	0.016	0.11	0.64	0.03	vérifier
R117-R118	25.12	24.4	14.7	0.049	100	0.03	121.83	315	4.07	0.32	0.08	0.45	0.13	1.81	0.03	0.016	0.13	0.76	0.04	vérifier
R119-R118	25.8	24.4	16.0	0.087	100	0.01	72.38	315	5.43	0.42	0.02	0.21	0.13	1.15	0.04	0.020	0.21	1.15	0.01	vérifier

R118-R120	24.4	23.1	20	0.065	100	0.04	139.88	315	4.69	0.37	0.12	0.54	0.17	2.52	0.04	0.012	0.16	0.73	0.05	vérifier
R120-R121	23.1	22.3	18.5	0.043	100	0.05	161.73	315	3.82	0.30	0.17	0.65	0.23	2.48	0.03	0.017	0.19	0.74	0.07	vérifier
R121-R122	22.3	21.69	16.1	0.038	100	0.06	175.74	315	3.57	0.28	0.21	0.72	0.26	2.57	0.03	0.021	0.22	0.78	0.08	vérifier
R122-R123	21.69	20.7	28.9	0.034	100	0.07	188.20	315	3.40	0.26	0.25	0.78	0.30	2.64	0.03	0.025	0.24	0.82	0.09	vérifier
R123-R114	20.7	19.6	23.2	0.047	100	0.08	185.13	315	4.00	0.31	0.24	0.76	0.29	3.05	0.03	0.024	0.24	0.94	0.09	vérifier
R114-R66	19.6	18.25	24	0.056	100	0.29	295.42	315	4.36	0.34	0.84	1.11	0.70	4.82	0.03	0.084	0.46	2.00	0.22	vérifier
R66-N115	18.25	15.06	55	0.058	100	0.29	295.34	315	4.42	0.34	0.84	1.11	0.70	4.89	0.03	0.084	0.46	2.03	0.22	vérifier
N115-N116	15.06	12.89	40.3	0.054	100	0.30	301.15	400	5.00	0.63	0.47	0.97	0.47	4.87	0.06	0.047	0.34	1.69	0.19	vérifier
N116-N117	12.89	6.06	86	0.079	100	0.30	281.43	315	5.18	0.40	0.74	1.08	0.64	5.60	0.04	0.074	0.43	2.22	0.20	vérifier
R124-R125	34.16	33.88	25	0.011	100	0.01	123.89	315	1.94	0.15	0.08	0.46	0.14	0.89	0.02	0.170	0.65	1.26	0.04	vérifier
R125-R126	33.88	32.12	40	0.044	100	0.02	116.09	315	3.85	0.30	0.07	0.42	0.12	1.60	0.03	0.012	0.12	0.61	0.04	vérifier
R126-R127	32.12	30.97	20	0.057	100	0.03	125.26	315	4.41	0.34	0.09	0.46	0.14	2.04	0.03	0.014	0.13	0.78	0.04	vérifier
R127-R128	30.97	30.46	16	0.032	100	0.04	153.74	315	3.28	0.26	0.15	0.61	0.21	1.99	0.03	0.025	0.18	0.78	0.07	vérifier
R128-R129	31.51	30.46	16.8	0.063	100	0.05	146.09	315	4.59	0.36	0.13	0.57	0.19	2.61	0.04	0.013	0.17	0.77	0.06	vérifier
R129-R130	30.46	29.4	30	0.035	100	0.05	173.09	315	3.45	0.27	0.20	0.71	0.26	2.44	0.03	0.020	0.21	0.74	0.08	vérifier
R130-R131	29.4	27.94	30	0.049	100	0.06	171.99	315	4.05	0.32	0.20	0.70	0.25	2.84	0.03	0.020	0.21	0.86	0.08	vérifier
R131-R132	27.94	25.5	25	0.098	100	0.07	158.21	315	5.74	0.45	0.16	0.63	0.22	3.62	0.04	0.016	0.19	1.08	0.07	vérifier

R132-R133	25.5	23.76	35	0.050	100	0.08	187.19	315	4.10	0.32	0.25	0.77	0.30	3.17	0.03	0.025	0.24	0.98	0.09	vérifier
R133-R134	23.76	22.3	30	0.049	100	0.09	195.12	315	4.05	0.32	0.28	0.81	0.32	3.28	0.03	0.028	0.25	1.03	0.10	vérifier
R135-R134	22.66	22.3	15	0.024	100	0.01	92.24	315	2.85	0.22	0.04	0.30	0.17	0.86	0.02	0.040	0.31	0.88	0.02	vérifier
R134-R136	22.3	18.14	50	0.083	100	0.11	188.38	315	5.30	0.41	0.25	0.78	0.30	4.13	0.04	0.025	0.24	1.28	0.09	vérifier
R136-R137	18.14	15.75	60	0.040	100	0.11	222.61	315	3.67	0.29	0.40	0.92	0.42	3.39	0.03	0.040	0.31	1.13	0.13	vérifier
R137-R138	15.75	14.11	40	0.041	100	0.12	227.42	315	3.72	0.29	0.42	0.94	0.44	3.50	0.03	0.042	0.32	1.18	0.14	vérifier
R139-R140	30.2	29.62	20	0.029	100	0.01	89.03	315	3.13	0.24	0.03	0.29	0.16	0.89	0.02	0.090	0.47	1.48	0.02	vérifier
R140-R141	29.62	28.41	20	0.061	100	0.02	100.58	315	4.52	0.35	0.05	0.34	0.09	1.54	0.04	0.012	0.09	0.72	0.03	vérifier
R141-R142	28.41	27.09	20	0.066	100	0.03	115.21	315	4.72	0.37	0.07	0.41	0.12	1.94	0.04	0.017	0.12	0.92	0.04	vérifier
R142-R143	27.09	26.68	20	0.021	100	0.03	159.79	315	2.63	0.20	0.16	0.64	0.22	1.68	0.02	0.041	0.19	0.82	0.07	vérifier
R143-R144	26.68	26.5	10	0.018	100	0.04	178.02	315	2.46	0.19	0.22	0.73	0.27	1.80	0.02	0.055	0.22	0.90	0.09	vérifier
R144-R145	26.5	25.61	27	0.033	100	0.05	170.18	315	3.34	0.26	0.19	0.69	0.25	2.30	0.03	0.019	0.21	0.70	0.08	vérifier
R145-R146	25.61	24.08	35	0.044	100	0.06	171.01	315	3.84	0.30	0.20	0.69	0.25	2.67	0.03	0.020	0.21	0.81	0.08	vérifier
R146-R147	24.08	22	50	0.042	100	0.07	181.47	315	3.75	0.29	0.23	0.75	0.28	2.80	0.03	0.023	0.23	0.86	0.09	vérifier
R147-R148	22	20.03	44	0.045	100	0.08	187.07	315	3.89	0.30	0.25	0.77	0.30	3.00	0.03	0.025	0.24	0.93	0.09	vérifier
R148-R149	20.03	17.67	40	0.059	100	0.08	184.79	315	4.46	0.35	0.24	0.76	0.29	3.40	0.03	0.024	0.24	1.05	0.09	vérifier
R149-R150	17.67	16.2	30	0.049	100	0.09	193.12	315	4.07	0.32	0.27	0.80	0.32	3.26	0.03	0.027	0.25	1.02	0.10	vérifier

