

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرابوي"

1978

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Etude du réseau d'assainissement du pôle urbain Ain Djerda
Draa Essamar (w.Medea)**

Présenté par :

Mr BOUDALI AYOUB ABDESSAMED

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

KHETTAL TAHAR

Pr

Président

KADI LATIFA

M.A.A

Examineur

BAGHRICH LILIA

M.C.B

Examineur

MEDDI HIND

Pr

Promotrice

Session septembre 2021

DEDICACE

Nous dédions ce modeste travail à :

En premier lieu ceux que personne ne peut compenser les sacrifices qu'ils ont consentis pour notre éducation et notre bien-être à nos parents qui se sont sacrifiés pour nous prendre en charge tout au long de notre formation et qui sont l'origine de notre réussite que dieu les garde et les protèges.

A notre famille et nos chers amis qui nous ont accordé leur soutien dans les instants les plus difficiles.

Tous nos formateurs et toute l'équipe pédagogique et administrative de ENSH pour l'aide qu'ils ont toujours porté aux étudiants.

Toute personne qui de près ou de loin a participé à notre formation.

Une spéciale dédicace à :

- MON PÈRE
- MA MÈRE
- Mes frères(younes et oussama)
- tous la families boudali

A toute personne fait tout pour atteindre son rêve.

✓ Boudali ayoub abdelssamed

REMERCIEMENT :

Je tiens à remercier dans un premier temps Dieu le tout puissant de m'avoir donné la volonté et le courage pour réaliser ce travail.

Ensuite je tiens à remercier Ma promotrice Mme hind meddi pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à remercier aussi :

- *Dr B. Salah, enseignant à l'E.N.S.H, pour toutes ses efforts durant le semestre et pour son aide et son orientation.*
- *L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*
- *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- *Le corps enseignant et les étudiants de l'ENSH*
- *Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

ملخص:

تهدف هذه المذكرة أساساً لتصميم شبكة الصرف الصحي بالنسبة لقطب الحضري الجديد عين جردة في مدينة ذراع السمار ولاية المدية، في إطار انشاء مدينة مثالية لبيئة سليمة اخترنا نظام موحد لتصريف مياه حيث يقوم الأنبوب نفسه بحمل الفضلات السائلة المنزلية والتجارية فضلاً عن المياه السطحية من مياه السيول والأمطار ونقلها الي حوض التطهير من اجل تخفيض درجة تلوث في المحيط و البيئة .
لقد تطرقنا في هذه المذكرة الي كل الجوانب التقنية والتقييمية للمشروع من الناحية التكلفة و الكمية و ذلك في إطار انجاز المشروع بأقل تكلفة.

Résume :

Ce mémoire vise principalement à dimensionner d'un réseau d'assainissement pour le nouveau pôle urbain d'Ain djerda dans la ville de Draa El Semar wilaya de Médéa, dans le cadre de réalisation d'une ville idéale pour un environnement sain, nous avons choisi un système unitaire pour l'évacuation des eaux, où le même tuyau transporte les déchets liquides domestiques et commerciaux , ainsi que les eaux de surface provenant des eaux torrentielles et pluviales Et transportées vers le bassin de décantation afin de réduire le degré de pollution vers l'environnement.

Dans Ce mémoire, nous avons entamé tous les aspects techniques et évaluatifs du projet en termes de coût et de quantité, dans le cadre de la réalisation du projet au moindre coût.

Abstract :

This research mainly aims at design of a sanitation network for the new urban pole of Ain djerda in the city of Draa El Semar wilaya of Médéa, as part of the realization of an ideal city for a healthy environment, we have chosen a unitary system for the evacuation of water, where the same pipe transports domestic and commercial liquid waste, as well as surface water from torrential and rainwater and transported to the decantation basin in order to reduce the degree of pollution towards environment.

In this note, we have used all the technical and evaluative aspects of the project in terms of cost and quantity, in the context of carrying out the project at the lowest cost.

Table des matières

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	15
I Situation géographique :	15
I.1 Localisation de la zone d'étude:.....	16
I.2 Limites de la zone d'étude :	16
□ Situation topographique :	17
□ Situation géologique:.....	17
□ .1 Sismicité:	17
□ Situation Climatique :	18
□.1 Le climat :	18
□.2 Les températures :	18
□.3 Humidité :	19
□.4 Vent :	19
□.5 La pluviométrie :	19
□ .SITUATION HYDRAULIQUE :	20
□.1 Réseau d'assainissement :	20
□.2 Réseau d'AEP :	20
□ .Les équipements:.....	20
□.1 Equipements domestique :	21
□.2 Sport et loisir :	21
□.3Culte :	21
□.4Equipement éducatif:.....	21
□.5 Equipements administratif :	21
□.6 Equipement sanitaire:	21
□.7 Protection civile :	22
□.8Equipment publique :	22
Conclusion:.....	22

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction :	24
□ Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement :	24
□.1 Analyse des données statistiques :	24
□.2 Homogénéisation des données :	26

□ Etude des précipitations maximales journalières :	28
□.1 Caractéristiques empiriques de la série :	29
□.2 Ajustement de la série :	30
□.3 Ajustement à la loi de Gumbel :	31
□.3 Ajustement à la loi GEV :	32
□.4 Choix de la loi d'ajustement :	34
□.5 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	36
□ Intensité moyenne maximale :	38
Conclusion :	38

CHAPITRE III : Calcul de base

Introduction :	39
□ .Situation démographique :	39
□.Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :	39
□ .Système d'évacuation des eaux :	40
□ . 1 Les différents systèmes d'assainissement :	40
III.1.1. Le système unitaire :	40
III.1.2. Le système séparatif :	42
III.1.3. Le système pseudo-séparatif :	43
III.1.4. Système mixte :	43
III.1.5. Système autonome :	43
III.1.6. Système composite :	43
III.2. Le choix du système d'assainissement :	43
□.Schéma d'évacuation des eaux :	44
□.1 Les différents schémas d'assainissement :	44
□.1.1 Schéma perpendiculaire :	44
□.1.2 Schéma par déplacement latéral :	45
□.1.3 Schéma transversal ou oblique :	45
□.1.4 Schéma par zones étagées :	45
□.1.5 Schéma radial :	46
□.1.6 Le choix du schéma d'évacuation :	46
□ . Le coefficient de ruissellement :	46
V.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :	46
V.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :	48
□ .calcul de la population pour chaque sous bassin :	50
□.1 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	50
□.1.1 Coefficient de ruissellement pondéré:	50
□.1.2 Calcul de la densité partielle:	50
Conclusion :	51

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction :	53
□ .Origine et nature des eaux à évacuer :	53
I.1. Les eaux usées :	53
I.1.1. Les eaux usées domestiques :	53
I.1.2 Les eaux usées des services publics :	53
I.1.3. Les eaux usées industrielles :	54
I.1.4. Les eaux parasites :	54
I.2. Les eaux pluviales :	55
□ .Estimation des débits des eaux usées :	55
□.1 Débits des eaux usées domestiques :	55
II.1.1. Débit moyen journalier :	56
II.1.2 Débit de pointe :	56
II.2 Débits des eaux usées des établissements publics :	57
II.2.1. Débit moyen journalier :	57
II.2.2. Débit de pointe :	57
II.3 Débits totaux des eaux usées à évacuer :	59
III. Estimation des débits des eaux pluviales :	60
III.1. La méthode rationnelle :	60
III.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité	61
III.1.2. Validité de la méthode rationnelle :	61
III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :	61
III.1.4. Temps de concentration :	62
III.1.5. Critique de la méthode rationnelle.....	63
III.2. La méthode superficielle :	63
III.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :	64
III.2.2. Validité de la méthode superficielle	65
III.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence :	65
III.2.4. Critique de la méthode superficielle :	66
III .3 Choix de la méthode :	67
III .4 Calcul des débits pluviaux :	67
Conclusion :	68

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :	70
□ .Principe de conception d'un système d'assainissement :	70
□ .1 Conditions d'implantation des réseaux :	70

□ .2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :.....	70
□ .4 Hypothèse de calcul :	71
□. Mode de dimensionnement des canalisations :	71
□.1 Base de calcul :	71
□.2 Formule de MANNING-STRICKLER :	72
□ Résultats du dimensionnement :	74
Conclusion:.....	74

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Introduction :	76
VI Ouvrages principaux :	76
VI.1 Canalisations :	77
VI.1.1. Matériau des canalisations :	77
VI.1.2. Choix du type de canalisation :	78
VI.1.3. Les joints des conduites en béton :	78
VI.1.4. Différentes actions supportées par la conduite :	80
VI.1.5. Protection des conduites :	81
VI.1.6. Essais des tuyaux préfabriqués :	82
VI.2. Ouvrages annexes :	83
VI.2.1. Ouvrages normaux :	83
VI.2.1.1. Branchements :	83
VI.2.1.3. caniveaux :	84
VI.2.1.4. Bouches d'égout :	84
VI.3.1.3. Les regards :	85
VI.3.2. Les ouvrages spéciaux :	87
VI.3.2.1. Les déversoirs d'orage	87
VI.3.2.2. Emplacement des déversoirs d'orage :	87
VI.3.2.3. Les types des déversoirs :	88
VI.3.2.3 1-Dimensionnement des déversoirs d'orage :	92
VI .3.2.3.2 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage :	95
□ . Calcule des pertes de charges:.....	98
□ Bassin de décantation :	100
VI. 1-introduction :	100
□.2 différent type de bassin de décantation :	100
VI.2.1. bassin de décantation circulaire :	100
VI.2.2 : bassin de décantation rectangulaire :	101
VI .3 Choix du procédé pour notre projet :	101

□.4 Dimensionnement du bassin de décantation :	102
VI 5. Charges polluantes :	103
VI .6.Calcul des charges polluantes élimine :	103

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Conclusion :	104
Introduction :	106
□ . Les étapes de réalisation du projet :	106
□.1 Manutention et stockage des conduites :	106
□.1.1 Manutention :	106
□.1.2 Stockage :	106
□.2 Décapage de la terre végétale :	106
□.3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards :	107
□.4 Aménagement du lit de sable :	107
□.5 Emplacement des piquets :	107
□.6 Pose des canalisations :	107
□.7 Assemblage des canalisations :	108
□.8 Essai d'étanchéité :	108
□.9 Réalisation des regards :	108
□.10 Réalisation des branchements :	109
□.11 Remblayage et compactage :	109
□ Choix des engins :	109
III. Détermination des différents volumes des travaux :	112
III.1. Volume du décapage de la couche végétale :	112
III.2. Volume du déblai des tranchées :	112
III.3. Volume occupé par le lit de sable :	113
III.4. Volume occupé par les conduites :	113
III.5. Volume de l'enrobage :	113
III.6. Volume du remblai de protection :	113
III.7. Volume excédentaire :	114
□ Devis quantitatif et estimatif :	114
Conclusion :	115

Conclusion générale

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I 1: Humidités moyennes mensuelles (2006-2010)	19
Tableau I 2 : pluie mensuelle.....	20
Tableau I 3 : Equipements de sport	21
Tableau I 4 :Equipements de culte	21
Tableau I 5 : Equipements éducatifs	21

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II 1:identification de la station de Médea.....	25
Tableau II 2:La série pluviométrique (station de Médea)1976-2015	25
Tableau II 3:Résultats du test de la médiane	27
Tableau II 4:Calcul des paramètres du test de la médiane	27
Tableau II 5:Les caractéristiques de la série pluviométrique	30
Tableau II 6:Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel (Hufran)	32
Tableau II 7:Résultat de l'ajustement a la loi de GEV :	33
Tableau II 8:Résultat du pearson χ^2	35
Tableau II 9:Pluies de courte durée de différentes periods de retour et leurs intensités.....	37

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau III 2:Avantages et inconvénients du système unitaire	41
Tableau III 3:Avantages et inconvénients du système séparatif.....	42
Tableau III 4:Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	47
Tableau III 5:Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	47
Tableau III 6:Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	48
Tableau III 7:Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.....	48
Tableau III 8:Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin.....	48
Tableau III 9:Surfaces des sous bassins, et mode d'occupation de sol.	49
Tableau III 10:nombre d'habitants	51
Tableau III 11:Nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	51

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

tableau IV 1:Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.....	57
tableau IV 2:Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin.....	58
tableau IV 3:Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.....	59
tableau IV 4:Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot	66
tableau IV 5:Débits totaux des eaux pluviales à évacuer	67

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

tableau VI 1 : diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites.....	77
tableau VI 2:Caractéristiques du tuyau en béton armé	81
tableau VI 3:Les valeurs de e et d	97
tableau VI 4:Calcul des débits totaux (horizon 2021, 2041)	102

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Tableau VII 1:Devis estimatif des couts des projets	114
---	-----

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I 1 : carte géographique de la commune de draaa essamar	15
Figure I 2 Localisation de la zone d'étude	16
Figure I 3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie	18

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Figure II 1 : le cycle de l'eau.....	24
Figure II 2 : graphique des observation sur le papier normal.....	30
Figure II 3 : Ajustement graphique a la loi de Gumbel.....	32
Figure II 4 : Ajustement graphique a la loi de GEV.....	34
Figure II 5 : Ajustement graphique à la loi de GEV et Gumbel.....	35

CHAPITRE III : Calcul de base

Figure III 1:découpage de la zone d'étude.....	40
Figure III 2:schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.....	41
Figure III 3:schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	42
Figure III 4:Schéma perpendiculaire.....	44
Figure III 5:Schéma par déplacement latéral.....	45
Figure III 6:Schéma à collecteur transversal ou oblique	45

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Figure VI 1:Différents type de joints.....	80
Figure VI 2: Branchements	83
Figure VI 3:Bouches d'égout	84
Figure VI 4:Emplacement des bouches d'égouts.....	85
Figure VI 5:Déversoir latéral double.....	91
Figure VI 6:Déversoir avec ouverture de radier.....	91
Figure VI 7:Principe du déversement siphonide	91
Figure VI 8:Bassin circulaire.....	100
Figure VI 9:Bassin rectangulaire.....	101

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Figure VII 1:pose de lit de sable.....	107
Figure VII 2: Niveleuse.....	110
Figure VII 3:Bulldozer	110
Figure VII 4:Pelle équipée en rétro	111
Figure VII 5: Chargeuse.....	111
Figure VII 6:Compacteur à rouleaux.....	112

Liste des planches

Planche n°1/4 : Plan de masse pole urbaine

Planche n°2/4 : levé topographique de pole urbaine

Planche n°3/4 : Tracé du réseau projeté du pole urbaine

Planche n°4/4 : Profile en long du collecteur principal

Liste des annexes

Annexe 1: Le calcul hydraulique.

Annexe 2:

Abaque N°1 : Dimensionnement du réseau d'assainissement.

Abaque N°2 : Variation de la vitesse en fonction de la hauteur de remplissage

Abaque N°3 : : vitesse de décantation des particules sphérique dans l'eau calme de la temperature de 10°C

Introduction générale

L'assainissement vise à assurer l'évacuation et le traitement des eaux usées et des excréments en minimisant les risques pour la santé et pour l'environnement.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants.

Ces derniers se produisent par une augmentation permanente du volume des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

Nous avons donc rédigé un mémoire sur l'étude du réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain AIN DJERDA la commune de DRAA ESSAMAR wilaya de MEDEA .

Dans notre travail nous avons entamé l'évaluation des différents débits usés et pluviaux et tracé de réseau d'évacuation et assurer une évacuation de ces eaux en dehors de la ville et leurs rejets qui nuisent à l'environnement.

Tout d'abord on présentera en premier lieu les caractéristiques de notre pôle urbaine puis nous allons aborder l'étude hydrologique et déterminer l'intensité maximal pour une période de retour $T=10$ ans, et par la suite le dimensionnement du système d'évacuation et Ils dépendent en effet, du type d'habitat, et la topographie du site (système gravitaire ou non), de la nature des effluents concernés (système séparatif, unitaire ou mixte), de la nature du sous-sol...etc., et tout ça en respectant les normes de calcul.

la gestion et la maintenance des réseaux d'assainissement devront être une tâche permanente dans le but de s'assurer du bon fonctionnement du réseau.

Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE I :

Introduction :

La présentation de la zone d'étude est une étape important dans le domaine hydraulique et assainissement, dans ce chapitre nous allons présenter tous les caractéristiques géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique, dans le but de connaitre tous les facteurs qui influents sur le projet.

I Situation géographique :

Le nouveau pol de Ain Djerda se trouve aux center de La commune de Draa Smar qui est située à l' Ouest de la ville de Médéa, ses limites sont:

- Au Nord : par la commune de Tamezguida
- Au Nord-Ouest : par la commune de Oued Harbil.
- A l'Est : par la commune de Médéa
- Au Sud :les communes de Tizi Mehdi et Oued harbil



Figure I 1 : carte géographique de la commune de draaa essamar

Source : ADE MEDEA (2020)

I.1 Localisation de la zone d'étude:

La commune de Draa Essamar est située dans le tell central algérien dans l'atlas tellien dans le nord ouest de l'Atlas blidéen à environ 70 km au sud-ouest d'Alger et à 4 km à l'ouest de Médéa et à environ 32 km au sud-ouest de Blida et à 24 km au nord de Berrouaghia et à 71 km à l'est d'Aïn Defla et à 68 km au sud-est de Tipaza, en zone montagneuse, à 806 m d'altitude. Le monastère de Tibhirine est situé à peu de distance de là, de l'autre côté du Djebel Nador, relief sur lequel Duvivier en 1840 avait fait installer le premier élément du télégraphe optique à 1 119 m d'altitude sur le kef el Azri.

I.2 Limites de la zone d'étude :

Elle est limitée :

- Au Nord et Nord-ouest : terrains agricoles..
- Au Nord et Nord- Est: la route nationale N18
- Au Est : une ptite agglomération .
- Au Sud : terrains agricoles.



Figure I 2 Localisation de la zone d'étude

Source : Google Earth (2020)

□ **Situation topographique :**

Puisque l'évacuation des eaux s'effectue avec un écoulement gravitaire et rarement par des stations des relevages, donc les pentes jouent un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement que l'ingénieur doit choisir des pentes particulières qui adaptent bien à son réseau.