R150-R138	16.2	14.11	50	0.042	100	0.09	206.03	315	3.76	0.29	0.32	0.86	0.36	3.22	0.03	0.032	0.28	1.04	0.11	vérifier
R138-R151	14.11	13.55	27.4	0.020	100	0.22	324.28	400	3.08	0.39	0.57	1.03	0.54	3.16	0.04	0.057	0.37	1.15	0.22	vérifier
R151-R152	13.55	12.85	42	0.017	100	0.23	339.87	400	2.78	0.35	0.65	1.06	0.59	2.93	0.03	0.065	0.40	1.11	0.24	vérifier
R153-R154	68.46	67.62	37	0.023	100	0.01	77.87	315	2.77	0.22	0.02	0.24	0.04	0.65	0.02	0.040	0.31	0.86	0.01	vérifier
R155-R154	67.93	67.62	19.6	0.016	100	0.01	83.33	315	2.31	0.18	0.03	0.26	0.05	0.60	0.02	0.069	0.41	0.95	0.02	vérifier
R154-R156	67.62	66.38	30.2	0.041	100	0.02	105.21	315	3.72	0.29	0.05	0.36	0.10	1.35	0.03	0.013	0.10	0.64	0.03	vérifier
R157-R158	68.57	68.13	20	0.022	100	0.01	78.33	315	2.73	0.21	0.02	0.24	0.14	0.65	0.02	0.038	0.30	0.82	0.01	vérifier
R158-R156	68.13	66.38	23.0	0.076	100	0.01	80.52	315	5.06	0.39	0.03	0.25	0.24	1.25	0.04	0.026	0.07	1.25	0.01	vérifier
R156-R159	66.38	64.86	30	0.051	100	0.03	131.16	315	4.14	0.32	0.10	0.49	0.15	2.04	0.03	0.019	0.14	0.86	0.05	vérifier
R159-R160	64.86	63.8	25	0.042	100	0.04	143.68	315	3.78	0.29	0.12	0.56	0.18	2.11	0.03	0.012	0.16	0.62	0.06	vérifier
R160-R161	63.8	62.29	40	0.038	100	0.04	154.38	315	3.57	0.28	0.15	0.61	0.21	2.18	0.03	0.015	0.18	0.65	0.07	vérifier
R161-R162	62.29	61.3	15	0.066	100	0.05	145.31	315	4.72	0.37	0.13	0.56	0.19	2.67	0.04	0.013	0.17	0.78	0.06	vérifier
R162-R163	61.3	59.18	30	0.071	100	0.05	149.24	315	4.88	0.38	0.14	0.59	0.20	2.86	0.04	0.014	0.17	0.84	0.06	vérifier
R164-R165	63.4	62.46	20	0.047	100	0.01	67.94	315	3.98	0.31	0.02	0.19	0.12	0.77	0.03	0.020	0.21	0.85	0.01	vérifier
R165-R166	62.46	61.1	15	0.091	100	0.01	77.89	315	5.53	0.43	0.02	0.24	0.24	1.30	0.04	0.008	0.06	0.71	0.01	vérifier
R166-R167	61.1	60.65	12	0.037	100	0.02	107.01	315	3.56	0.28	0.06	0.37	0.10	1.32	0.03	0.030	0.27	0.94	0.03	vérifier
R167-R168	60.65	59.68	25	0.039	100	0.02	118.44	315	3.62	0.28	0.07	0.43	0.13	1.55	0.03	0.015	0.12	0.65	0.04	vérifier

R168-R163	59.68	59.18	15.6	0.032	100	0.03	133.47	315	3.29	0.26	0.10	0.50	0.16	1.66	0.03	0.020	0.15	0.70	0.05	vérifier
R163-R169	59.18	56.8	30	0.079	100	0.08	174.19	315	5.17	0.40	0.21	0.71	0.26	3.68	0.04	0.021	0.22	1.12	0.08	vérifier
R169-R170	56.8	55.6	20	0.060	100	0.09	187.77	315	4.50	0.35	0.25	0.78	0.30	3.49	0.04	0.025	0.24	1.09	0.09	vérifier
R170-R171	55.6	53.86	20	0.087	100	0.09	178.93	315	5.42	0.42	0.22	0.73	0.27	3.98	0.04	0.022	0.22	1.22	0.09	vérifier
R171-R172	53.86	52.4	20	0.073	100	0.10	188.70	315	4.96	0.39	0.26	0.78	0.30	3.87	0.04	0.026	0.24	1.21	0.10	vérifier
R172-R173	52.4	51.04	24	0.057	100	0.10	201.72	315	4.37	0.34	0.31	0.84	0.34	3.67	0.03	0.031	0.27	1.17	0.11	vérifier
R173-R174	51.04	49.6	24	0.060	100	0.11	203.26	315	4.50	0.35	0.31	0.85	0.35	3.80	0.04	0.031	0.27	1.22	0.11	vérifier
R175-R176	60.36	58.74	18	0.090	100	0.01	60.14	315	5.51	0.43	0.01	0.16	0.31	0.89	0.04	0.009	0.14	0.75	0.00	vérifier
R176-R177	58.74	57.4	15	0.089	100	0.01	78.11	315	5.49	0.43	0.02	0.24	0.24	1.30	0.04	0.008	0.06	0.70	0.01	vérifier
R177-R178	57.4	56.56	20	0.042	100	0.02	104.76	315	3.77	0.29	0.05	0.36	0.10	1.36	0.03	0.020	0.21	0.80	0.03	vérifier
R178-R179	56.56	54.02	45	0.056	100	0.02	110.40	315	4.36	0.34	0.06	0.39	0.11	1.69	0.03	0.015	0.11	0.80	0.03	vérifier
R179-R180	54.02	52.4	30	0.054	100	0.03	121.03	315	4.27	0.33	0.08	0.44	0.13	1.88	0.03	0.020	0.13	0.90	0.04	vérifier
R180-R181	52.4	50.57	40	0.046	100	0.03	133.69	315	3.93	0.31	0.10	0.51	0.16	1.99	0.03	0.025	0.15	0.95	0.05	vérifier
R181-R182	50.57	50.4	10	0.017	100	0.04	170.54	315	2.40	0.19	0.20	0.69	0.25	1.66	0.02	0.049	0.21	0.82	0.08	vérifier
R182-R183	52.68	50.4	50	0.046	100	0.04	149.01	315	3.92	0.31	0.14	0.58	0.20	2.29	0.03	0.014	0.17	0.67	0.06	vérifier
R183-R184	50.4	49.8	20	0.030	100	0.08	209.03	315	3.18	0.25	0.34	0.87	0.37	2.77	0.02	0.034	0.28	0.90	0.12	vérifier
R184-R185	49.8	49.72	12	0.007	100	0.09	283.50	315	1.50	0.12	0.76	1.09	0.65	1.63	0.01	0.900	1.12	1.68	0.20	vérifier

R185-R174	49.72	49.6	10	0.012	100	0.09	259.42	315	2.01	0.16	0.60	1.04	0.56	2.09	0.02	0.060	0.38	0.77	0.18	vérifier
R174-R186	49.6	48.68	40	0.023	100	0.21	309.79	400	3.27	0.41	0.51	0.99	0.50	3.25	0.04	0.051	0.35	1.15	0.20	vérifier
R187-R188	69.18	68.4	19.4	0.040	100	0.01	69.94	315	3.69	0.29	0.02	0.20	0.13	0.74	0.03	0.060	0.38	1.42	0.01	vérifier
R188-R189	68.4	67.3	15.7	0.070	100	0.01	81.71	315	4.87	0.38	0.03	0.25	0.15	1.23	0.04	0.020	0.21	1.03	0.01	vérifier
R189-R190	67.3	66.7	15	0.040	100	0.02	105.72	315	3.67	0.29	0.05	0.36	0.10	1.34	0.03	0.020	0.21	0.78	0.03	vérifier
R190-R191	66.7	65.1	30	0.053	100	0.02	111.58	315	4.24	0.33	0.06	0.39	0.11	1.67	0.03	0.016	0.11	0.79	0.03	vérifier
R191-R192	65.1	62.75	50	0.047	100	0.03	124.23	315	3.98	0.31	0.08	0.46	0.14	1.82	0.03	0.021	0.13	0.87	0.04	vérifier
R192-R193	62.75	59.8	50	0.059	100	0.03	127.46	315	4.46	0.35	0.09	0.47	0.15	2.11	0.03	0.009	0.14	0.61	0.05	vérifier
R193-R194	59.8	56.09	66	0.056	100	0.04	136.28	315	4.36	0.34	0.11	0.52	0.17	2.26	0.03	0.011	0.15	0.65	0.05	vérifier
R194-R195	56.09	54.8	20	0.065	100	0.04	139.63	315	4.67	0.36	0.11	0.54	0.17	2.50	0.04	0.011	0.16	0.73	0.05	vérifier
R195-R196	54.8	53.8	15	0.067	100	0.05	145.04	315	4.74	0.37	0.13	0.56	0.19	2.67	0.04	0.013	0.16	0.78	0.06	vérifier
R196-R197	53.8	52.94	14	0.061	100	0.05	153.21	315	4.55	0.35	0.15	0.61	0.21	2.76	0.04	0.015	0.18	0.82	0.06	vérifier
R197-R198	52.94	51.06	30	0.063	100	0.06	158.20	315	4.60	0.36	0.16	0.63	0.22	2.90	0.04	0.016	0.19	0.86	0.07	vérifier
R198-R199	51.06	50.19	15.3	0.057	100	0.06	166.45	315	4.38	0.34	0.18	0.67	0.24	2.95	0.03	0.018	0.20	0.89	0.08	vérifier
R199-R200	50.19	49.59	15	0.040	100	0.07	183.21	315	3.67	0.29	0.24	0.75	0.29	2.77	0.03	0.024	0.23	0.86	0.09	vérifier
R200-R186	49.59	48.68	19.9	0.046	100	0.07	183.66	315	3.93	0.31	0.24	0.76	0.29	2.97	0.03	0.024	0.23	0.92	0.09	vérifier
R186-R201	48.68	45.8	60	0.048	100	0.29	304.10	400	4.72	0.59	0.48	0.98	0.48	4.63	0.06	0.048	0.34	1.61	0.19	vérifier