Le nouveaux pole de Ain Djerda se divise en deux zones : zone plaine de petite dénivelée et une autre collinaire de grande dénivelée. La région se caractérise par un relief accidenté dont les côtes topographiques du site varient entre 805 m et 705m, sachant que l'altitude augmente en allant vers le sud.

□ **Situation géologique:**

La géologie du site nous permet de prendre les dispositions nécessaires pour la réalisation des tranchés et entre en jeu pour le choix du matériel de construction des conduites et le choix des engins de terrassement par des séries d'âge crétacé moyen, avec un albaptien calcaire-marnneux et argile silteux cénomanien essentiellement marno-calcaire.(source DHW MEDEA).

□ **.1 Sismicité:**

D'après l'historique des séismes en Algérie, les chercheurs ont fait des analyses des catalogues sismicités en Algérie et ils ont observé quatre zones d'activité sismique :

- 1.La bordure tellienne est la région ou la sismicité est la plus fréquente à cause de l'affrontement des plaques européennes et africaines.
- 2.La région des hauts plateaux se caractérise par une sismicité pratiquement nulle.
- 3.La région de l'atlas saharien présente une sismicité réduite.
- 4.Dans la région saharienne la sismicité est quasiment nulle.



Figure I 3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

Source: www.craag.dz

Le nouveau pôle de Ain djerda se trouve dans la zone orange de magnitude entre 4 et 4,9 c'est-à-dire une zone à moyenne sismicité selon le centre de recherche en astronomie et géophysique .

Situation Climatique :

.1 Le climat :

La commune de Draa Smar est soumise au climat des hauteurs intérieures du pays qui est généralement caractérisé par une saison chaude et peu humide entre le mois de Mai et le mois de Septembre et une saison froide et pluvieuse entre le mois d'Octobre et le mois d'Avril.

.2 Les températures :

L'analyse des moyennes mensuelles des températures de la région permettent de conclure que la région de Draa Smar est soumise à une température de (23 ,9 °C à 26 ,2°C) durant la période comprise entre Juin et Septembre de (4 ,0°C à 6,0 °C) durant la période comprise entre Novembre et Mars (saison hivernale), la température moyenne mensuelle est de 12 ,40 °C.

□.3 Humidité :

L'humidité relative atteint son maximum en Décembre et qui est de l'ordre de 71.5% et descend jusqu'à 34% en juillet, et le tableau suivant résume la répartition de l'humidité.

Tableau I 1: Humidités moyennes mensuelles (2006-2010)

Moins	sept	oct	nov	dé c	jan v	fév	mar s	avri l	mai	Jui n	ju ill	Ao ut
Humidi té (%)	51. 5	56	67. 3	71. 5	68. 8	59. 3	57. 3	47. 8	43. 5	39. 5	3 4	36. 3

Source: B.E.T.H
HADDAD (médéa)

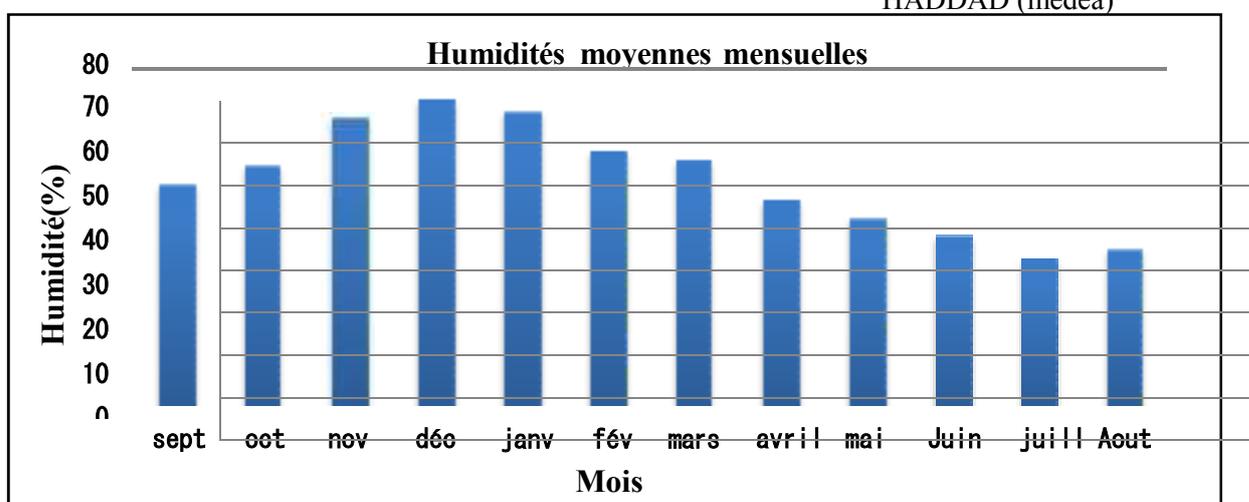


Figure (I-7) : Humidités moyennes mensuelles

À partir des valeurs montrées dans le tableau ci-dessus, on peut distinguer que le mois le plus humide de l'année est décembre avec une humidité moyennes mensuelles de 71.5%, le le mois le moins humide est juillet avec une humidité de 34%.

□.4 Vent :

Les vents dominants sont chargés d'humidité de direction Ouest Nord Ouest, Sud-Ouest qui soufflent d' Octobre à Avril apportant des pluies et qui soufflent en assez grande vitesse à cause de l'absence des obstacles naturels sur le côté Ouest de la région de Draa Smar.

□.5 La pluviométrie :

Les précipitations les plus fortes étant enregistrées pendant les mois d' Octobre à Mars, Juillet et Août sont habituellement les mois les plus secs. La hauteur pluviométrique annuelle moyenne se situe entre 482, 6mm à 660,6 mm.

Tableau I 2 : pluie mensuelle

MOI S	JA N	FEV	MA R	AV R.	M AI	JU IN	JUI L.	AO UT	SEP T	OCT	NO V	DE C.
P (mm)	60, 7	45,9	66,6	60, 1	21, 0	12, 8	14, 3	2,6	19,1	36,1	47, 9	71, 6

.SITUATION HYDRAULIQUE :

.1 Réseau d'assainissement :

Concernant l' assainissement, le gros problème auquel il faudrait trouver une solution rapidement c' est le traitement et le rejet des eaux usées.

Aussi bien pour Draa smar que pour le chef-lieu de wilaya les eaux usées sont actuellement rejetées dans des exutoires naturels (Oued SANE situé à 5 km au Sud du pole), cela constitue un grand danger pour l' environnement, car les risques de pollution sont grands pas seulement pollution du milieu naturel mais aussi la pollution de l'eau potable car ces eaux usées sont entraînés par infiltration ou par ruissellement vers les ressources en eau potable et vers le barrage de Ghrib.

La solution serait de canaliser ces eaux usées vers la station d' épuration qui sera projeté. En ce qui concerne le réseau, le chef-lieu de la commune dispose d'un réseau en moyen état.

.2 Réseau d'AEP :

Le système d'alimentation en eau potable comporte un réservoir de capacité de 1000 m3 et une station de pompage. Le nouveaux pole est dotée d'un réseau de distribution du type maillé qui est constitué principalement en PEHD.

.Les équipements:

Nos multiples visites effectuées sur la suche ont montré que la majorité de ces équipements sont programmé selon le plan directeur d'urbanisme et d'aménagement (PDAU).

.1 Equipements domestique :

un projet de construction de 1300 appartement AADL et 2332 appartement LPL/RPHP sera réaliser avec le temps.

.2 Sport et loisir :

Tableau I 3 : Equipements de sport

Désignation	Nbre
Terrain de foot	2
Center Sportif	1
Maison des jeunes	1

.3Culte :

Désignation	capacité
Mosquée	1000

Tableau I 4 :Equipements de culte

.4Equipement éducatif:

Désignation	capacité
02 crèche	100
05 Ecole primaire	255
04 CEM (projeté)	500
01 Lycée	900
Bibliothèque	100

Tableau I 5 : Equipements éducatifs

.5 Equipements administratif :

Le pole contien 2 equipement admenstratif l,APC et PTT

.6 Equipement sanitaire:

En plus de la salle de soin existante dans la ville et selon le plan directeur d'urbanisme et d'aménagement (PDAU) la ville va avoir une polyclinique pour satisfaire les besoins des habitations.

□.7 Protection civile :

Selon le plan directeur d'urbanisme et d'aménagement (PDAU), Il est programmé une unité de protection civile dans la ville.

□.8Equipment publique :

03 center commercial et marché couvert R+1

Conclusion:

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre pole du point de vue topographie,géologie, climatologie, sismicité, ainsi que la situation hydraulique.

CHAPITRE II :

Etude hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique consiste à définir les caractéristiques des crues de différentes périodes de retour (débits, durées, fréquences). Elle est basée sur la connaissance des chroniques de débit sur la rivière, relevées aux stations hydrométriques et enrichies des informations sur les crues historiques. Des changements significatifs dans l'occupation de l'espace sur le bassin versant (forte urbanisation, reboisement important, etc.) ou des aménagements lourds en amont (barrages écrêteurs de crues) sont susceptibles de modifier le régime des crues (en particulier les crues moyennes) et peuvent nécessiter une actualisation d'études hydrologiques antérieures.



Figure II 1 : le cycle de l'eau

Source: www.aquaportail.com

Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement :

.1 Analyse des données statistiques :

Les données pluviométriques ont été prélevées de la station de MEDEA et fournies par l'ARNH de Blida.

Les coordonnées Lambert de la station sont :

X=504 , Y=329,8 ; Z=935

Code de la station : **011509**

Tableau II 1:identification de la station de Médea

Station	Code	X(Km)	Y(Km)	Z(m)	Nombre d'observations	Période d'observations
MEDEA	011509	504.85	229.8	935	40	1976 à 2015

Source :ANRH

Tableau II 2:La série pluviométrique (station de Médea)1976-2015

Année/mois	Sep	Oct.	Nov.	Dec	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Max.j (mm)
76/77	9.1	11.9	15.9	32.5	20.8	9.3	3.6	21.3	17.2	19	0	1.9	32.5
77/78	0	3.5	18.6	7.5	27.8	5.4	42.6	51.7	35.6	0	0	0.7	51.7
78/79	8.7	75.6	36.7	21.4	27.7	53.2	8.9	23.9	6.9	4.7	0.4	0.5	75.6
79/80	45	20.6	24.6	16.2	85.8	22.2	100.5	28.7	12.9	0.5	0	2.7	100.5
80/81	8.2	4.9	6.5	71.6	5.3	13.3	13.5	19.7	14.7	2.2	0	13.6	71.6
81/82	7.6	8.2	2.4	25.1	37.9	24.9	10	14.4	18.4	9.8	0	6.8	37.9
82/83	16.4	13.3	44.2	55.2	0	11.6	14.7	11.2	9.2	0	12	0.5	55.2
83/84	0	9	22	33	22.7	43.8	20.5	18.4	19.1	23.1	0	0.5	43.8
84/85	7.5	101.4	16	16.9	15.8	38.5	50.5	8.5	21.8	0	0	0	101.4
85/86	38.2	11.2	36.7	21	25.4	39.1	35.2	8.4	0	11.3	0	2.5	39.1
86/87	19.4	26	14.1	66.4	36.6	50.3	4.9	7.5	9.7	10.8	0	0	66.4
87/88	8	18.5	24.5	13.4	31.1	12.2	42.1	18.6	20.5	20.4	0	0	42.1
88/89	17	14	18.2	71	7.1	13.9	36	34	7	10.3	10.2	17.5	71
89/90	7.6	7.4	36.5	25.4	10	0	21.7	14.4	10.5	2.1	43.4	0	43.4
90/91	5.3	14.5	17.8	27	37	56.5	17.7	11.5	8	10.8	5.9	3.3	56.5
91/92	11.3	25.5	15.5	9.9	147	4	17	38.2	22.8	13.3	3.2	1.5	147
92/93	4	30	30	22.5	11	17.1	10.5	15.7	13.6	0	2.7	1.6	30
93/94	26.3	7.3	37	21	77.5	21	1.3	23.2	6.5	0	0	0	77.5
94/95	34.1	40.5	29.6	21	67	18.5	32.4	4.9	7	12.6	0	9.7	67
95/96	17.8	20	19.5	45.4	30.5	32.8	19.5	32.5	15	10	4	2	45.4
96/97	18	19.1	5.6	24	13.2	10.2	7.7	25.5	15	0	0	13	25.5
97/98	16.5	41.1	41.2	36	11	20.5	14.5	40	41.5	1.5	0	0	41.5
98/99	38	17.5	23	17	31.7	42.3	22.5	7	16.2	4.2	0	1	42.3
99/00	4.8	14	20.3	43.5	6.4	2.5	3.1	11	12.8	0	0	0	43.5
00/01	14.5	31.3	33.7	8.8	63.9	17	1.5	37	9	0	1.5	0.5	63.9
01/02	10.2	3.5	20	17.1	20.6	15	13.5	13.4	7.2	0.8	3.2	10	20.6
02/03	6.2	13	28.5	32.5	38.5	60.2	3.7	33	14	1.9	1.8	12	60.2
03/04	26.1	11.8	47.5	31.5	19.7	15.1	33	18	19.2	6.5	3.6	3.7	47.5
04/05	11.3	15.8	66.5	40	20	23.6	11.8	9.8	3.2	0	0	0	66.5
05/06	17.6	54	12.8	23.7	28.5	15	12.9	11.5	125	2	5.9	3.2	125

06/07	12,6	6	15,2	26,7	10	20,2	156,7	35,8	8	1,2	27,9	10,5	156.7
07/08	29,9	31,5	60,1	24,5	14	3,7	31,5	8,3	16,9	9,4	2,7	0	60.1
08/09	21,1	27,5	30,4	33	40,5	6,5	24,5	16,9	17,4	1,2	6,3	2,5	40.5
09/10	47,3	9,6	27,8	21,9	17,7	38,3	23,5	9,5	16	4,9	0,8	8,3	47.3
10/11	19	22,7	28,3	18,5	19,4	47,8	21,8	27,8	36	14	1,4	4,6	47.8
11/12	2,9	12,3	22,2	16,7	17,7	43,4	32,2	44,7	15,1	0,8	0	7,9	44.7
12/13	3,6	15,1	30,6	4,4	17,7	22,2	26,1	21	44,6	5,6	0,4	6,5	44.6
13/14	11	4,3	22,2	23,4	23,4	22,7	44,2	5	3,5	11,5	0,7	4,5	44.2
14/15	9	11,3	24,3	69,4	43,2	60	17,3	1	14	13,5	3,2	6	69.4
15/16	56	15,2	6,6	0	68,7	26,7	67,5	27	25,5	0,7	2,5	5	68.7

□.2 Homogénéisation des données :

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

- 1- Trier la série par ordre croissant.
- 2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieure à x). Deux cas sont alors possibles :
 - Si N est impair, on prend $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{ième}$ la valeur.
 - Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{ième}$ valeur et la $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{ième}$ valeur.

On a : $N = 40$, donc : $m = \frac{P20+P21}{2}$, alors la médiane est : **M = 49.75mm.**

- 3- Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

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

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

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

$$N_s > \frac{1}{2} (N+1-1.96 \times \sqrt{N+1}) \quad \dots\dots\dots(II 1)$$

$$T_s < 3.3 [\log_{10}(N) + 1] \quad \dots\dots\dots(II 2)$$

Tableau II 3: Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_s	20	20 > 14.22 <input type="checkbox"/> condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2} (N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$	14.22	
T_s	6	5 < 8.58 <input type="checkbox"/> condition n°2 vérifiée
3.3 [$\log_{10}(N) + 1$]	8.58	

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

Tableau II 4: Calcul des paramètres du test de la médiane

Série triée par ordre croissant			Série non triée	
Année	$P_{max,j}$ (mm)	Ordre m	Année	$P_{max,j}$ (mm)
00/01	20,6	1	76/77	-32.5
96/97	25,5	2	77/78	+51.7
92/93	30	3	78/79	+75.6
76/77	32,5	4	79/80	+100.5
81/82	37,9	5	80/81	+71.6
85/86	39,1	6	81/82	-37.9
08-09	40,5	7	82/83	+55.2
97/98	41,5	8	83/84	-43.8
87/88	42,1	9	84/85	+101.4
98/99	42,3	10	85/86	-39.1
89/90	43,4	11	86/87	+66.4
99/00	43,5	12	87/88	-42.1
83/84	43,8	13	88/89	71
13/14	44,2	14	89/90	-43.4
12-13	44,6	15	90/91	+56.5
11-12	44,7	16	91/92	147
95/96	45,4	17	92/93	-30
09-10	47,3	18	93/94	+77.5

03-04	47,5	19	94/95	67
10-11	47,8	20	95/96	-45.4
77/78	51,7	21	96/97	-25.5
82/83	55,2	22	97/98	-41.5
90/91	56,5	23	98/99	-42.3
07-08	60,1	24	99/00	-43.5
02-03	60,2	25	00/01	+63.9
00/01	63,9	26	01-févr	-20.6
86/87	66,4	27	02-mars	+60.2
04-05	66,5	28	03-avr	-47.5
94/95	67	29	04-mai	+66.5
15/16	68,7	30	05-juin	125
14/15	69,4	31	06-juil	+156.7
88/89	71	32	07-août	+60.1
80/81	71,6	33	08-sept	-40.5
78/79	75,6	34	09-oct	-47.3
93/94	77,5	35	10-nov	-47.8
79/80	100,5	36	11-déc	-44.7
84/85	101,4	37	déc-13	-44.6
05-06	125	38	13/14	-44.2
91/92	147	39	14/15	+69.4
06-07	156,7	40	15/16	+68.7

□ Etude des précipitations maximales journalières :

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

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

□.1Caractéristiques empiriques de la série :

➤ La moyenne « $\overline{P_{\max, j}}$ » : P Avec N = 40 , la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{N} \dots\dots\dots \text{II 3}$$

= 57.71 mm

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

Pour N = 43 supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{N} \right] = 21.31 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{II 4}$$

➤ Le coefficient de variation « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}} = 0.37 \dots\dots\dots$$



.....II 5

Tableau II 5: Les caractéristiques de la série pluviométrique

Nombres d'années d'observation	40
Valeur maximale (mm)	156.7
Valeur Minimale (mm)	20.6
Médiane (mm)	49.75
Moyenne (mm)	60.40
Ecart-type (mm)	29.78
Coefficient de variation	0.493

Figure II 2 : graphique des observation sur le papier normal

□.2 Ajustement de la série :

L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de ses caractéristiques. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une loi donnée est efficace.