R201-R202	45.8	44.88	20	0.046	100	0.29	308.62	400	4.62	0.58	0.50	0.99	0.50	4.58	0.06	0.050	0.35	1.61	0.20	vérifier
R202-R203	44.88	44.02	23.6	0.036	100	0.30	324.49	400	4.11	0.52	0.57	1.03	0.54	4.22	0.05	0.057	0.37	1.54	0.22	vérifier
R203-R204	44.02	42.25	20	0.088	100	0.30	276.60	315	5.47	0.43	0.71	1.07	0.62	5.87	0.04	0.071	0.42	2.29	0.20	vérifier
R204-R205	42.25	41.2	18	0.058	100	0.31	301.01	400	5.20	0.65	0.47	0.97	0.47	5.06	0.07	0.047	0.34	1.75	0.19	vérifier
R205-R206	41.2	39.76	20	0.072	100	0.32	293.00	315	4.93	0.38	0.83	1.10	0.69	5.43	0.04	0.083	0.45	2.24	0.22	vérifier
R206-R207	39.76	38.3	17	0.086	100	0.32	284.34	315	5.38	0.42	0.76	1.09	0.65	5.85	0.04	0.076	0.44	2.34	0.21	vérifier
R207-R208	38.3	36.88	20	0.071	100	0.32	295.56	315	4.90	0.38	0.85	1.11	0.70	5.41	0.04	0.085	0.46	2.25	0.22	vérifier
R208-R209	36.88	35.67	17.3	0.070	100	0.33	297.16	315	4.86	0.38	0.86	1.11	0.71	5.39	0.04	0.086	0.46	2.25	0.22	vérifier
R209-R210	35.67	34.2	18	0.082	100	0.33	289.91	315	5.25	0.41	0.80	1.10	0.68	5.76	0.04	0.080	0.45	2.35	0.21	vérifier
R210-R211	34.2	33.75	17	0.026	100	0.33	359.48	400	3.51	0.44	0.75	1.09	0.65	3.80	0.04	0.075	0.43	1.52	0.26	vérifier
R212-R213	48.37	48.08	10	0.029	100	0.01	82.24	315	3.13	0.24	0.03	0.25	0.15	0.80	0.02	0.090	0.47	1.48	0.02	vérifier
R214-R213	48.43	48.08	22.3	0.016	100	0.01	92.26	315	2.30	0.18	0.04	0.30	0.27	0.69	0.02	0.080	0.45	1.03	0.02	vérifier
R213-R215	48.08	47.61	14	0.034	100	0.02	112.83	315	3.37	0.26	0.06	0.40	0.11	1.35	0.03	0.016	0.11	0.64	0.04	vérifier
R215-R216	47.61	46.1	20	0.076	100	0.02	103.78	315	5.05	0.39	0.05	0.36	0.19	1.79	0.04	0.013	0.10	0.84	0.03	vérifier
R216-R217	46.1	44.95	21.2	0.054	100	0.02	116.97	315	4.28	0.33	0.07	0.42	0.12	1.80	0.03	0.018	0.12	0.85	0.04	vérifier
R217-R218	44.95	43.8	18	0.064	100	0.03	119.28	315	4.64	0.36	0.08	0.43	0.13	2.01	0.04	0.019	0.12	0.95	0.04	vérifier
R219-R220	48.3	47.68	17	0.036	100	0.01	78.78	315	3.51	0.27	0.02	0.24	0.14	0.84	0.03	0.040	0.31	1.09	0.01	vérifier

R220-R221	47.68	46.28	25	0.056	100	0.01	84.64	315	4.35	0.34	0.03	0.27	0.15	1.15	0.03	0.020	0.21	0.92	0.02	vérifier
R221-R222	46.28	44.9	19	0.073	100	0.01	89.79	315	4.95	0.39	0.04	0.29	0.16	1.43	0.04	0.009	0.08	0.67	0.02	vérifier
R222-R223	44.9	44.4	15	0.033	100	0.02	112.98	315	3.35	0.26	0.07	0.40	0.11	1.34	0.03	0.016	0.11	0.64	0.04	vérifier
R223-R218	44.4	43.8	18	0.033	100	0.02	120.97	315	3.35	0.26	0.08	0.44	0.13	1.48	0.03	0.020	0.13	0.70	0.04	vérifier
R218-R224	43.8	43.27	17.8	0.030	100	0.05	174.08	315	3.18	0.25	0.21	0.71	0.26	2.26	0.02	0.021	0.22	0.69	0.08	vérifier
R224-R225	43.27	41.8	24	0.061	100	0.05	155.91	315	4.55	0.35	0.15	0.62	0.21	2.81	0.04	0.015	0.18	0.84	0.07	vérifier
R225-R226	41.8	39.6	35	0.063	100	0.06	158.73	315	4.61	0.36	0.16	0.63	0.22	2.92	0.04	0.016	0.19	0.87	0.07	vérifier
R227-R228	40.3	39.7	20	0.030	100	0.01	95.14	315	3.18	0.25	0.04	0.31	0.17	1.00	0.02	0.030	0.27	0.84	0.02	vérifier
R228-R226	39.7	39.6	10	0.010	100	0.01	130.22	315	1.84	0.14	0.10	0.49	0.15	0.90	0.01	0.200	0.70	1.29	0.05	vérifier
R226-R229	39.6	38	40	0.040	100	0.06	176.51	315	3.67	0.29	0.21	0.72	0.27	2.65	0.03	0.021	0.22	0.81	0.08	vérifier
R230-R231	38.81	38.17	25	0.026	100	0.01	84.19	315	2.94	0.23	0.03	0.26	0.15	0.77	0.02	0.028	0.26	0.75	0.02	vérifier
R231-R229	38.17	38	10	0.017	100	0.01	117.89	315	2.40	0.19	0.07	0.43	0.12	1.02	0.02	0.059	0.38	0.91	0.04	vérifier
R229-R232	38	37.63	27.1	0.014	100	0.08	236.71	315	2.15	0.17	0.47	0.97	0.47	2.09	0.02	0.090	0.47	1.02	0.15	vérifier
R232-R233	37.63	36.7	32	0.029	100	0.08	208.75	315	3.13	0.24	0.33	0.87	0.37	2.72	0.02	0.033	0.28	0.88	0.12	vérifier
R233-R234	36.7	34.5	35	0.063	100	0.09	186.14	315	4.61	0.36	0.25	0.77	0.29	3.54	0.04	0.025	0.24	1.10	0.09	vérifier
R234-R211	34.5	33.75	11	0.068	100	0.10	188.49	315	4.80	0.37	0.25	0.78	0.30	3.74	0.04	0.025	0.24	1.16	0.10	vérifier
R235-R211	34.28	33.75	23.3	0.023	100	0.01	86.12	315	2.77	0.22	0.03	0.27	0.16	0.75	0.02	0.083	0.45	1.26	0.02	vérifier

R211- R236	33.75	31.94	25	0.072	100	0.44	331.08	400	5.80	0.73	0.61	1.04	0.56	6.03	0.07	0.061	0.39	2.24	0.23	vérifier
R236- R237	31.94	30.45	18	0.083	100	0.45	324.73	400	6.20	0.78	0.57	1.03	0.55	6.37	0.08	0.057	0.38	2.33	0.22	vérifier
R237- R238	30.45	29.42	15	0.069	100	0.45	338.21	400	5.65	0.71	0.64	1.05	0.59	5.94	0.07	0.064	0.40	2.24	0.23	vérifier
R238- R239	29.42	28.43	16	0.062	100	0.46	347.77	400	5.36	0.67	0.69	1.07	0.61	5.72	0.07	0.069	0.41	2.21	0.25	vérifier
R239- R240	28.43	26.9	24	0.064	100	0.47	347.72	400	5.44	0.68	0.69	1.07	0.61	5.81	0.07	0.069	0.41	2.25	0.25	vérifier
R241- R242	31.18	30.37	20.6	0.039	100	0.01	77.67	315	3.64	0.28	0.02	0.23	0.14	0.85	0.03	0.013	0.17	0.61	0.01	vérifier
R242- R243	30.37	29.46	20	0.046	100	0.01	98.02	315	3.92	0.31	0.04	0.33	0.18	1.28	0.03	0.012	0.16	0.63	0.03	vérifier
R243- R244	29.46	28.39	15.3	0.070	100	0.02	105.31	315	4.86	0.38	0.05	0.36	0.10	1.76	0.04	0.009	0.14	0.66	0.03	vérifier
R244- R240	28.39	26.9	19.5	0.077	100	0.03	115.31	315	5.08	0.40	0.07	0.41	0.12	2.10	0.04	0.009	0.14	0.69	0.04	vérifier
R240- R245	26.9	25.6	18	0.072	100	0.51	348.67	400	5.79	0.73	0.69	1.07	0.62	6.19	0.07	0.069	0.41	2.40	0.25	vérifier
R246- R247	27.64	26.42	25	0.049	100	0.01	74.60	315	4.06	0.32	0.02	0.22	0.13	0.90	0.03	0.020	0.21	0.86	0.01	vérifier
R247- R245	26.42	25.6	20	0.041	100	0.01	89.73	315	3.72	0.29	0.04	0.29	0.16	1.07	0.03	0.030	0.27	0.99	0.02	vérifier
R245- R248	25.6	24	21	0.076	100	0.52	348.64	400	5.95	0.75	0.69	1.07	0.62	6.36	0.07	0.069	0.41	2.47	0.25	vérifier
R248- R249	24	22.28	25	0.069	100	0.52	356.25	400	5.65	0.71	0.74	1.08	0.64	6.11	0.07	0.074	0.43	2.41	0.26	vérifier
R249- R250	22.28	19.4	55	0.053	100	0.53	374.66	400	4.97	0.62	0.84	1.11	0.70	5.50	0.06	0.084	0.46	2.28	0.28	vérifier
R251- R252	26.64	26.3	26.11	0.013	100	0.01	111.26	315	2.10	0.16	0.06	0.39	0.11	0.82	0.02	0.100	0.50	1.05	0.03	vérifier
R252- R253	26.3	25.6	31	0.039	100	0.01	101.04	315	3.61	0.28	0.05	0.34	0.19	1.24	0.03	0.020	0.21	0.77	0.03	vérifier