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

□.3 Ajustement à la loi de Gumbel :

➤ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

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

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

$$U = \frac{x-a}{b} = -\text{Ln}[-\text{Ln}(F(x))] \quad \dots\dots\dots\text{II 7}$$

Avec :

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

➤ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad \dots\dots\dots\text{II 8}$$

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

$$\alpha = \mathbf{16.78} \quad ; \quad x_0 = \mathbf{47.27} \text{ mm}$$

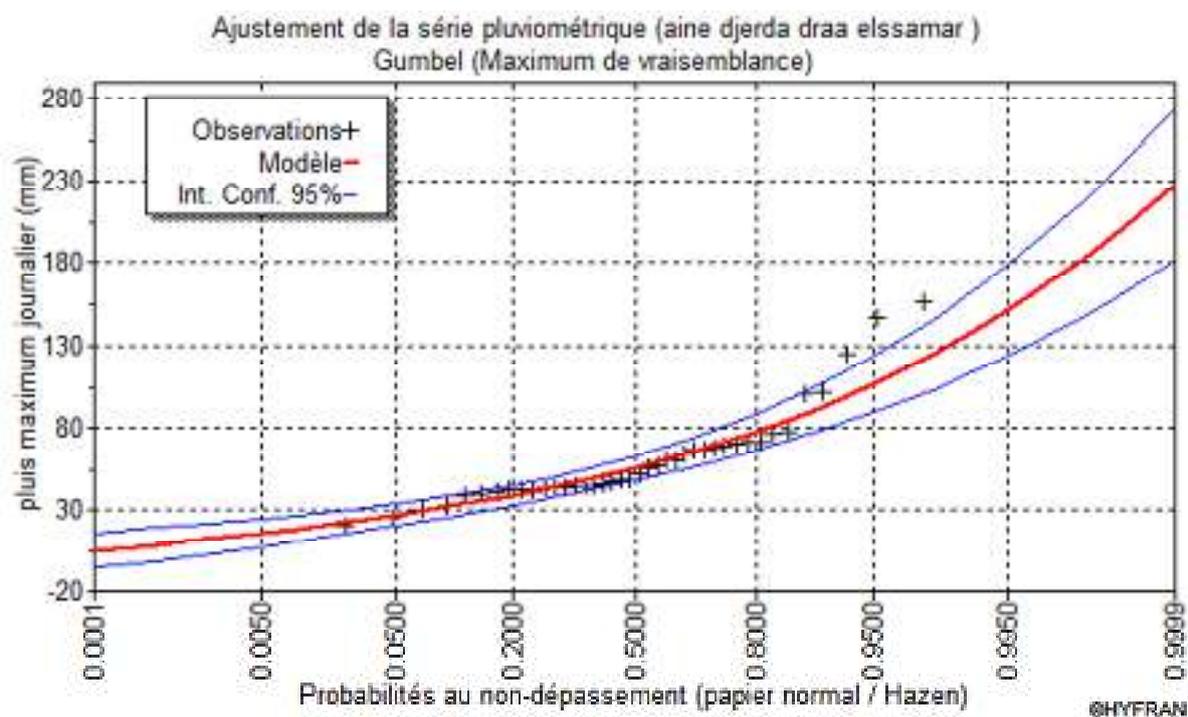


Figure II 3 : Ajustement graphique a la loi de Gumbel

➤ Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau II 6: Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel (Hufran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	138	12.7	113-163
50.0	0.9800	124	11.0	103-146
20.0	0.9500	106	8.83	88.8-123
10.0	0.9000	92.1	7.20	78.0-106
5.0	0.8000	77.4	5.59	66.4-88.4

□.3 Ajustement à la loi GEV :

‡ La fonction de repartition de la loi dextrémum généralisée :

$$F(u) = e^{-e^{-y}} dy \dots\dots\dots \text{II 9}$$

Sachant que « Y » est la variable réduite :

$$u = \frac{1}{k} \ln\left(1 - \frac{k}{\alpha} (x - u)\right) \dots\dots\dots \text{II 10}$$

Avec :

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

- L'expression de quantile est alors :

$$X = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots \dots \dots \text{II 11}$$

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

$$U = 46.725 \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = 17.8692 \quad ; \quad k = -0.15$$

➤ Résultats de l'ajustement à la loi de GEV :

Tableau II 7: Résultat de l'ajustement à la loi de GEV :

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	168	40.3	N/D
50.0	0.9800	143	27.8	88.9-198
20.0	0.9500	115	16	83.1-146
10.0	0.9000	95.1	10.2	75.0-115
5.0	0.8000	77.0	6.46	64.3-89.7

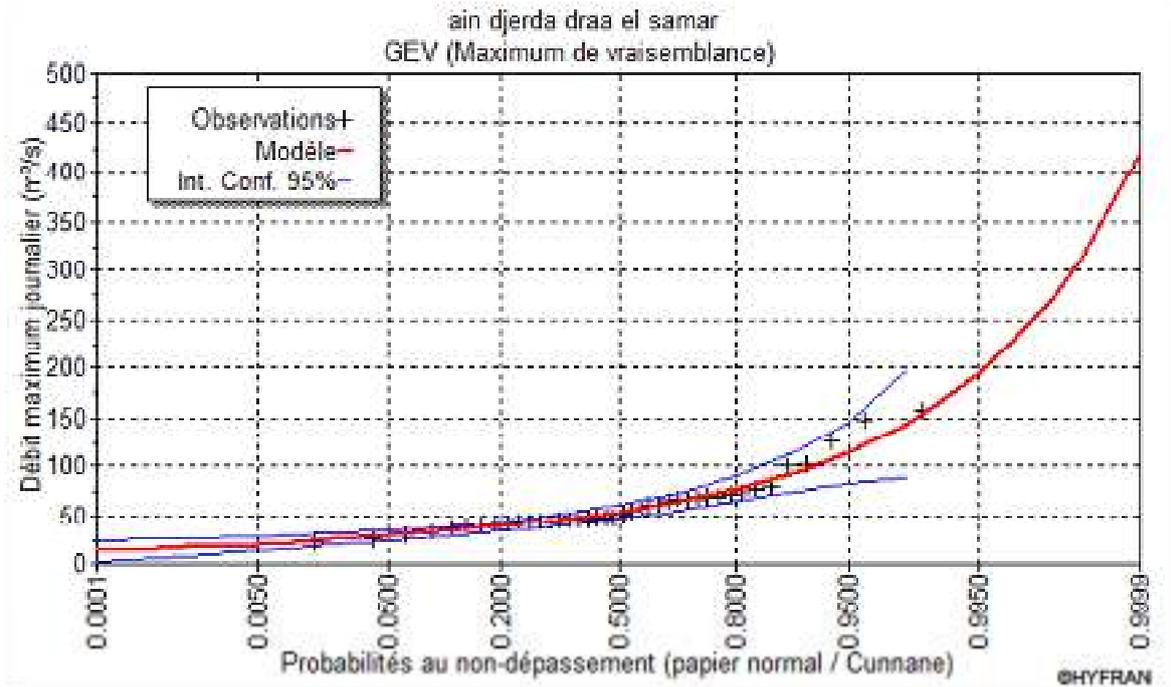


Figure II 4 : Ajustement graphique a la loi de GEV

□.4 Choix de la loi d'ajustement :

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

- **Test graphique :**

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

- **Interprétation des graphiques :**

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II-2, II-3 et II-4, on remarque que :

- L'ajustement graphique à la loi de GEV et celle de gumbel est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

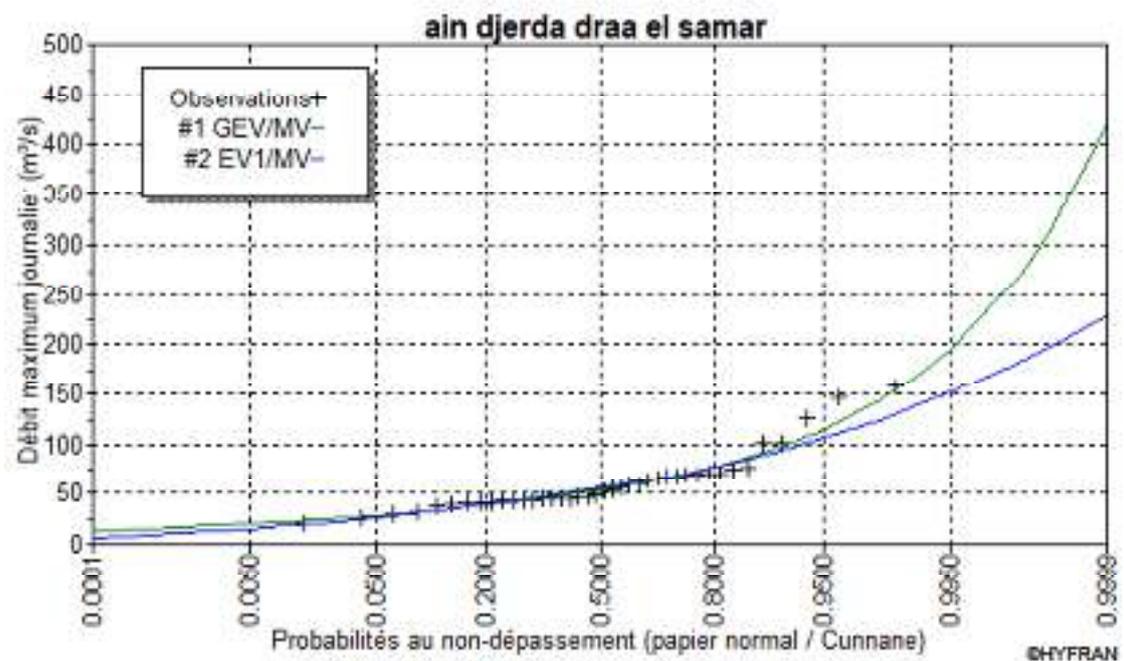


Figure II 5 : Ajustement graphique à la loi de GEV et Gumbel

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

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeur calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 1\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau II-8) comme suit :

Tableau II 8: Résultat du pearson χ^2

Loi d'ajustement	p	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Observation
GEV	0.0916	8	4	8	9.49	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

Gumbel	0.0058	8	5	16.4	16.75	$\chi^2_{\text{calculé}} <$ $\chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
--------	--------	---	---	------	-------	---

- **Interprétation des résultats du test :**

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

- **Sélection de la loi :**

Sachant que l'adéquade l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_t sont très proches pour les deux. Mais vu que la série s'ajuste mieux a la loi de GEV on a choisi l'ajustement par loi de GEV .

□ **.5 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :**

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

Pluies de courte durée :

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

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad \dots\dots\dots \text{II 12}$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH Blida, $b = 0.36$ pour la région d'étude.

- Intensités de courte durée :

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

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \quad \dots\dots\dots II 13$$

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

Tableau II 9: Pluies de courte durée de différentes periods de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
X _t	78,9		95,3 mm		112 mm		133 mm		130 mm	
t (h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)								
0,1	10,97	109,70	13,25	132,50	15,57	155,72	18,49	184,92	18,07	180,75
0,2	14,08	70,39	17,01	85,03	19,99	99,93	23,73	118,66	23,20	115,99
0,25	15,26	61,03	18,43	73,71	21,66	86,63	25,72	102,87	25,14	100,55
0,5	19,58	39,16	23,65	47,30	27,80	55,59	33,01	66,01	32,26	64,52
0,75	22,66	30,21	27,37	36,49	32,16	42,88	38,19	50,93	37,33	49,78
1	25,13	25,13	30,35	30,35	35,67	35,67	42,36	42,36	41,41	41,41
2	32,25	16,13	38,96	19,48	45,78	22,89	54,37	27,18	53,14	26,57
3	37,32	12,44	45,08	15,03	52,98	17,66	62,91	20,97	61,49	20,50
4	41,39	10,35	50,00	12,50	58,76	14,69	69,78	17,44	68,20	17,05
5	44,86	8,97	54,18	10,84	63,68	12,74	75,61	15,12	73,91	14,78
6	47,90	7,98	57,86	9,64	67,99	11,33	80,74	13,46	78,92	13,15
7	50,63	7,23	61,16	8,74	71,87	10,27	85,35	12,19	83,43	11,92
8	53,13	6,64	64,17	8,02	75,41	9,43	89,55	11,19	87,53	10,94
9	55,43	6,16	66,95	7,44	78,68	8,74	93,43	10,38	91,33	10,15
10	57,57	5,76	69,54	6,95	81,72	8,17	97,05	9,70	94,86	9,49
11	59,58	5,42	71,96	6,54	84,58	7,69	100,43	9,13	98,17	8,92
12	61,48	5,12	74,25	6,19	87,27	7,27	103,63	8,64	101,29	8,44
13	63,27	4,87	76,43	5,88	89,82	6,91	106,66	8,20	104,25	8,02
14	64,98	4,64	78,49	5,61	92,25	6,59	109,54	7,82	107,07	7,65
15	66,62	4,44	80,47	5,36	94,57	6,30	112,30	7,49	109,76	7,32
16	68,18	4,26	82,36	5,15	96,79	6,05	114,94	7,18	112,34	7,02
17	69,69	4,10	84,17	4,95	98,92	5,82	117,47	6,91	114,82	6,75
18	71,14	3,95	85,92	4,77	100,98	5,61	119,92	6,66	117,21	6,51
19	72,54	3,82	87,61	4,61	102,97	5,42	122,27	6,44	119,51	6,29
20	73,89	3,69	89,25	4,46	104,88	5,24	124,55	6,23	121,74	6,09

21	75,20	3,58	90,83	4,33	106,74	5,08	126,76	6,04	123,90	5,90
22	76,47	3,48	92,36	4,20	108,55	4,93	128,90	5,86	125,99	5,73
23	77,70	3,38	93,85	4,08	110,30	4,80	130,98	5,69	128,02	5,57
24	78,90	3,29	95,30	3,97	112,00	4,67	133,00	5,54	130,00	5,42

□ **Intensité moyenne maximale :**

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi exponentielle, on a:

$$i_{15\text{min}, 10\%} = 73.71 \text{ mm/h}$$

Pour convertir du (mm/h) en (L/s/ha) on se multiplie fois $\frac{10000}{3600}$

$$i_{15\text{min}, 10\%} = 73.71 * \left(\frac{10000}{3600}\right) = 204.75 \text{ L/s/ha}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre on' a utilisé les données de la station pluviométrique de MEDEA pour le calcul hydrologique de notre zone d'étude. L'étude des pluies maximales journalières de la station nous a permis d'obtenir une intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$.

$$i_{15\text{min}, 10\%} = 204 \text{ L/s/ha}$$

CHAPITRE III :

Calcul de base

Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et de l'estimation du nombre d'habitants à l'horizon 2051, le choix du système de réseau et du schéma , le nombre des sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant, Le découpage du site en surfaces élémentaires et la détermination du coefficient de ruissellement.

□ .Situation démographique :

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

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

Et sachant que le site comporte 1300 logements AADL et 2332 logements LPL/RPHP, donc le nombre d'habitants sera :

$$P_{2051} = (1300+2332) \times 7 = 3632 \times 7 = \mathbf{25424 \text{ habitants}}$$

□.Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :

Pour procéder au choix du découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, on prend en considération ce qui suit :

- La nature du sol.
- La densité des habitants.
- Les courbes de niveau ; les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (talweg, oued, etc...).
- Les routes et les voiries.
- Le réseau existant.



Figure III 1: découpage de la zone d'étude

➔ Concernant ce projet, on va découper le site en **05 sous-bassins**.

.Système d'évacuation des eaux :

. 1 Les différents systèmes d'assainissement :

Les rejets des eaux usées sans précaution risque bien souvent de provoquer des contaminations

préjudiciable à la santé publique et à l'environnement.

Il est donc indispensable de l'évacuer par un réseau spécial de canalisation.

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, on peut citer les suivants :

III.1.1. Le système unitaire :

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite, ce système est intéressant par sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

Dans le cas où la population est relativement dense, le système unitaire est recommandé.

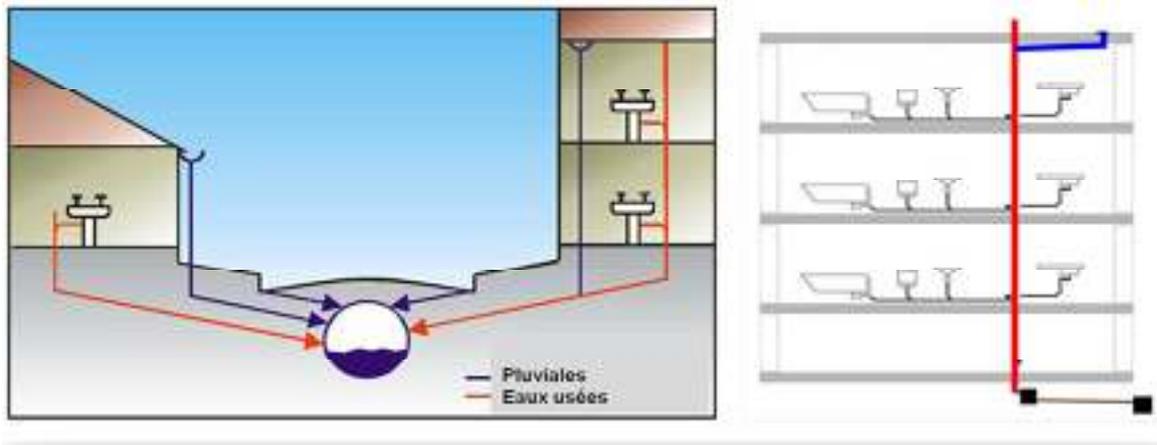


Figure III 2: schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source : www.soudureplastique.ma

Tableau III 1: Avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief. - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - Encombrement réduit du sous-sol. - A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - Pas de risque d'inversion de branchement.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à la station d'épuration très variable. - Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - Apport de sable important à la station d'épuration. - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - Eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Source : Office International de l'eau (2000)

III.1.2. Le système séparatif :

Un système dit séparatif qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts. Ce système à la particularité d'un dédoublement des conduites; qu'on a une conduite qui véhicule les eaux domestiques, et une autre conduite achemine les eaux de ruissellement vers le cours d'eau le plus proch



Figure III 3:schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Source :www.soudureplastique.ma

Tableau III 2:Avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - Exploitation plus facile de la station d'épuration. - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants. - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents, ...)
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée

	d'eaux parasites ...).
--	------------------------

Source : Office International de l'eau (2000)

III.1.3. Le système pseudo-séparatif :

Ce système repose sur une collecte des eaux usées avec une fraction des eaux pluviales provenant généralement des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre fraction des eaux pluviales est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux, dans un autre réseau.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins ; c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, grâce à l'apport des eaux pluviales.