R253-R254	25.1	24.5	13	0.042	100	0.02	108.04	315	3.78	0.29	0.06	0.38	0.10	1.42	0.03	0.014	0.11	0.67	0.03	vérifier
R254-R255	24.55	23.5	20	0.055	100	0.02	110.13	315	4.31	0.34	0.06	0.39	0.11	1.67	0.03	0.015	0.11	0.79	0.03	vérifier
R255-R256	23.45	22.4	20	0.052	100	0.02	117.71	315	4.21	0.33	0.07	0.42	0.12	1.79	0.03	0.018	0.12	0.85	0.04	vérifier
R256-R257	22.4	20.8	26.4	0.061	100	0.03	120.45	315	4.52	0.35	0.08	0.44	0.13	1.98	0.04	0.019	0.12	0.94	0.04	vérifier
R257-R258	20.8	20.6	10	0.021	100	0.03	153.58	315	2.66	0.21	0.15	0.61	0.21	1.62	0.02	0.037	0.18	0.79	0.07	vérifier
R258-R259	20.59	20.3	12	0.024	100	0.04	161.28	315	2.86	0.22	0.17	0.65	0.23	1.85	0.02	0.042	0.19	0.91	0.07	vérifier
R259-R260	20.3	20.2	20	0.003	100	0.04	253.91	315	1.01	0.08	0.56	1.02	0.54	1.03	0.01	0.188	0.37	0.69	0.17	vérifier
R260-R261	20.24	19.8	14	0.031	100	0.05	172.47	315	3.26	0.25	0.20	0.70	0.26	2.29	0.03	0.020	0.21	0.69	0.08	vérifier
R262-R261	21.29	19.8	33	0.045	100	0.01	75.69	315	3.90	0.30	0.02	0.23	0.14	0.88	0.03	0.030	0.27	1.03	0.01	vérifier
R261-R250	19.8	19.4	12	0.037	100	0.06	174.87	315	3.56	0.28	0.21	0.71	0.26	2.54	0.03	0.021	0.22	0.77	0.08	vérifier
R250-C1	19.35	19.2	11	0.014	100	0.59	505.22	630	3.41	1.06	0.56	1.02	0.53	3.47	0.11	0.056	0.37	1.26	0.34	vérifier
C1-C2	19.2	19	15	0.011	100	0.59	523.05	630	3.10	0.97	0.61	1.04	0.57	3.23	0.10	0.061	0.39	1.20	0.36	vérifier
C2-C3	19.03	18.8	20	0.012	100	0.59	521.62	630	3.13	0.97	0.04	0.31	0.17	0.98	0.10	0.041	0.09	0.98	0.05	vérifier
C3-C4	18.8	18.3	24	0.023	100	0.59	458.36	500	3.78	0.74	0.05	0.34	0.19	1.29	0.07	0.016	0.09	0.71	0.04	vérifier
C4-C5	18.25	17.8	24	0.019	100	0.59	475.94	500	3.42	0.67	0.04	0.31	0.17	1.07	0.07	0.020	0.09	0.73	0.04	vérifier
C5-C6	17.8	17.1	23	0.029	100	0.59	438.20	500	4.27	0.84	0.06	0.38	0.10	1.62	0.08	0.019	0.11	0.89	0.05	vérifier
C6-C7	17.13	16.8	30	0.011	100	0.59	525.99	630	3.06	0.95	0.04	0.31	0.17	0.94	0.10	0.030	0.27	0.81	0.04	vérifier

C7-C8	16.8	15.8	29	0.034	100	0.59	424.56	500	4.64	0.91	0.07	0.41	0.12	1.89	0.09	0.011	0.12	0.72	0.06	vérifier
C8-C9	15.8	14.9	34.6	0.026	100	0.59	447.48	500	4.03	0.79	0.05	0.36	0.10	1.46	0.08	0.018	0.10	0.80	0.05	vérifier
C9-C10	14.9	14.1	51	0.017	100	0.59	486.57	500	3.23	0.63	0.04	0.30	0.17	0.95	0.06	0.018	0.08	0.65	0.03	vérifier
C10-C11	14.05	13.6	42.7	0.011	100	0.59	530.14	630	3.00	0.93	0.04	0.30	0.17	0.90	0.09	0.030	0.27	0.79	0.04	vérifier
C11-R152	13.6	12.9	34	0.022	100	0.59	461.65	500	3.71	0.73	0.05	0.33	0.18	1.24	0.07	0.015	0.09	0.68	0.04	vérifier
R152-C13	12.85	12.2	42	0.015	100	0.82	557.33	630	3.63	1.13	0.05	0.36	0.19	1.29	0.11	0.017	0.10	0.71	0.06	vérifier
C13-C14	12.2	11.8	36	0.011	75	0.82	660.62	800	2.70	1.36	0.04	0.30	0.17	0.81	0.14	0.037	0.08	0.81	0.05	vérifier
C14-C15	11.8	11.4	38	0.008	75	0.82	695.86	800	2.35	1.18	0.03	0.26	0.15	0.62	0.12	0.030	0.27	0.62	0.04	vérifier
C15-C16	11.48	10.9	41	0.014	100	0.82	570.54	630	3.41	1.06	0.05	0.34	0.19	1.15	0.11	0.016	0.09	0.63	0.05	vérifier
C16-C17	10.92	10.6	34	0.008	75	0.82	703.56	800	2.29	1.15	0.03	0.26	0.15	0.59	0.11	0.030	0.21	0.61	0.04	vérifier
C17-C18	10.65	9.8	44	0.019	75	0.82	595.54	630	3.04	0.95	0.04	0.30	0.17	0.93	0.09	0.019	0.08	0.64	0.04	vérifier
C18-C19	9.8	9.25	38	0.014	75	0.82	628.67	800	3.09	1.55	0.05	0.34	0.18	1.04	0.16	0.023	0.09	0.71	0.07	vérifier
C19-C20	9.25	8.8	47	0.010	75	0.82	679.31	800	2.51	1.26	0.03	0.28	0.16	0.70	0.13	0.033	0.21	0.70	0.05	vérifier
C20-C21	8.8	8.68	10	0.012	75	0.82	651.15	800	2.81	1.41	0.04	0.31	0.27	0.87	0.14	0.020	0.14	0.62	0.06	vérifier
C21-C22	8.68	8.03	41	0.016	100	0.82	554.82	630	3.67	1.14	0.05	0.36	0.10	1.32	0.11	0.018	0.10	0.73	0.06	vérifier
C22-C23	8.03	7.48	42	0.013	100	0.82	575.07	630	3.34	1.04	0.05	0.33	0.18	1.10	0.10	0.015	0.09	0.61	0.05	vérifier
C23-N117	7.48	6.06	45	0.032	100	0.82	487.64	500	4.44	0.87	0.06	0.39	0.11	1.74	0.09	0.013	0.11	0.73	0.06	vérifier
N117-DVO	6.06	5.69	22	0.017	75	1.21	708.65	800	3.33	1.67	0.05	0.36	0.10	1.20	0.17	0.053	0.10	1.20	0.08	vérifier