III.1.4. Système mixte :

Dans ce type, une partie de la zone est assainie par un réseau unitaire et l'autre partie par le système séparatif. Il est appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont les débits de l'extension ne pourraient être supportés par le réseau ancien.

III.1.5. Système autonome :

C'est un système individuel non raccordé à un réseau public (assainissement noncollectif). Ce système est utilisé dans les sites ruraux où on rencontre une faible densité d'habitations (espaces isolés et entités individuelles), ce qui rend la mise en place des réseaux publics très coûteuse.

III.1.6. Système composite :

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

III.2. Le choix du système d'assainissement :

Il est nécessaire de connaître toutes les possibilités par rapport à l'habitation avant d'opter pour un dispositif d'assainissement en particulier. Les éléments suivants doivent ainsi être déterminés au préalable :

- La surface de terrain disponible pour l'installation : certaines installations sont beaucoup plus encombrantes, tandis que d'autres sont plus compactes.
- Le degré de la pente du terrain (topographie) : permet de savoir s'il faut un tertre ou une pompe de relevage.
- Le nombre total des pièces de la maison (à préciser avec leurs usages respectifs) : élément important pour bien dimensionner les installations.
- Les contraintes relatives au terrain : vérifier la présence de puits et d'arbres dans les environs. Il est à noter qu'une certaine distance doit être respectée entre le dispositif d'assainissement et les éléments se trouvant autour. En voici les détails :

- Distance par rapport à un captage d'eau potable : 35 m
- Distance par rapport à un puits (peu importe la profondeur) : 35 m
- Distance par rapport aux limites des propriétés voisines : 3 m
- Distance par rapport aux arbres et arbustes : 3 m
- Distance par rapport à l'habitation : 5 m

➔ Pour notre projet, on va adopter le **système unitaire** .

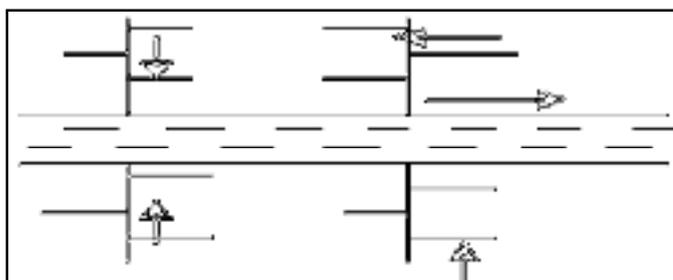
□.Schéma d'évacuation des eaux :

□.1 Les différents schémas d'assainissement :

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq (05) schémas différents :

□.1.1 Schéma perpendiculaire :

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration ; il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.



- :

Figure III 4:Schéma perpendiculaire

□.1.2 Schéma par déplacement latéral :

C'est le schéma le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

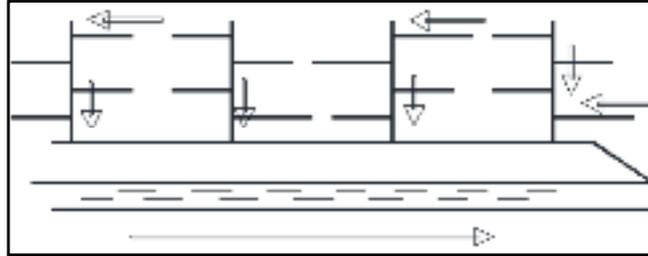


Figure III 5:Schéma par déplacement latéral

□.1.3 Schéma transversal ou oblique :

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

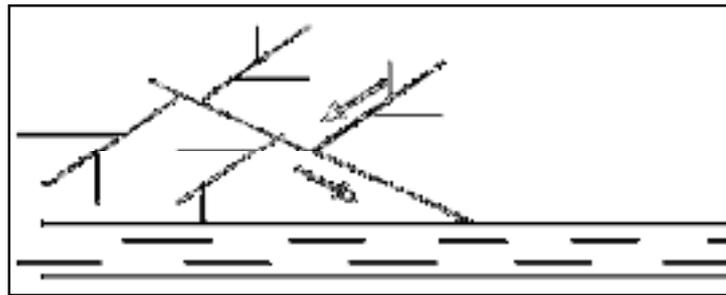


Figure III 6:Schéma à collecteur transversal ou oblique

□.1.4 Schéma par zones étagées :

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; ils permettent l'évacuation à plusieurs niveaux pour ne pas trop charger le collecteur.

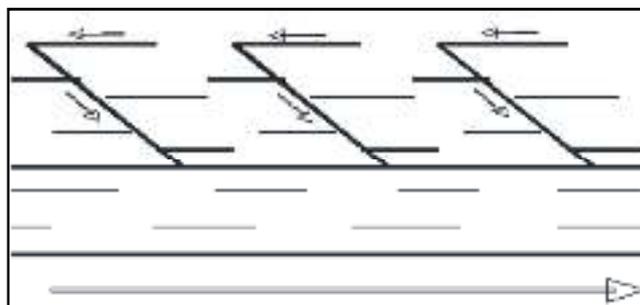


Figure II-7 :Schéma par zones étagées

□.1.5 Schéma radial :

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un point éloigné de l'agglomération (un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration).

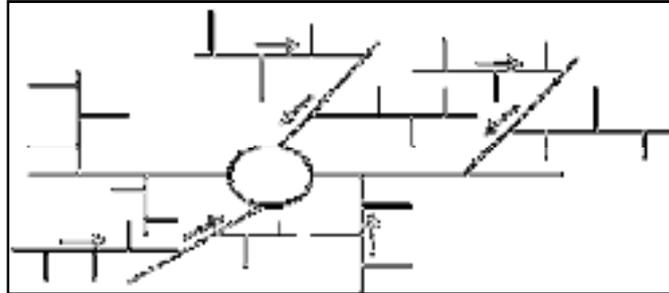


Figure III 8: Schéma radial

□.1.6 Le choix du schéma d'évacuation : [1]

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitats à desservir.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet, le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

➔ Pour notre projet, on va adopter un schéma par déplacement latéral .

□ . Le coefficient de ruissellement :

V.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « C_r » d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- La nature du sol.
- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité de la pluie. -
- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.

- L'humidité de l'air.

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs :

○ **En fonction du type d'occupation du sol :**

Tableau III 3: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		C_r
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin *et al.* (2006)

○ **En fonction de la catégorie d'urbanisation :**

Tableau III 4: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie 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

Source : Water Environment Federation (1970)

○ **En fonction de la densité de population :**

Tableau III 5: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C_r
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
> 400	0.80 – 0.90

Source : Water Environment Federation (1970)

○ **En fonction de la nature de la surface :**

Tableau III 6: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	C_r
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

Source : Gomella et Guerree (1967)

V.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

→ Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III 7: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° SB	Surface : A (ha)	Cr
01	10.11	0,70
02	6.14	0,40
03	6.65	0,76
04	6.53	0,64
05	2.66	0,65

Tableau III 8: Surfaces des sous bassins, et mode d'occupation de sol.

N° SB	Surface (ha)	Occupation du SB	Occupation du sous bassin en %	S partielles (ha)	Cr	Cr _{moy}
01	10.11	Commercial	6	0.60	0.8	0,70
		terrain de sport	3	0.3	0.2	
		Habitations très denses	53	5.35	0.9	
		Aire de jeux	8	0.80	0.3	
		Surfaces goudronnées	30	3.03	0.5	
02	6.14	Habitations très denses	30	1.84	0.9	0,4
		Jardin	60	3.68	0.14	
		Surfaces goudronnées	10	0.61	0.5	
03	6.65	Aire de jeux	10	0.67	0.3	0,76
		Habitations très denses	70	4.65	0.9	
		Surfaces goudronnées	20	1.33	0.5	
04	6.53	Commercial	10	0.65	0.8	0,64
		terrain de sport	10	0.65	0.2	
		Habitations très denses	40	2.61	0.9	
		Aire de jeux	10	0.65	0.3	
		Surfaces goudronnées	30	1.95	0.5	
05	2.66	Aire de jeux	10	0.26	0.4	0,67

	terrain de sport	10	0.26	0.3
	Habitations très denses	50	1.33	0.9
	Surfaces goudronnées	30	0.79	0.5

□ **.calcul de la population pour chaque sous bassin :**

□ **.1 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :**

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

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

□ **.1.1 Coefficient de ruissellement pondéré:**

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \cdot C_{ri}}{A} = \frac{20.55}{32.09}$$

$$C_{rp} = \mathbf{0,64}$$

□ **.1.2 Calcul de la densité partielle:**

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) **$A=32.09\text{ha}$** .

P_t : nombre total d'habitants (hab) **$P_t =25424 \text{ hab}$** .

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau III.5.

Tableau III 9:nombre d'habitants

N° :S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	10,11	0,7	7,077	866,547	8761
2	6,14	0,4	2,456	495,17	3040
3	6,65	0,76	5,054	940,823	6256
4	6,53	0,64	4,1792	792,272	5174
5	2,66	0,67	1,7822	829,41	2206

Remarque : la différence entre le nombre d'habitation réelle ($P_t=25424\text{hab}$) et le nombre d'habitation calculer par la densité de population de chaque sous bassin ($\sum P_i=25437\text{ hab}$) $25437-25424=13\text{ hab}$ donc acceptable.

Tableau III 10:Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° SB	Surface : A (ha)	Nombre d'habitants
01	8.20	6664
02	7.91	4276
03	9.03	8072
04	8.59	6445
Somme :	33.73	25457

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis la détermination des paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre pole urbain :

- Le système adopté est le système séparatif avec un schéma par déplacement latérale.
- La détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, ainsi que le nombre d'habitants.

CHAPITRE IV :

Estimation des débits à évacuer

Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre aux objectifs principaux :

L'évacuation correcte des eaux pluviales et les eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

□ .Origine et nature des eaux à évacuer :

I.1. Les eaux usées :

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

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

I.1.1. Les eaux usées domestiques :

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

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

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

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.
- Conditions climatiques.

I.1.2 Les eaux usées des services publics :

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

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

I.1.3. Les eaux usées industrielles :

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

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

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes :

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

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

- La température élevée peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations ; les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.

L'agressivité de l'effluent exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle, pour éviter les méfaits des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des substances toxiques (traitement difficile au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds (frottement contre les parois des conduites).

I.1.4. Les eaux parasites :

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

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

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

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

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

I.2. Les eaux pluviales :

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

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

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

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

□ .Estimation des débits des eaux usées :

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

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines ...). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

□.1 Débits des eaux usées domestiques :

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

II.1.1. Débit moyen journalier :

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

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

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{K_r * D * N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

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

II.1.2 Débit de pointe :

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

$$Q_p = K_p \times Q_{\text{dommoy,j}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

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

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{dommoy,j}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{dommoy,j}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{dommoy,j}} < 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.4})$$

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

tableau IV 1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° SB	Nhab	K _r	D (L/j/hab)	Q _{dommoy,j} (L/s)	K _p	Q _{domp} (L/s)	Q _{domp} (m ³ /s)
1	8761	0,8	150	12,17	2,22	26,97	0,027
2	3040	0,8	150	4,22	2,72	11,47	0,011
3	6256	0,8	150	8,69	2,35	20,40	0,020
4	5174	0,8	150	7,19	2,43	17,48	0,017
5	2206	0,8	150	3,06	2,93	8,97	0,009

Source de la dotation : DRE MEDEA

II.2 Débits des eaux usées des établissements publics :

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

II.2.1. Débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{éq moy,j}} = \frac{K_r \times D_{\text{éq}} \times N_u}{86400} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

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

II.2.2. Débit de pointe :

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

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{éqp}} = K_p \times Q_{\text{éq moy,j}} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

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

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{dommoy,j}}} \quad \text{si : } Q^{éq}_{moy,j} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (IV.7)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q^{éq}_{moy,j} < 2.81 \text{ L/s} \quad (IV.8)$$

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

tableau IV 2: Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	S (m ²)	Unité de mesure	N _u	D _{éq} (L/j/unité)	Q _{émo} _{yq} _j (L/s)	K _p	Q _{épq} (L/s)	Q _{épq} (m ³ /s)	N° SB
01	Ecole primaire	2435	Élève	380	30	0,11	3	0,32	0,00032	0.00161
	Ecole primaire	1688	Élève	270	30	0,08	3	0,23	0,00023	
	Ecole primaire	1456	Élève	230	30	0,06	3	0,19	0,00019	
	CEM	1835	Élève	290	30	0,08	3	0,24	0,00024	
	CEM	3100	Élève	490	30	0,14	3	0,41	0,00041	
	Bibliothèque	1412	Lecteur	100	15	0,01	3	0,04	0,00004	
	Center Commercial	1488	Personne	250	10	0,02	3	0,07	0,00007	
	Center Commercial	624	Personne	100	10	0,01	3	0,03	0,00003	
	Center Commercial	1280	Personne	200	10	0,02	3	0,06	0,00006	
	Cresh	540	Enfant	40	25	0,01	3	0,03	0,00003	
02	Ecole primaire	2014	Élève	300	30	0,08	3	0,25	0,00025	0.00025
	Protection civil	1507	Agent	100	200	0,19	3	0,56	0,00056	0.00251
	Polyclinique	1200	Patient	80	185	0,14	3	0,41	0,00041	
	Lycee	7294	Élève	600	35	0,19	3	0,58	0,00058	

03	Center sportif	3298	vestiaire	170	60	0,09	3	0,28	0,00028	
	Marché couvert R+1	1594	Personne	250	10	0,02	3	0,07	0,00007	
	PTT	305	Employé	20	20	0,00	3	0,01	0,00001	
	APC	337	Employé	20	20	0,00	3	0,01	0,00001	
	Cresh	379	Enfant	30	25	0,01	3	0,02	0,00002	
	Center culturel	1932	Personne	15	10	0,00	3	0,00	0,00000	
	Mosqué	2138	Fidèle	500	40	0,19	3	0,56	0,00056	
04	Center comercial	1470	Personne	120	10	0,01	3	0,03	0,00003	0.00058
	CEM	2408	Élève	385	30	0,11	3	0,32	0,00032	
	Ecole primaire	1687	Élève	270	30	0,08	3	0,23	0,00023	
05	Ecole primaire	1708	Élève	275	30	0,08	3	0,23	0,00023	0.00023

Source de la dotation :DRE MEDEA

II.3 Débits totaux des eaux usées à évacuer :

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

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

tableau IV 3: Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	Q^{dom}_p (L/s)	$Q^{é}_p$ (L/s)	Q^{EU}_t (L/s)	Q^{EU}_t (m ³ /s)
01	10.11	26,97	1,61	28,58	0,02858
02	6.14	11,47	0,25	11,72	0,01172
03	6.65	20,40	2,51	22,91	0,02291
04	6.53	17,48	0.58	18,06	0,01806
05	2.66	8,97	0.23	28,58	0,02858

III. Estimation des débits des eaux pluviales :

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

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

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

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

III.1. La méthode rationnelle :

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

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

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

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad \text{(IV.9)}$$

Avec :

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

III.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité

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

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

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.10})$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

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

III.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

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

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

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

III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

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

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

III.1.4. Temps de concentration :

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

➤ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

➔ t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV .12})$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

➔ t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.

➔ t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV .13})$$

Avec :

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

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

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

➤ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

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

III.1.5. Critique de la méthode rationnelle

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement « C_r » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse. La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin ; en négligeant le rôle des surfaces non revêtues (trous, crevasse, ...). [1]

III.2. La méthode superficielle :

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

L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_p = (K)^{\frac{1}{u}} \times (C_r)^{\frac{1}{u}} \times (A)^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m³/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times H}{6 \times (\beta + \theta)} \quad (\text{IV.16})$$

$$u = 1 - b \times f \quad (\text{IV.17})$$

$$v = c \times b \quad (\text{IV.18})$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (\text{IV.19})$$

III.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :

- **Paramètres liés à la pluviométrie :**

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

$\varepsilon = 0.5$ pour $S < 100$ ha. $\varepsilon = 0.03$ la valeur la plus adoptée.

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

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

➔ **Paramètres concernant le bassin versant :**

- $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$.
- μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad (\text{IV.20})$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

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

Remarque :

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

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \quad (\text{IV .22})$$

→ Temps de concentration :

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

$$t_c = 0.28 \times (M)^{0.84} \times (I)^{-41} \times (A)^{0.51} \times (Q_p)^{-0.29} \quad (\text{IV .23})$$

Avec :

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

III.2.2. Validité de la méthode superficielle

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

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

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

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

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

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

tableau IV 4: Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum_{i=1}^{\infty} (C_i \times A_i)}{\sum_{i=1}^{\infty} (A_i)}$	$\left(\frac{\sum_{n=1}^{\infty} (L_i)}{\sum_n \left(\frac{L_i}{\sqrt{l_i}} \right)} \right)^2$	$\frac{\sum_{i=1}^{\infty} (L_i)}{\sqrt{I} \sum_{i=1}^{\infty} (A_i)}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum_{i=1}^{\infty} (l_i \times Q_i)}{\sum_{i=1}^{\infty} (Q_i)}$	$\frac{L(t_c, \max)}{\sqrt{I} \sum_{i=1}^{\infty} (A_i)}$

Avec :

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

III.2.4. Critique de la méthode superficielle :

- ➔ Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en

parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.

→ Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :

- Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend :
 - $Q_p = \text{Max}(Q_i)$.
- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible.
 - Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

III .3 Choix de la méthode :

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

III .4 Calcul des débits pluviaux :

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

tableau IV 5: Débits totaux des eaux pluviales à évacuer

N° SB	A (ha)	C_r	α	I (L/s/ha)	Q^{EP} (L/s)	Q^{EP} (m ³ /s)
1	10,11	0,7	1	204	1443,71	1,44
2	6,14	0,4	1	204	501,02	0,50
3	6,65	0,76	1	204	1031,02	1,03
4	6,53	0,64	1	204	852,56	0,85
5	2,66	0,65	1	204	352,72	0,35

Conclusion :

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

On peut remarquer aussi que le sous bassin 1 a le débit le plus grand due à son Cr élevé et sa grande population.

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

Cette évaluation a une grande importance car elle va nous permettre de dimensionner notre système d'évacuation.

CHAPITRE V :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Une fois que la totalité des débits déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire.

Les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors des habitations.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

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

.Principe de conception d'un système d'assainissement :

.1 Conditions d'implantation des réseaux :

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

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements.

En général, le drainage des caves et sous-sols est exclus, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

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

.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

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

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

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.

□ .4 Hypothèse de calcul :

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Q_{ps} » malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité. [6]

□. Mode de dimensionnement des canalisations :

□.1 Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3/s).
- S_m : section mouillée (m^2).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

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

Avec:

- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

- I : pente motrice de l'écoulement (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

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

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2)
- P_m : le périmètre mouillé (m).

□.2 Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C_H = K \times R^{1/6} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v_h = K \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.5})$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.6})$$

❖ Procédé de calcul avec les formules:

- 1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
- 2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left(\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

$$D_{\text{cal}} \text{ (m)} \quad ; \quad Q \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

- 3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».
- 4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :

Pour un rayon hydraulique $R_h = D_n/4$; on a :

$$V_{ps} = k \times \left(\frac{D_n}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.6})$$

Avec:

$$v_{ps} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times D_n^2}{4} \quad (\text{V.7})$$

Avec:

$$Q_{ps} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad v_{ps} \text{ (m/s)} \quad ; D_N \text{ (m)}$$

6- Le rapport des débits :

$$R_q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{V.8})$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses, données comme suit :

$$r_v = -25.63 * rQ^6 + 93.647 * rQ^5 - 134.25 * rQ^4 + 95.24rQ^3 - 35.151 * rQ^2 + 7.0395 * rQ + 0.2263 \quad (\text{V.10})$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- r_H : rapport des hauteurs, données comme suit :

$$r_h = -11.423 * rQ^6 + 40.641 * rQ^5 - 55.497 * rQ^4 + 37.115 * rQ^3 - 12.857 * rQ^2 + 2.8373 * rQ + 0.0359 \quad (\text{V.12})$$

❖ **Procédé de calcul (à l'aide des abaques):**

1- A l'aide de l'**abaque (1) Annexe (2)** :

En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « D_N », la vitesse à pleine section « v_{ps} » et le débit à pleine section « Q_{ps} » d'où on peut déterminer le rapport des débits « r_Q » en utilisant la relation **(V.10)**.

2- D'après l'**abaque (2) Annexe (2)** :

En connaissant le rapport des débits « r_Q », on peut tirer le rapport des vitesses « r_v » et le rapport des hauteurs « r_H » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H » par les relations **(V.11)** et **(V.13)**.

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

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

☞ Condition 1 : Vitesse d'écoulement ($V \geq 1.00 \text{ m/s}$).

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

□ **Résultats du dimensionnement :**

Les résultats de calcul des dimensions des collecteurs et des paramètres hydrauliques (condition d'écoulement et la vitesse d'auto curage) sont reportés dans les tableaux voire **Annexe (1)**.

Conclusion:

dans ce chapitre nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable.

D'après nos calculs des débits des eaux usées et le dimensionnement de notre réseau d'assainissement que le réseau est bien vérifié et justifié les conditions d'auto curage.

CHAPITRE VI :

Les éléments constitutifs du réseau

Introduction :

Un réseau d'assainissement est un ensemble constitué d'organes dont chacun est le complémentaire des autres en fonction du rôle qu'il joue.

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

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

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

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

VI Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. la forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour palier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau VI.1 :

tableau VI 1 diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VI.1 Canalisations :

VI.1.1. Matériau des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

A) Conduite en fonte :

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

B) Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé de les utiliser pour les canalisations visitables.

C) Conduites en béton armé :

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

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.
- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

D) Conduites en grès artificiels :

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

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

E) Conduite en amiante ciment :

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de série «assainissement» du type sans emboîtement, le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit antiacide.

F) conduite en matières plastique :

On distingue

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

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

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

VI.1.2. Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité).
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite.
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises.
- Du milieu à traverser.

Dans notre projet, nous avons opté :

- les conduites en béton et béton armé pour le réseau.
- Les conduites en PVC pour les extensions (problème de la remontée capillaire)

VI.1.3. Les joints des conduites en béton :

Pour avoir une bonne étanchéité quelque soit la nature du sol, les joints doivent être confectionnés en élastomère, contre les eaux intérieures et extérieures.

a) Joint type Rocla:

C'est des joints à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son longi ; Le jeu de 1cm permet la non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres.

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées

b) Joint à demi emboîtement :

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente.

c) Joint torique :

Il est remplacé dans la plupart des cas par le roc-la. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

d) Joint à collet :

C'est un joint à emboîtement rigide avec coullage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

e) Joint plastique :

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.

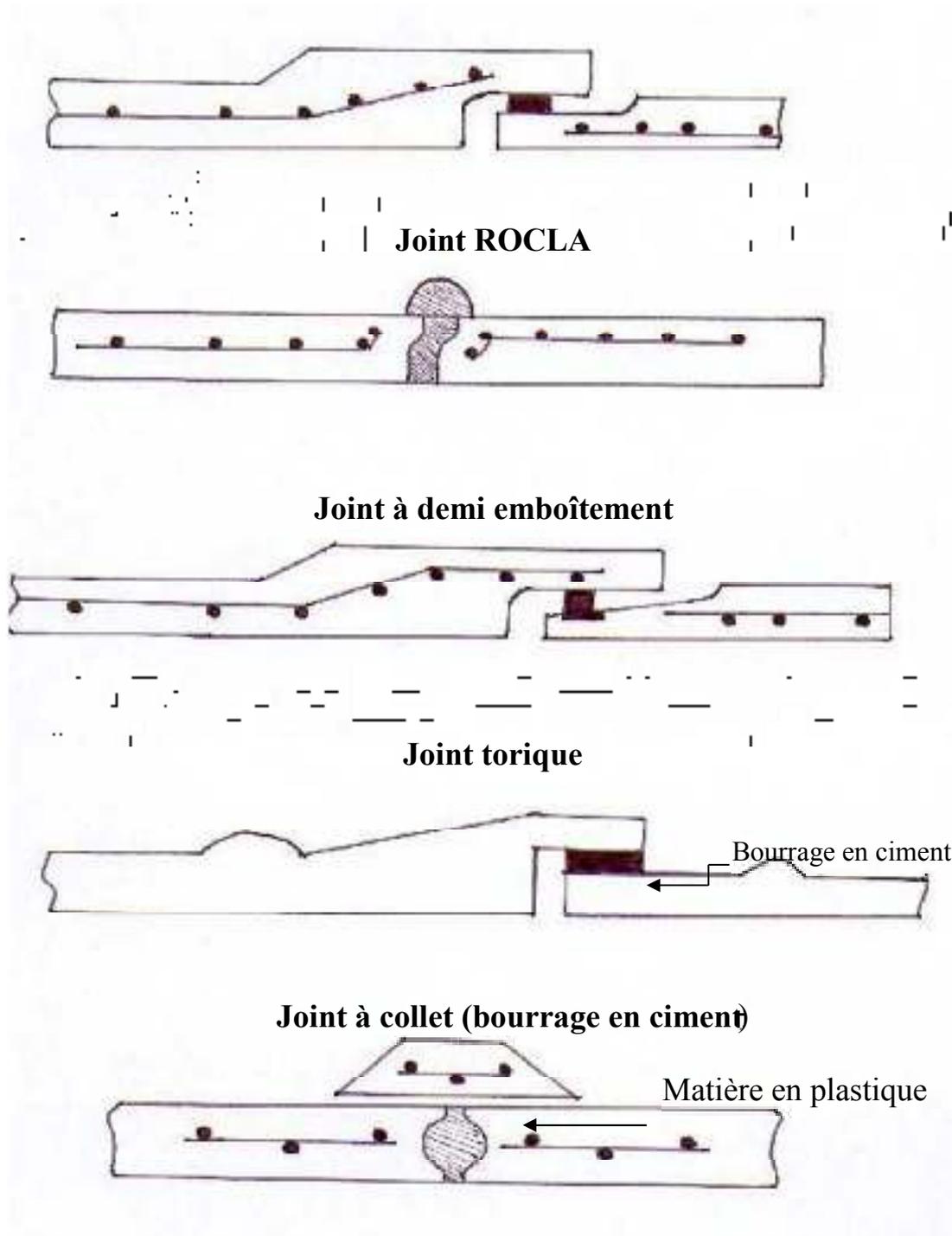


Figure VI 1: Différents type de joints

VI.1.4. Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

A. Actions mécaniques :

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentes dans l'eau à évacuée contre les parois intérieures de la canalisation. Ces actions engendrent l'érosion des ces dernières.

B. Action statique :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations et celles des charges dues au trafic routier.

tableau VI 2:Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

C. Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

VI.1.5. Protection des conduites :

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S). Qui est le principale facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VI.1.6. Essais des tuyaux préfabriqués :

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement.
- Essai à l'étanchéité.
- Essai à la corrosion.

a) Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. ou ovalisation de la conduite. À une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai.

b) Essai d'étanchéité :

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

-à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

-sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

- 1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
- 2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
- 3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c) Essai à la corrosion :

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de ph superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées

VI.2. Ouvrages annexes :

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant du point de vue constructif que d'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1. Ouvrages normaux :

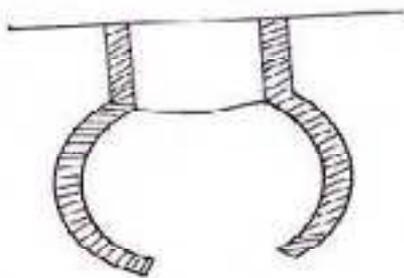
Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. on les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.2.1.1. Branchements :

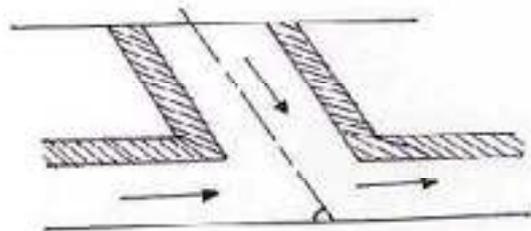
Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles.

Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement du réseau.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.



Point de raccordement avec élargissement



Point de raccordement avec inclinaison

Figure VI 2: Branchements

VI.2.1.2. fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

VI.2.1.3. caniveaux :

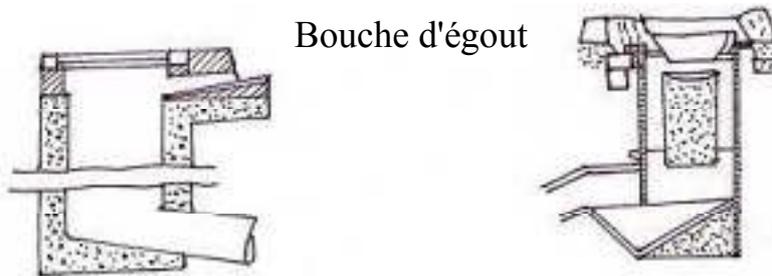
Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir.

VI.2.1.4. Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées). On les trouve :

- Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement Entre les deux bouches afin d'absorber le flot. D'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale (fig. a), ou à absorption par le haut (fig.b).



a) Absorption latérale

b) Absorption par le haut

Figure VI 3: Bouches d'égout

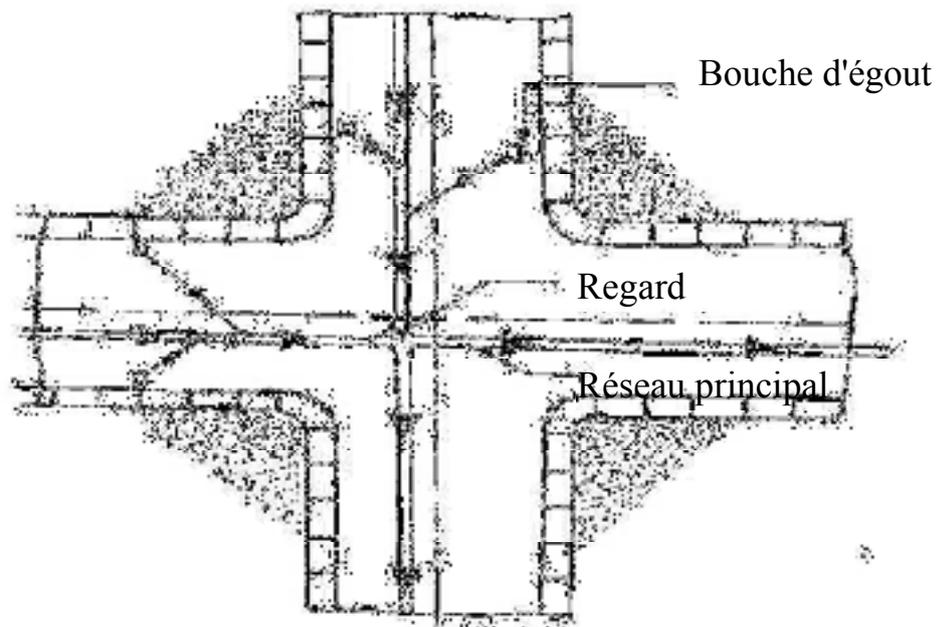


Figure VI 4: Emplacement des bouches d'égouts

VI.3.1.3. Les regards :

a) Généralité :

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- La distance entre deux regards est variable : -
35 à 50m en terrain accidenté ; - 50 à 80m en terrain plat.
- Sur les canalisations les regards doivent être installés :
 - A chaque changement de direction ;
 - A chaque jonction de canalisation ;
 - Aux points de chute ; - A chaque changement de pente ;
 - A chaque changement de diamètre.

b) Types des regards :

On distingue différents types qui sont :

b-1) Regard de visite :

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

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à **1.5m** ; diamètre **80cm** ;
- Profondeur supérieure à **1.5m** ; diamètre **1.00m** avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de **8cm** en béton préfabriqué en usine, **12cm** en béton coulé sur place avec un enduit étanche de **2cm**.

b-2) Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par : - Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;

- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ; - Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

- b-3) Regard de jonction :

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

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

- Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

b-4) Regard de chute :

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

1- La chute verticale profonde :

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

2- La chute toboggan :

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous

C) Les déssableurs :

Ces regards sont très utilisés dans les reliefs ou bien les terrains accidentés, donc ils servent à créer un décrochement dans le profil en long de façon à éviter les grandes excavations (tranchée de pose de conduite).

VI.3.2. Les ouvrages spéciaux :

VI.3.2.1. Les déversoirs d'orage

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

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

VI.3.2.2. Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.

- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.

- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

-Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval -Topographie du site et variations des pentes.

VI.3.2.3. Les types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir

a) Déversoir à seuil frontal :

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

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$Q = \mu \cdot L \cdot H \cdot \sqrt{2gH} \quad (\text{VI-1})$$

Dans laquelle :

Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m³/s) ;

μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du

type de seuil ; L : Longueur de la lame déversante (m) ; g:

Accélération de la pesanteur (9.81m/s²).

b) Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

On notera, à ce propos, que la longueur de crête déversante d'un déversoir latéral, calculée selon la formule d'Engels, est de 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal.

Cette longueur de la lame de déversoir calculée est donnée par la même expression :

$$L = \left(\frac{Q}{\frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot H^{1.67}} \right)^{\frac{1}{0.83}} \quad (\text{VI-2})$$

Dans laquelle :

Q : Débit déversé (m^3/s) ;

μ : Coefficient de débit exprimé, d'après la formule de Bazin (μ moyen = 0.40) ; H : Hauteur de charge (m) mesurée dans les conditions définies précédemment.

- S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable, tout au plus un masque sur la partie du collecteur de sortie ;

- Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé.

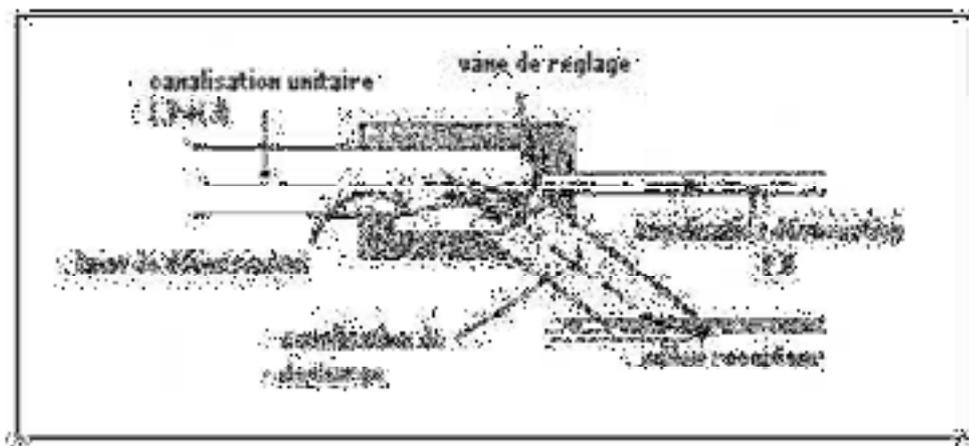


Figure VI.5_- Déversoir classique à seuil latéral

c) Déversoir à double seuil latéral :

Dans ce type de déversoir, la cunette transitant le débit de temps sec et de « petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre.