ANNEXE IV :

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

KCMIL 09042NA-E

Caractéristiques requises

Débit	40 l/s
Hauteur de refoulement	16.5 m
Fluide	Eaux usées
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	43.3 l/s
Hauteur de refoulement	17 m
Puissance absorbée	9.97 kW
Rendement	72.7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	28.6 m
Orif. de refoulement	150 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	Monocanal
Passage libre	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	11.2 kW
Courant nominal	23.3 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

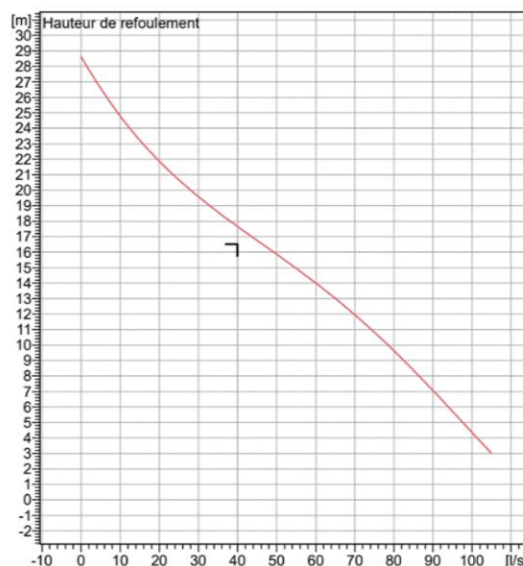
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	168 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carbure de silicium/Alumine
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. côté moteur	Graphite/Stéatite
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m



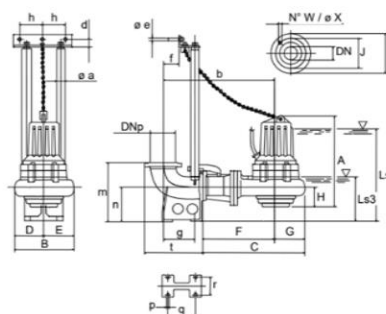
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 715
B = 439
b = 758
C = 718
D = 240
d = 35
DN = PN16
DNp = PN16
E = 199
F = 498
f = 75
g = 201
G = 220
H = 136
h = 158
J = 240
K = 285
Ls1 = 790
Ls3 = 350
m = 435
n = 235
øa* = 2
øe = 12.5
øX = 22
p = 19
q = 214
r = 194



Notes:

Date
22.09.2025

Page
1

Offre n°

Pos.N°

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

- Caractéristiques techniques de la première station

KCMFL 09022NC-E

Caractéristiques requises

Débit	40 l/s
Hauteur de refoulement	25.9 m
Fluide	Eaux usées
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	21.3 l/s
Hauteur de refoulement	26.4 m
Puissance absorbée	8.34 kW
Rendement	65.4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	46 m
Orif. de refoulement	80 mm
Installation	Installation fixe immergée DN80/PN10
Roue	Monocanal
Passage libre	55 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	9.2 kW
Courant nominal	18 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

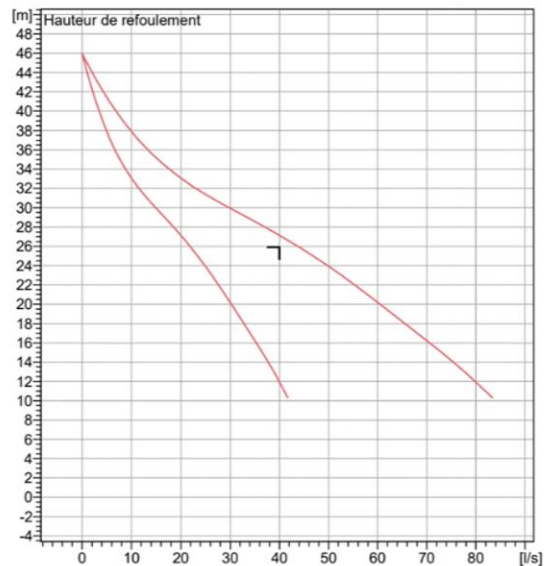
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	135 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carbure de silicium/Alumine
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. côté moteur	Graphite/Stéatite
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m



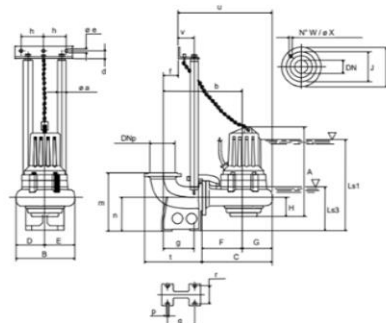
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 670
B = 338
b = 553
C = 498
D = 180
d = 35
DN = PN10
DNp = PN10
E = 158
F = 325
f = 48
G = 173
g = 181
h = 130
H = 93
J = 160
K = 200
Ls1 = 622
Ls3 = 267
m = 320
n = 180
øa" = 2
øe = 12.5
øX = 18
p = 18
q = 156
r = 110



Notes:

Date 22/09/2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

- Caractéristiques techniques de la deuxième station

KCMFL 07522NE-E**Caractéristiques requises**

Débit	40 l/s
Hauteur de refoulement	21.8 m
Fluide	Eaux usées
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	21.3 l/s
Hauteur de refoulement	22.2 m
Puissance absorbée	7.14 kW
Rendement	65%
Hauteur manométrique H(Q=0)	40.7 m
Orif. de refoulement	80 mm
Installation	Installation fixe immergée DN80/PN10
Roue	Monocanal
Passage libre	55 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	7.5 kW
Courant nominal	15.5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