Il s'agit de cas bien particuliers au niveau d'une chute dans le collecteur ou en cas de très fortes pentes ?

d) Déversoir avec ouverture de radier :

Dans ce type de déversoir, le débit de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à

fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.

e) Déversoir circulaire :

La formule de Hégly-Ramponi est adaptée aux déversoirs circulaires. Ceux-ci présentant des avantages de simplicité, de facilité de mise en place pour des mesures des petits débits. L'expression de cette formule est la

suivante : $Q = \mu \cdot W \cdot \sqrt{2gH}$ (VI-3)

Avec :

$\mu = (0.35 + 0.002d/H)(1 + (W/\Omega)^2)$; d

: Diamètre de l'ouverture
déversante (en m) ;

W : Section mouillée (en m²) ;

Ω : Section totale = πd²/4 ;

H : Charge en amont de la section mouillée.

f) Déversoir siphon :

Le déversoir siphon a un rôle multiple. On peut en effet, par le procédé de déversement retardé, utiliser le collecteur comme bassin tampon.

Le fonctionnement peut être statique à un niveau maximal de mise en charge d'accumulation dans le réseau et, après avoir laissé passer le premier flot fortement pollué pour épuration, le siphon s'amorce et produit le déversement accéléré.

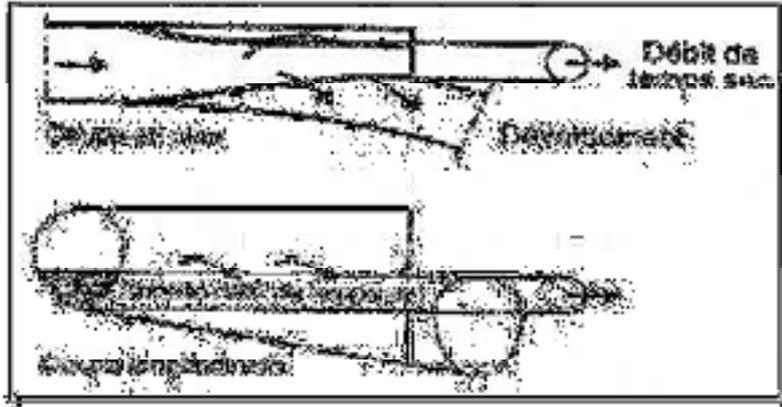


Figure VI 5: Déversoir latéral double

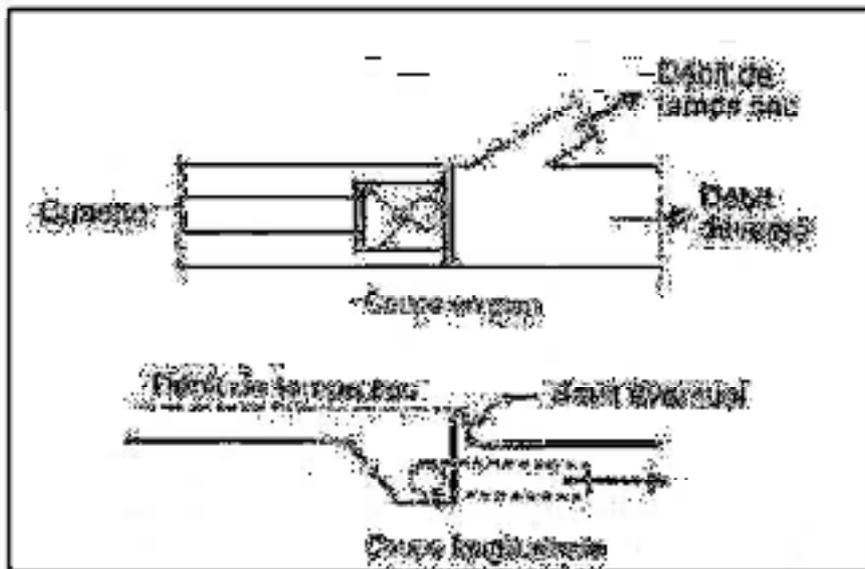


Figure VI 6: Déversoir avec ouverture de radier

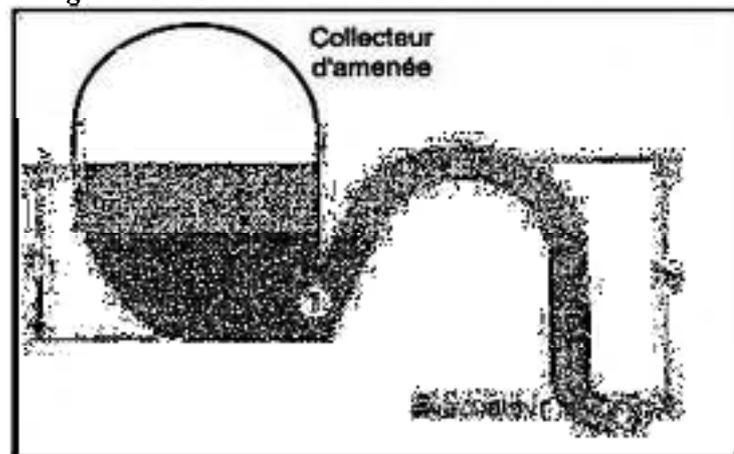


Figure VI 7: Principe du déversement siphonide

- Il existe d'autres types de déversoirs comme :
 - Les déversoirs à évacuation retardée et prolongée ;
 - Les déversoirs automatiques.

VI.3.2.3 1-Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers Bassin décantation par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec.

Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite.

A) Mode de calcul :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre.

On doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P)

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \quad \text{(VI-4)}$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers le collecteur avale

$$Q_{ST} = 2 \cdot Q_{US} \quad \text{(VI-5)}$$

- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \quad \text{(VI-6)}$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (H_r)
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

-Dimensionnement du DO :

Ce déversoir d'orage se trouve dans la partie droit du oued sur le collecteur principal n 1 , il est chargé de déverser les pointes de ruissellement dans l'oued et évacuer les eaux usées avec une double dilution vers le réseau avale :

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_T = 3.38 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{PS} = 3.2 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$

-On choisit un débit allant vers le bassin décantation : on propose 25% de débit critique à l'entrée (pour éviter la contamination de bassin de décantation).

Calcul du coefficient de retardement

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{tc}{100} \quad (\text{VI-7})$$

• Temps de concentrations :

C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation d'une goutte et son arrivée à l'exutoire du bassin ou déversoir d'orage, il se compose de trois temps différents : [7]

$$Tc = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{VI-8})$$

Notre cas on prend

:

$$Tc_1 = t_1 + t_2$$

Tel que:

$$t_1 = L / 60.V \quad (\text{VI-9})$$

Avec :

- t_2 : varie entre (2 à 20 min).
- L : le cheminement le plus long en (m).
- V : la vitesse moyenne du cheminement le plus

long (m/s). On prendre $t_2 = 12$ min

Pour plus de précision on calcule t_1 pour chaque trançon traversé par ce collecteur:

- Pour **N60-N50** : $L=243.44$ m et $V_{moy}=2.62$ m/s $\rightarrow t_1=1.54$ min.
- Pour **N50-N4** : $L=370.61$ m et $V_{moy}=3.77$ m/s $\rightarrow t_1=1.63$ min.
- Pour **N4-déversoir** : $L=606.4$ m et $V_{moy}=4.30$ m/s $\rightarrow t_1=2.34$ min.

$$Tc_1 = 5.51$$

$$T_c = t_{c1} + t_{c2} = 5.51 + 12 = 17.51 \text{ min}$$

Alors :

$$Z = 1 - 17.51/100 = 0.82$$

- **Calcul du débit critique :**

$$Q_{cr} = Q_t * Z$$

$$Q_{cr} = 3.38 * 0.82 = \mathbf{2.77 \text{ m}^3/\text{s}}$$

- **Calcul du débit dilué :**

On choisit une dilution de 2 donc :

$$Q_{\text{dilué}} = 2 * (0.068) = \mathbf{0.14 \text{ m}^3/\text{s}}$$

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

On utilise l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de R_h $D_e = 1200 \text{ mm}$.

$$R_q = Q_{cr}/Q_{ps} = 2.77/3 = \mathbf{0.92} \Rightarrow R_h = \mathbf{0.74}$$

$$H_{\text{amont}} (H_{cr}) = R_h * D_e = \mathbf{888 \text{ mm}}$$

Calcul de la hauteur du seuil :

$$D_{\text{amont}} = 1200 \text{ mm}$$

$$R_q = Q_{\text{dilué}}/Q_{ps} = 0.14/3 = \mathbf{0.05} \Rightarrow R_h = \mathbf{0.16}$$

$$H_{\text{seuil}} = R_h * D_e = \mathbf{192 \text{ mm}}$$

$$H_{\text{dev}} = H_{\text{amont}} (H_{cr}) - H_{\text{seuil}} = 888 - 192 = 696 \text{ mm} = 69.9 \text{ cm}$$

$$H_{\text{seuil}} = \mathbf{69.6 \text{ cm}}$$

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

$$Q_d = \frac{2}{3} * \mu * L * \sqrt{2 * g} * H_d^{\frac{2}{3}} \quad (VI-10)$$

Avec :

μ : coefficient de contraction de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement

$$\mu = 0.6$$

- L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres - g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

- H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{Q_d}{\frac{2}{3} * 0.6 * (2 * g)^{\frac{1}{2}} * (H_d)^{\frac{3}{2}}} \quad (VI-11)$$

$$L = \frac{2.77 - 0.14}{\frac{2}{3} * 0.6 * (2 * 9.81)^{0.5} * (0.69)^{1.5}} = 2.58 \text{ m}$$

On prend $L = 2.6 \text{ m}$

VI .3.2.3.2 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage :

A) Chambre de tranquillisation et de dessablement :

Cette chambre, située à l'amont du déversoir d'orage N°01 a pour but en réduisant la vitesse du flux d'assurer une décantation des matières en suspension les plus lourdes et de faire remonter en surface les flottants.

B) les grilles et les degriilleurs:

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les degriilleurs à l'entrée des déversoirs d'orage.

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

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

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

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un maniement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass.

La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser (0.5 à 1.5) m/s

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

Dans certaines installations l'encrassement des grilles crée une perte de charge qui fait monter le niveau amont.

Dans notre projet les grilles seront placées juste à l'entrée des déversoirs d'orage.

A) Dimensionnement de La grille :

a/ Méthode De Kirschmer :

La largeur de la grille est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \delta} \quad (\text{VI-12})$$

$$S : \text{Section mouillée de la grille} \quad S = \frac{Q_p}{V} \quad (\text{m}^2) \quad (\text{VI-13})$$

Q_p : débit de pointe en temps sec (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux, peut aller de 0,5 m/s à 1,5 m/s.

h_{\max} : Hauteur maximale d'eau admissible sur la grille compris généralement entre 0,15 et 1,5 m.

$$\beta : \text{Fraction de surface occupée par les barreaux} \quad \beta = \frac{e}{e+d} \quad (\text{VI-14})$$

d : espacement des barreaux

e : épaisseur des barreaux,

tableau VI 3: Les valeurs de e et d

	Grille grossière	Grilles fines
e (cm)	2	1
d (cm)	5 à 10	0,3 à 1

δ : Coefficient de colmatage de la grille généralement compris entre (0,3 et 0,8)
 0,5 pour les grilles mécaniques.
 0,25 pour les grilles manuelles

α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal, compris généralement entre 60° et 80°.

Grille grossière

$$\alpha = 70^\circ.$$

$$Q_p = 0.14 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$V = 0.5 \text{ m/s}.$$

$$h_{\max} = 1.5 \text{ m}.$$

$$\delta = 0.5 \text{ (grille mécanique).}$$

$$\beta = \frac{e}{e+d} = \beta = \frac{2}{2+6} = 0.25$$

$$S = \frac{0.14}{0.5} = 0.28 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.28 \cdot \sin 70}{1.5 \cdot (1 - 0.25) \cdot 0.5} = 0.44 \text{ m}$$

Grille fine

$$\alpha = 70^\circ.$$

$$Q_p = 2.43 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$V = 0.5 \text{ m/s}.$$

$$h_{\max} = 1.5 \text{ m}.$$

$$\delta = 0.5 \text{ (grille mécanique).}$$

$$\beta = \frac{e}{e+d} = \beta = \frac{1}{1+0.8} = 0.55$$

$$S = \frac{0.14}{0.5} = 0.28 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{1.63 \cdot \sin 70}{1.5 \cdot (1 - 0.55) \cdot 0.5} = 0.73 \text{ m}$$

□ . **Calcul des pertes de charges:**

Une grille provoque des pertes de charges, selon KIRSCHMER, ces dernières sont fonction de :

- La forme des barreaux,
- L'espace entre les barreaux,
- La largeur des barreaux,
- La vitesse d'approche,
- L'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta h = \frac{\beta \cdot (e)^{4/3}}{(d)^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \sin \alpha \quad (\text{VI-15})$$

Δh : Perte de charge en mètre d'eau

e : épaisseur d'un barreau (m),

d : Espacement entre les barreaux (m),

V : Vitesse d'approche ou vitesse de l'eau devant la grille (m/s),

α : Angle d'inclinaison de la grille, par rapport à l'horizontale

β : Coefficient de forme des barreaux,

- pour barreaux rectangulaires 2,42
- pour formes favorables 0,76
- pour barreaux ronds 1,75

g : Accélération de la pesanteur (9.81m/s²).

Nous prenons :

Grille grossière :

$\beta = 2.42$ (section rectangulaire des

barreaux) $d = 2 \text{ cm}$

$e = 6 \text{ cm}$

$V =$

0.5m/s

$\alpha = 70^\circ$

Donc :

$$\Delta h = \frac{\beta' \cdot (e)^{4/3}}{(d)^{4/3}} \frac{V^2 \cdot \sin\alpha}{2g}$$

$$\Delta H = (2.42 \cdot (6)^{4/3} / (2)^{4/3}) \cdot (0.5)^2 / 2 \times 9.81 \times \sin 70^\circ = \mathbf{0.11 \text{ cm.}}$$

- **Pertes de charge au niveau de la grille fine :**

$$d = 1 \text{ cm} ; e = 0.8 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta H = (2.42 \cdot (1)^{4/3} / (0.8)^{4/3}) \cdot (0.5)^2 / 2 \times 9.81 \times \sin 60^\circ = \mathbf{0.033 \text{ cm}}$$

I-1-4 Calcul Des Volumes Des Déchets Retenus :

Le volume des déchets retenus par les grilles dépend :

- Du débit de l'effluent,
- De la finesse du dégrillage.

Pour une eau usée urbaine, la quantité de déchets récupérée par les grilles par habitant et par an est estimée à :

- 5 à 10 l/ hab/an pour une grille fine.
- 2 à 5 l/ hab/an pour une grille grossière.

Les volumes des déchets retenus par jour:

$$V \text{ (m}^3\text{/j)} = \frac{\text{Nbre d'hab x volume retenu x } 10^{-3}}{365 \text{ jours}} \quad (\text{VI-16})$$

Grille grossière

$$V = 20191 \cdot 3 \cdot 0.001 / 365 = 0.16 \text{ m}^3\text{/j}$$

la grille fine

$$V = 20191 \cdot 6 \cdot 0.001 / 365 = 0.33 \text{ m}^3\text{/j}$$

□ Bassin de décantation :

VI. 1-introduction :

Les procédés les plus employés en épuration des eaux sont des procédés biologiques, dont le principe consiste à utiliser les micro-organismes pour décomposer et minéraliser la pollution de l'eau.

Il existe un grand nombre de procédés d'épuration biologique des eaux à épurer et du degré d'épuration désiré.

Les procédés d'épuration les plus répandus sont:

- L'épandage.
- Le lagunage.
- Les disques biologiques.
- Les lits bactériens.
- Les boues activées.

Pour le bassin de décantation c'est en considérer comme un décanteur primaire dans les stations d'épuration est généralement utilisé pour éliminer les matières en suspension [5]

□.2 différents types de bassins de décantation :

VI.2.1. bassin de décantation circulaire :



Figure VI 8: Bassin circulaire

Source : www.alamyimages.fr

VI.2.2 : bassin de décantation rectangulaire :

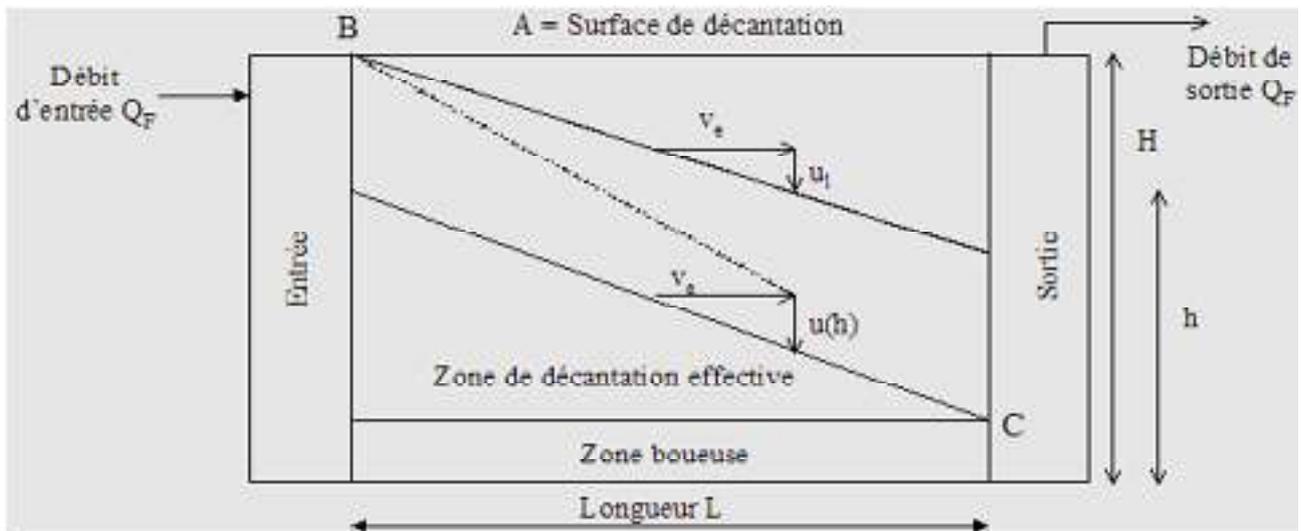


Figure VI 9: Bassin rectangulaire

Source :atuted.org.tn

VI .3 Choix du procédé pour notre projet :

Le procédé adopté par notre projet est le procédé à décantation qui consiste à laisser déposer les matières en suspension.

Les matières en suspension dans l'eau peuvent être séparées des eaux usées si les trois conditions suivantes sont remplies :

- 1- Les particules doivent être si grosses qu'elles ne peuvent plus être poussées par les molécules d'eau toujours en mouvement.
- 2- Les matières doivent avoir un poids spécifique différent de celui des eaux usées $\rho_s > \rho_w$ (boue décantation)
- 3- La vitesse de sédimentation dépend de la façon dont l'eau circule (horizontalement), du type d'écoulement laminaire, de la viscosité cinématique de l'eau (ν) de la forme, de la grosseur et du poids spécifique ρ_s des particules qui doivent se décanter.

Pour notre cas, la taille des particules choisie est de 0,08mm [0,001 – 0,11] pour qu'elle suive la loi de STOKES et la masse volumique de 1,2 t/m³ de l'eau

usées, la décantation des particules des eaux résiduaires domestique sont équipées de racleur manuel de fond.

Le bassin est fait en béton armé et dimensionnées pour un temps de séjour (1 à 2 heures)

Pour notre projet en choisie le type rectangulaire (facile pour la réalisation)
La matière qui se dépose au fond du bassin est appelée boue. Il faut absolument enlever la boue du bassin de décantation avant qu'elle remonte à la surface et soit transportée hors du bassin avec des camion spiciale . Cette boue peut être transporte vers un endroit loin de court d'eau et des agglomération ou directement dans des installations de traitement des boues

□.4 Dimensionnement du bassin de décantation :

tableau VI 4:Calcul des débits totaux (horizon 2021, 2041)

Horizon	population	Norme de rejet	débits
2041	20191	120	65 l/s

C
a

lcul du bassin de la décantation 2041:

a.Débit de point d'eau usée:

Le débit de pointe d'après les calculs est estimé à 65 l/s

Débit d'eau usée diluée :

$$Q_d = 2 * 65 \text{ l/s} = 130 \text{ l/s}$$

ρ_s 1.2 t/m³ densité d'eau usée d'après les analyse et $d = 0.08 \text{ mm}$

diamètre des particules

$V_s = f(\rho_s, d)$ de l'abaque N°3 densité diamètre on obtient (voir annexe 2).

$$V_s = 0.05 \text{ cm/s} = 0.0005 \text{ m/s}$$

b.Calcul de surface du bassin :

$$S_o = Q_d / V_s = 0.130 / 0.0005 = 260 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } S_o = 260 \text{ m}^2$$

c.Volume du bassin :

$$V = Q_d * t_a \quad t_a = \text{temps de rétention} = \text{nbre d'heures}$$

$$V = 0.130 * 2 * 3600 = 936 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend } V = 936 \text{ m}^3$$

d.Hauteur du bassin :

$$H \leq V / So \quad h \leq 936 / 260 = 3.6 \text{ m}$$

$$\text{On prend} \quad \mathbf{h = 2.6m}$$

On a :

$$L/l = 6$$

et

$$L \cdot l = 260$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{L = 41.1 \text{ m} \quad l = 6.58 \text{ m} \quad h = 2.6 \text{ m} \quad So = 2.60 \text{ m}^2 \quad V = 936 \text{ m}^3}$$

VI 5. Charges polluantes :

A défaut de procéder à des prélèvements et analyses de l'eau usée, Les charges polluantes de notre eau usée sont

MES=793,35mg/l , DBO5=462,35mgO2/l , DCO=802,70mgO2/l , Azote ammoniacole (NH4)=105mg/l , Phosphate(PO4)=3.10mg/l , Phosphore(P) =1mg/l , Aluminium (Al) <0.5mg/l , Plomb (Pb)= <0.5mg/l , Chrome (Cr)= <0.5mg/l , Cadmium(Cd) =<0.5mg/l , Nike (Ni)= <0.5mg/l , Cobalt(Co) =<0.5mg/l , Fer(Fe)=6,10mg/l , Manganese (Mn)=0.25mg/l

En voir que il n'ya pas pollution industrielle c'est un eau des agglomération

(Ces alanyses est fournie par DHW de MEDEA)

A partir de ces charges polluantes en calcule la charge polluent journalier

$$\text{MES} = 793,35 \cdot 1507800 = 1196.21 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{\text{MES} = 1196.21 \text{ kg/j}}$$

$$\text{DBO5} = 462,35 \cdot 1507800 = 696,76 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{\text{DBO5} = 697,13 \text{ kg/j}}$$

VI.6.Calcul des charges polluantes élimine :

par le bassin de décantation

Sachant que le bassin de décantation éliminé environ 35% de DBO5 et environ et

95% de matière en suspension, les charges éliminées sont donne de :

$$\text{Charge en MES} = 0,95 \cdot 1196,21 = 1136,40 \text{ kg/j}$$

Charge en DBO5 =0,35.697,13=244 kg/j

Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

notre choix est tombé sur les canalisations en béton et en PVC pour les diamètre inférieure 600mm et le béton armé pour les diamètres supérieurs pour supporter la charge.

On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- un déversoirs d'orage de types frontal
- les regards
- les grilles et les degriilleurs

Et pour la préservation de milieu naturelle contre la pollution on a projet un bassin de décantation en aval de l'agglomération

CHAPITRE VII :

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut :

-Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir.

-Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action.

-Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers.

. **Les étapes de réalisation du projet :**

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

.1 **Manutention et stockage des conduites :**

.1.1 **Manutention :**

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

.1.2 **Stockage :**

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

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

.2 **Décapage de la terre végétale :**

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

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

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

□.4 Aménagement du lit de sable :

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

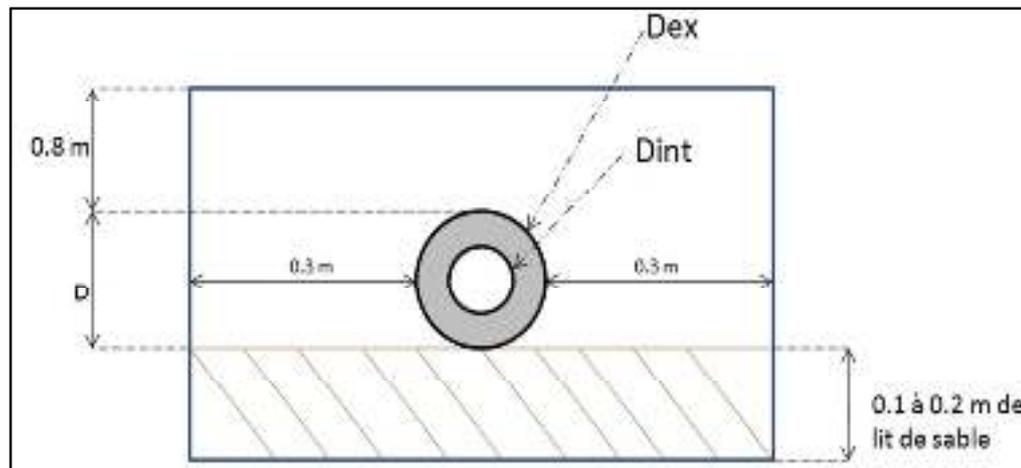


Figure VII 1:pose de lit de sable

□.5 Emplacement des piquets :

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

□.6 Pose des canalisations :

- De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :
- d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
 - de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
 - de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
 - de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
 - d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,

- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

.7 Assemblage des canalisations :

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

.8 Essai d'étanchéité :

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

.9 Réalisation des regards :

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

- : - Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.

- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

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

□.10 Réalisation des branchements :

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

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

□.11 Remblayage et compactage :

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

□ Choix des engins :

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

• Les engins de chargement :

- Les chargeuses.
- Les pelles hydrauliques.
- Les pelles mécaniques.

• Les engins de transport :

- Les brouettes.
- Les camions bennes.
- Les dumpers.
- Les motos basculeurs.

- Les véhicules utilitaires.
- **Les engins de mise en place des matériaux :**
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.
 - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

- **Pour le décapage :**

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



Figure VII 2: Niveleuse

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



Figure VII 3: Bulldozer

- **Pour l'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro

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

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

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



Figure VII 4: Pelle équipée en rétro

- **Pour le remblaiement des tranchées :**

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



Figure VII 5: Chargeuse

- **Pour le compactage :**

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



Figure VII 6:Compacteur à rouleaux

III. Détermination des différents volumes des travaux :

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

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.1})$$

Tel que :

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

III.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.2})$$

Tel que :

- V_{d} : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m), $b=1.25\text{m}$
- H : profondeur de la tranchée (m) , $H= 2.4\text{m}$
- L : longueur totale de la tranchée (m).

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

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m), $e=15\text{cm}$
- B : largeur de la tranchée (m). $b=1.25$
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.4. Volume occupé par les conduites :

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

Avec :

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

III.5. Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

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

III.6. Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

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

III.7. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad (VII.7)$$

Tel que :

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

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (VII.8)$$

Avec :

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

□ Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VII 1:Devis estimatif des couts des projets

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m^3	23096,07	1000	23096070
2	Lit de pose	m^3	1443,5044	1500	2165256,57
3	Enrobage	m^3	3338,8275	200	667765,506
4	Remblai de la tranchée	m^3	12054,161	700	8437912,7
B	Canalisation				
1	135A-0300	ml	1438,52	1829,5	2631772,34
2	135A-0400	ml	2823,77	2500,5	7060836,89
3	135A-0500	ml	846,88	3612	3058930,56
4	135A-0600	ml	764,17	4275	3266826,75
5	135A-0800	ml	1369,34	5640	7723077,6

6	135A-1000	ml	218,81	7245	1585278,45
7	135A-1200	ml	237,2	9100	2158520
C	Construction				
1	Regard	u	262	30000	7860000
3	deversoir d'orage	u	1	300000	300000
4	bassin décantation	u	1	500000	500000
THT					70512247,4
TVA 19%					13397327
TTC					83909574,4

Source des prix : bureaux d'étude.

Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet qui est de **83909574,4da**.

La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet et pour le but d'Obtenir une qualité de travaille satisfaisante et Eviter les incidents financiers.

Conclusion générale

A la fin de ce travail ,on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur différentes phases allant de la collecte à l'évacuation des déchets solides et liquides, en passant par leur traitement.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques.

Après, on a fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 204 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV.

Après on a déterminé les paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation, Nous avons choisi un système séparatif avec un schéma par déplacement latérale .

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publiques vu qu'il n'y a pas des industries au niveau de la zone. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 5 sous-bassins, choisi le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté pour la méthode rationnelle.

Concernant les ouvrages annexes, le choix du système unitaire et le problème de la charge polluante très élevée ,nous ont épargné la conception d'un déversoir d'orage et d'un bassin de décantation pour les eaux pluviales.

Du côté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de 83909574,4 DA.

Références bibliographiques

- [1]. Salah B, 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- [2]. Touaibia B, 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
- [3]. Grand Lyon la métropole : référentiel conception et gestion des ouvrages d'assainissement.
- [4]. Régis bourrier, Maurice Satin et Béchir Selmi, Guide technique d'assainissement (5eme édition).
- [5]. GUERIDI.ALI , Etude du schéma directeur et système d'épuration de la ville de draa samar (w.Medea).
- [6]. Mr AZARI Seif El-Islam, Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida), ENSH 2019.
- [7]. Mr Bayou Amine , L'étude du réseau d'assainissement de la ville d'Adjana (W. Médéa)

Annexes

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N1 - N2	40,74	4,00	0,30	333,28	400,00	0,62	1,05	0,56	4,09	0,23	3,88	0,49	2,19	vérifie
N2 - N3	33,36	4,00	0,30	333,28	400,00	0,62	1,05	0,56	4,09	0,23	3,88	0,49	2,19	vérifie
N3 - N4	35,29	4,00	0,30	333,28	400,00	0,62	1,05	0,56	4,09	0,23	3,88	0,49	2,19	vérifie
N4 - N5	50,44	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N5 - N6	34,36	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N6 - N7	40,67	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N7 - N8	37,93	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N8 - N9	28,09	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N9 - N10	33,86	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N10 - N11	21,93	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N11 - N12	36,90	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N12 - N13	36,66	2,00	1,16	630,23	800,00	0,14	0,69	0,25	3,01	0,20	4,35	2,19	3,01	vérifie
N13 - N14	53,29	2,00	1,16	630,23	800,00	0,53	1,02	0,52	4,43	0,41	4,35	2,19	2,35	vérifie
N14 - N15	48,74	1,00	2,21	913,95	1 000,00	0,79	1,11	0,67	3,96	0,67	3,57	2,80	2,14	vérifie
N15 - N16	45,80	1,00	2,21	913,95	1 000,00	0,79	1,11	0,67	3,96	0,67	3,57	2,80	2,14	vérifie
N16 - N17	45,67	1,00	2,21	913,95	1 000,00	0,79	1,13	0,67	4,01	0,67	3,57	2,80	2,14	vérifie
N17 - N18	30,41	1,00	2,21	913,95	1 000,00	0,79	1,11	0,67	3,96	0,67	3,57	2,80	2,14	vérifie
N18 - N19	47,05	1,00	3,67	1 105,41	1 200,00	0,80	1,12	0,68	4,50	0,82	4,03	4,56	2,43	vérifie
N19-DO	14,60	1,80	3,67	990,06	1 200,00	0,60	1,05	0,55	5,67	0,66	5,41	6,12	3,03	vérifie
DO-BD	17,92	1,00	3,67	1 105,41	1 200,00	0,80	1,12	0,68	4,50	0,82	4,03	4,56	2,43	vérifie
N30 - N49	27,72	3,91	0,14	251,50	500,00	0,16	0,72	0,27	3,21	0,14	4,45	0,87	1,55	vérifie
N49 - N31	21,47	4,00	0,14	250,43	500,00	0,16	0,72	0,27	3,23	0,13	4,50	0,88	1,56	vérifie
N31 - N34	43,90	4,00	0,28	324,77	500,00	0,32	0,89	0,39	4,00	0,19	4,50	0,88	2,05	vérifie
N34 - N33	31,12	2,50	0,28	354,69	500,00	0,40	0,94	0,44	3,34	0,22	3,56	0,70	1,76	vérifie
N33 - N32	49,31	0,20	0,37	632,27	800,00	0,54	1,02	0,52	1,41	0,41	1,38	0,69	0,75	vérifie
N50 - N51	46,07	3,30	0,27	332,00	600,00	0,21	0,79	0,31	3,63	0,18	4,62	1,30	1,78	vérifie
N51 - N52	48,94	4,00	0,41	374,32	600,00	0,28	0,87	0,36	4,41	0,22	5,08	1,44	2,22	vérifie

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N52 - N53	34,28	4,00	0,41	374,32	600,00	0,28	0,87	0,36	4,41	0,22	5,08	1,44	2,22	vérifie
N53 - N54	39,76	4,00	0,41	374,32	600,00	0,28	0,87	0,36	4,41	0,22	5,08	1,44	2,22	vérifie
N54 - N55	36,25	0,20	0,41	656,43	800,00	0,59	1,05	0,55	1,44	0,44	1,38	0,69	0,77	vérifie
N55 - N56	32,72	0,20	0,41	656,43	800,00	0,59	1,05	0,55	1,44	0,44	1,38	0,69	0,77	vérifie
N56 - N57	40,08	4,00	0,44	383,11	800,00	0,14	0,69	0,25	4,26	0,20	6,16	3,09	2,04	vérifie
N57 - N58	25,41	4,00	0,44	383,11	800,00	0,14	0,69	0,25	4,26	0,20	6,16	3,09	2,04	vérifie
N58 - N59	38,09	3,00	0,87	524,36	800,00	0,32	0,89	0,39	4,77	0,31	5,33	2,68	2,44	vérifie
N59 - N4	29,01	3,00	0,87	523,91	800,00	0,32	0,89	0,39	4,77	0,31	5,33	2,68	2,44	vérifie
N107 - N108	9,90	0,20	0,42	663,53	800,00	0,61	1,05	0,56	1,45	0,45	1,38	0,69	0,77	vérifie
N108 - N109	15,41	0,20	0,42	663,53	800,00	0,61	1,05	0,56	1,45	0,45	1,38	0,69	0,77	vérifie
N109 - N110	21,51	4,00	0,42	378,37	800,00	0,14	0,69	0,25	4,22	0,20	6,16	3,09	2,02	vérifie
N110 - N111	19,73	4,00	0,42	378,37	800,00	0,14	0,69	0,25	4,22	0,20	6,16	3,09	2,02	vérifie
N111 - N112	30,28	0,20	0,42	663,53	800,00	0,61	1,05	0,56	1,45	0,45	1,38	0,69	0,77	vérifie
N112 - N113	32,21	3,00	0,74	492,58	800,00	0,27	0,86	0,36	4,58	0,29	5,33	2,68	2,29	vérifie
N113 - N114	24,29	3,00	0,74	492,58	800,00	0,27	0,86	0,36	4,58	0,29	5,33	2,68	2,29	vérifie
N114 - N115	34,49	3,00	0,84	517,88	800,00	0,31	0,89	0,38	4,73	0,31	5,33	2,68	2,41	vérifie
N115 - N116	28,21	3,00	0,95	541,27	800,00	0,35	0,91	0,41	4,86	0,33	5,33	2,68	2,52	vérifie
N116 - N117	36,90	3,00	1,05	563,08	800,00	0,39	0,93	0,44	4,98	0,35	5,33	2,68	2,62	vérifie
N117 - N118	40,19	3,00	1,05	563,08	800,00	0,39	0,93	0,44	4,98	0,35	5,33	2,68	2,62	vérifie
N118 - N119	28,29	0,20	1,05	935,59	1 000,00	0,84	1,13	0,70	1,80	0,70	1,60	1,25	0,97	vérifie
N119 - N14	19,90	0,20	1,05	935,59	1 000,00	0,84	1,13	0,70	1,80	0,70	1,60	1,25	0,97	vérifie
N164 - N165	43,06	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N165 - N166	27,79	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N166 - N167	32,97	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N167 - N168	23,28	3,20	0,28	338,64	400,00	0,64	1,06	0,58	3,68	0,23	3,47	0,44	1,98	vérifie
N168 - N169	38,19	4,00	0,28	324,77	400,00	0,57	1,04	0,54	4,03	0,22	3,88	0,49	2,15	vérifie
N169 - N170	33,49	4,00	0,42	378,10	400,00	0,86	1,13	0,72	4,39	0,29	3,88	0,49	2,38	vérifie