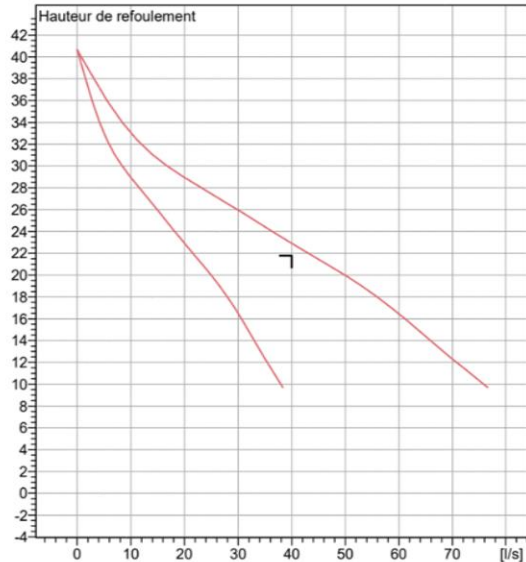
Démarrages / h max.	15
Température max. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	128 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carbure de silicium/Alumine
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. côté moteur	Graphite/Stéatite
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m

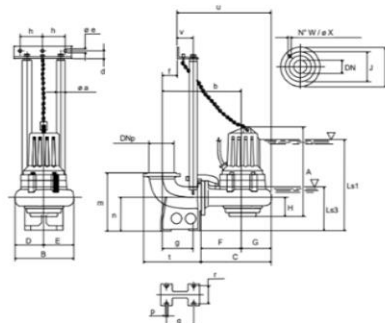
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 670
B = 338
b = 553
C = 498
D = 180
d = 35
DN = PN10
DNp = PN10
E = 158
F = 325
f = 48
G = 173
g = 181
h = 130
H = 93
J = 160
K = 200
Ls1 = 622
Ls3 = 267
m = 320
n = 180
øa" = 2
øø = 12.5
øX = 18
p = 18
q = 156
r = 110



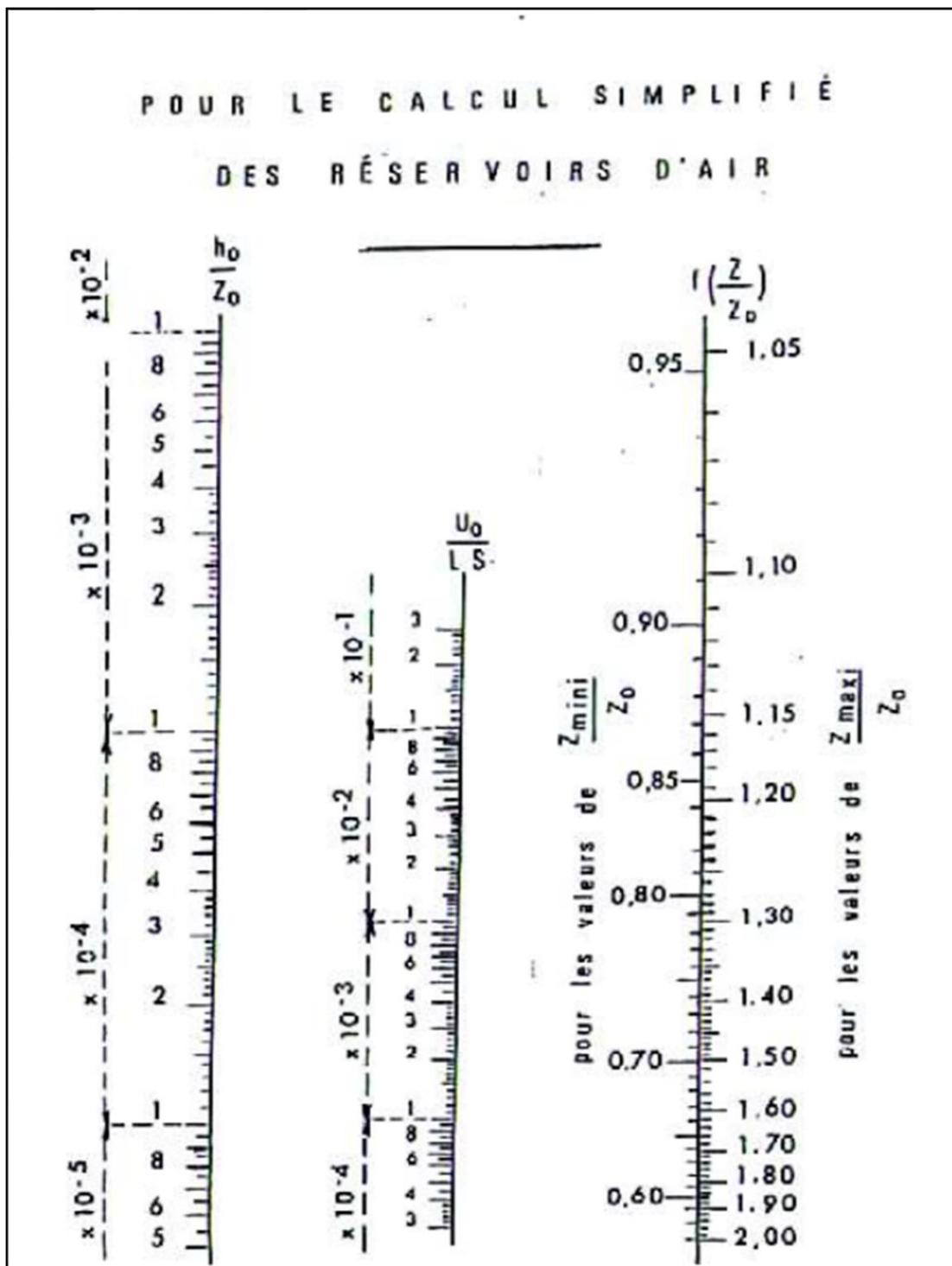
Notes:

Date 22/09/2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

- Caractéristiques techniques de la troisième station

ANNEXE V :



- Abaque de Vibert