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N170 - N171	30,60	4,00	0,56	421,17	500,00	0,63	1,06	0,57	4,76	0,29	4,50	0,88	2,56	vérifie
N171 - N172	34,94	4,00	0,70	457,93	500,00	0,79	1,11	0,67	4,99	0,34	4,50	0,88	2,70	vérifie
N172 - N173	34,59	4,00	0,70	457,93	500,00	0,79	1,11	0,67	4,99	0,34	4,50	0,88	2,70	vérifie
N173 - N174	8,94	3,00	0,98	548,31	600,00	0,79	1,11	0,67	4,88	0,40	4,40	1,24	2,64	vérifie
N174 - N175	21,33	3,00	1,26	602,49	800,00	0,47	0,98	0,48	5,23	0,39	5,33	2,68	2,78	vérifie
N175 - N176	41,79	4,00	1,26	570,86	800,00	0,41	0,94	0,45	5,80	0,36	6,16	3,09	3,06	vérifie
N176 - N177	22,90	0,20	1,26	1 001,08	1 200,00	0,62	1,05	0,56	1,90	0,68	1,80	2,04	1,02	vérifie
N177 - N178	36,69	1,50	1,40	713,76	1 200,00	0,25	0,84	0,34	4,14	0,41	4,94	5,58	2,05	vérifie
N178 - N179	29,30	2,00	1,40	676,28	1 200,00	0,22	0,80	0,31	4,56	0,38	5,70	6,45	2,24	vérifie
N179 - N180	22,51	2,00	1,40	676,28	1 200,00	0,22	0,80	0,31	4,56	0,38	5,70	6,45	2,24	vérifie
N180 - N18	34,95	0,20	1,40	1 041,43	1 200,00	0,69	1,07	0,60	1,93	0,73	1,80	2,04	1,05	vérifie
N253 - N254	11,28	2,00	1,40	676,28	1 200,00	0,22	0,80	0,31	4,56	0,38	5,70	6,45	2,24	vérifie
N35 - N36	29,54	0,30	0,14	407,02	500,00	0,58	1,04	0,54	1,28	0,27	1,23	0,24	0,68	vérifie
N36 - N37	29,86	0,30	0,14	407,02	500,00	0,58	1,04	0,54	1,28	0,27	1,23	0,24	0,68	vérifie
N37 - N38	32,39	4,00	0,14	250,43	500,00	0,16	0,72	0,27	3,23	0,13	4,50	0,88	1,56	vérifie
N38 - N39	27,48	4,00	0,14	250,43	500,00	0,16	0,72	0,27	3,23	0,13	4,50	0,88	1,56	vérifie
N39 - N40	27,46	4,00	0,14	250,43	500,00	0,16	0,72	0,27	3,23	0,13	4,50	0,88	1,56	vérifie
N40 - N30	9,52	0,50	0,14	369,84	500,00	0,62	1,06	0,56	1,68	0,28	1,59	0,31	0,82	vérifie
N41 - N42	30,43	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N42 - N43	30,94	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N43 - N44	31,78	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N44 - N45	27,50	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N45 - N31	37,58	0,30	0,14	407,02	500,00	0,58	1,04	0,54	1,28	0,27	1,23	0,24	0,68	vérifie
N46 - N47	33,38	0,40	0,07	303,63	400,00	0,48	0,99	0,49	1,21	0,20	1,23	0,15	0,64	vérifie
N47 - N48	26,21	0,40	0,07	303,63	400,00	0,48	0,99	0,49	1,21	0,20	1,23	0,15	0,64	vérifie
N48 - N33	42,01	4,00	0,07	197,17	400,00	0,15	0,71	0,26	2,75	0,11	3,88	0,49	1,33	vérifie
N60 - N61	40,39	2,49	0,26	345,22	400,00	0,68	1,07	0,60	3,27	0,24	3,06	0,38	1,77	vérifie

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N61 - N62	25,75	2,20	0,26	353,33	400,00	0,72	1,08	0,63	3,11	0,25	2,88	0,36	1,69	vérifie
N62 - N63	29,15	0,20	0,26	553,92	600,00	0,81	1,12	0,68	1,27	0,41	1,14	0,32	0,69	vérifie
N63 - N64	30,42	0,20	0,26	553,92	600,00	0,81	1,12	0,68	1,27	0,41	1,14	0,32	0,69	vérifie
N64 - N65	25,51	0,20	0,26	553,92	600,00	0,81	1,12	0,68	1,27	0,41	1,14	0,32	0,69	vérifie
N65 - N66	33,82	2,30	0,26	350,40	600,00	0,24	0,83	0,33	3,18	0,20	3,85	1,09	1,57	vérifie
N66 - N67	28,16	3,70	0,26	320,52	600,00	0,19	0,76	0,29	3,72	0,18	4,89	1,38	1,81	vérifie
N67 - N50	30,24	4,00	0,26	315,87	600,00	0,18	0,75	0,29	3,82	0,17	5,08	1,44	1,86	vérifie
N68 - N69	26,24	0,40	0,14	385,64	400,00	0,91	1,14	0,74	1,40	0,30	1,23	0,15	0,76	vérifie
N69 - N70	28,75	0,40	0,14	385,64	400,00	0,91	1,14	0,74	1,40	0,30	1,23	0,15	0,76	vérifie
N70 - N71	32,62	0,40	0,14	385,64	400,00	0,91	1,14	0,74	1,40	0,30	1,23	0,15	0,76	vérifie
N71 - N72	28,55	4,00	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifie
N72 - N51	29,58	4,00	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifie
N73 - N74	29,39	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N74 - N75	33,28	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N75 - N76	10,24	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N76 - N77	27,68	4,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifie
N77 - N78	27,40	0,60	0,14	357,41	400,00	0,74	1,09	0,64	1,64	0,26	1,50	0,19	0,89	vérifie
N78 - N79	36,48	1,00	0,14	324,77	400,00	0,57	1,04	0,54	2,02	0,22	1,94	0,24	1,07	vérifie
N79 - N80	27,19	4,00	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifie
N80 - N52	26,91	4,00	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifie
N81 - N82	11,51	4,00	0,03	133,20	300,00	0,11	0,66	0,23	2,10	0,07	3,20	0,23	0,99	vérifie
N82 - N83	10,03	0,20	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifie
N83 - N84	9,40	0,20	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifie
N84 - N56	19,56	0,20	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifie
N85 - N86	45,82	4,00	0,23	301,67	600,00	0,16	0,72	0,27	3,66	0,16	5,08	1,44	1,77	vérifie
N86 - N59	40,82	4,00	0,43	381,45	600,00	0,30	0,88	0,37	4,46	0,22	5,08	1,44	2,26	vérifie
N87 - N88	22,86	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N88 - N89	17,10	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie
N89 - N90	24,81	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie
N90 - N91	19,07	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie
N91 - N92	26,40	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie
N92 - N93	14,37	4,00	0,23	301,67	400,00	0,14	0,69	0,25	2,68	0,10	3,88	0,49	2,68	vérifie
N93 - N94	20,97	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie
N94 - N85	40,37	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie
N95 - N96	23,29	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie
N96 - N97	20,68	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	1,13	0,48	4,01	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifie
N97 - N98	15,43	2,00	0,23	343,54	400,00	0,67	1,07	0,59	2,93	0,24	2,74	0,34	1,58	vérifie
N98 - N99	15,80	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifie
N99 - N100	15,79	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifie
N100 - N101	11,97	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifie
N101 - N102	16,58	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifie
N102 - N103	10,92	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	0,85	0,62	0,97	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifie
N103 - N104	19,56	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,14	0,62	1,30	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifie
N104 - N105	16,86	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifie
N105 - N106	23,54	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifie
N106 - N85	31,77	4,00	0,23	301,67	600,00	0,16	0,72	0,27	3,66	0,16	5,08	1,44	1,77	vérifie
N120 - N121	40,22	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N121 - N122	20,34	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N122 - N123	16,22	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N123 - N124	20,09	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N124 - N125	29,65	0,20	0,21	511,65	600,00	0,66	1,06	0,59	1,21	0,35	1,14	0,32	0,65	vérifie
N125 - N126	23,94	0,20	0,21	511,65	600,00	0,66	1,06	0,59	1,21	0,35	1,14	0,32	0,65	vérifie
N126 - N127	23,38	4,00	0,21	291,76	600,00	0,15	0,70	0,26	3,56	0,16	5,08	1,44	1,71	vérifie
N127 - N128	27,37	4,00	0,21	291,76	600,00	0,15	0,70	0,26	3,56	0,16	5,08	1,44	1,71	vérifie

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N128 - N129	29,07	4,00	0,21	291,76	600,00	0,15	0,70	0,26	3,56	0,16	5,08	1,44	1,71	vérifie
N129 - N107	26,04	4,00	0,21	291,76	600,00	0,15	0,70	0,26	3,56	0,16	5,08	1,44	1,71	vérifie
N130 - N131	39,63	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N131 - N132	15,14	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N132 - N133	18,31	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N133 - N134	15,42	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N134 - N135	19,45	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N135 - N136	23,99	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N136 - N137	29,80	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N137 - N138	21,45	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N138 - N139	22,42	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N139 - N108	28,57	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifie
N140 - N141	42,99	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N141 - N142	24,99	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N142 - N143	25,45	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N143 - N144	32,90	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N144 - N145	21,67	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N145 - N112	42,79	3,40	0,32	350,18	500,00	0,39	0,93	0,43	3,86	0,22	4,15	0,81	2,03	vérifie
N146 - N147	35,87	2,44	0,16	287,36	300,00	0,89	1,14	0,73	2,85	0,22	2,50	0,18	1,55	vérifie
N147 - N148	14,73	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N148 - N149	21,11	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N149 - N150	15,40	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N150 - N151	16,70	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N151 - N152	23,49	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifie
N152 - N145	12,91	0,20	0,16	459,33	500,00	0,80	1,11	0,68	1,12	0,34	1,01	0,20	0,61	vérifie
N153 - N154	28,07	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie
N154 - N155	35,71	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie

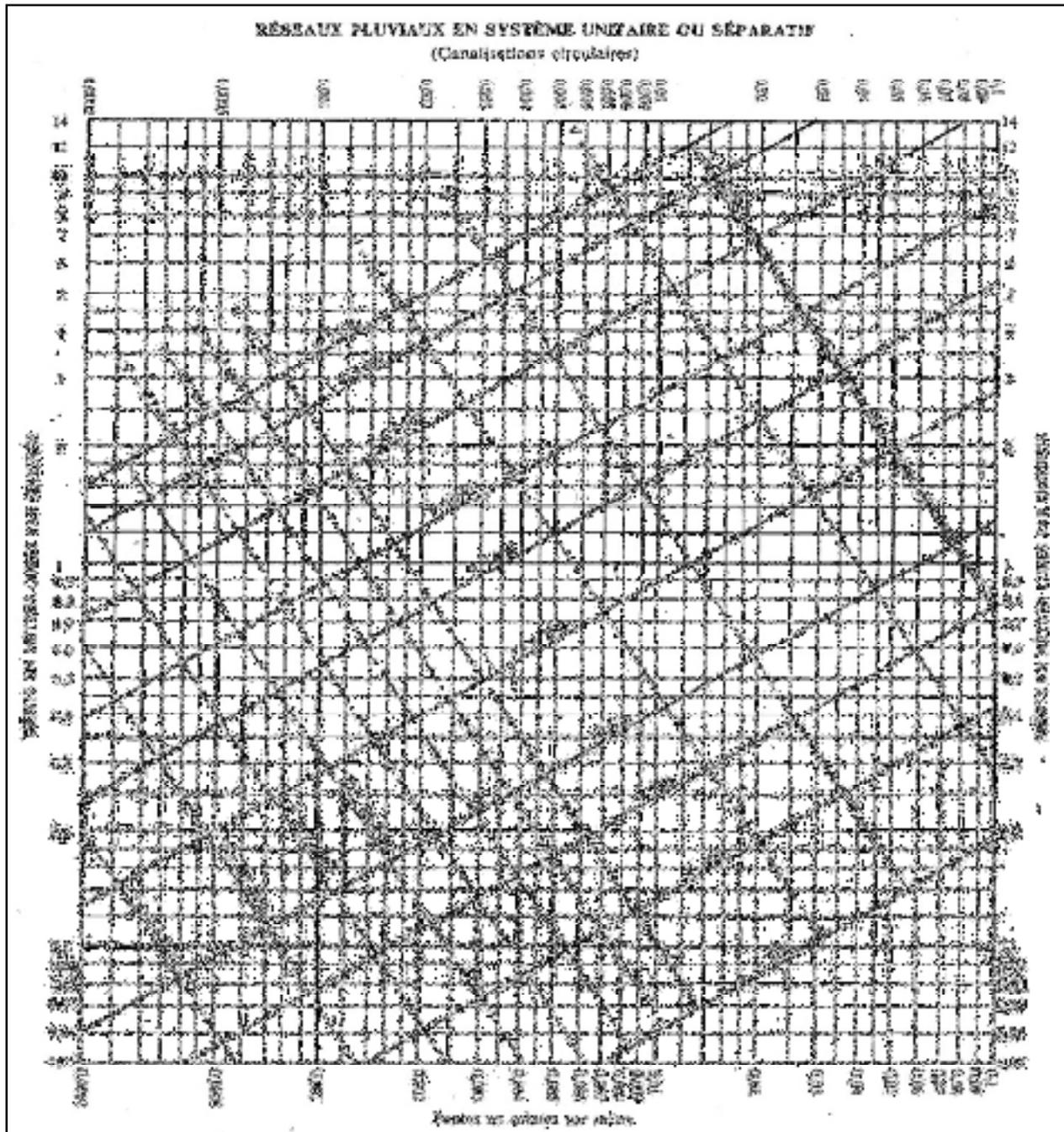
Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N155 - N114	26,76	4,00	0,11	228,78	400,00	0,23	0,81	0,32	3,14	0,13	3,88	0,49	1,55	vérifie
N157 - N158	29,50	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie
N158 - N159	32,90	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie
N159 - N115	26,17	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie
N160 - N161	21,12	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie
N161 - N162	14,29	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie
N162 - N163	24,60	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie
N163 - N116	16,94	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifie
N181 - N182	26,42	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N182 - N183	27,54	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N183 - N166	19,12	0,40	0,15	395,75	400,00	0,14	0,69	0,25	0,85	0,10	1,23	0,15	0,85	vérifie
N184 - N185	28,38	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N185 - N186	25,21	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N186 - N187	17,14	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N187 - N167	18,88	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,13	0,79	4,01	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N188 - N189	27,65	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N189 - N190	27,28	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N190 - N191	27,25	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N191 - N192	27,56	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N192 - N169	14,76	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N193 - N194	22,41	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N194 - N195	28,36	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N195 - N196	26,89	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N196 - N197	27,38	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N197 - N171	41,99	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N198 - N199	30,52	4,00	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifie
N199 - N200	49,68	4,00	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifie

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N200 - N201	23,36	4,00	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifie
N201 - N202	22,94	4,00	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifie
N202 - N203	21,16	4,00	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifie
N203 - N204	35,82	4,00	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifie
N204 - N205	27,03	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N205 - N206	30,11	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N206 - N207	26,45	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N207 - N173	33,83	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N208 - N209	48,83	4,00	0,15	256,99	400,00	0,31	0,88	0,38	3,43	0,15	3,88	0,49	1,74	vérifie
N209 - N174	47,14	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N210 - N211	28,91	1,63	0,15	304,10	400,00	0,48	0,99	0,49	2,45	0,20	2,48	0,31	1,30	vérifie
N211 - N212	26,76	1,30	0,15	317,28	400,00	0,54	1,02	0,52	2,26	0,21	2,21	0,28	1,20	vérifie
N212 - N213	38,30	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N213 - N214	26,37	1,60	0,15	305,17	400,00	0,49	0,99	0,49	2,43	0,20	2,45	0,31	1,29	vérifie
N214 - N215	28,98	1,90	0,15	295,49	400,00	0,45	0,97	0,47	2,58	0,19	2,67	0,34	1,37	vérifie
N215 - N208	32,12	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N216 - N217	29,69	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N217 - N218	26,79	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N218 - N219	37,55	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N219 - N220	27,50	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N220 - N221	27,46	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N221 - N209	32,25	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N222 - N223	29,50	1,66	0,15	303,07	400,00	0,48	0,99	0,49	2,47	0,20	2,50	0,31	0,73	vérifie
N223 - N224	37,09	4,00	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifie
N224 - N225	43,42	3,80	0,15	259,48	300,00	0,68	1,07	0,60	3,34	0,18	3,12	0,22	1,81	vérifie
N225 - N226	47,00	1,00	0,15	333,28	400,00	0,62	1,05	0,56	2,04	0,23	1,94	0,24	1,09	vérifie
N226 - N227	38,91	1,00	0,15	333,28	400,00	0,62	1,05	0,56	2,04	0,23	1,94	0,24	1,09	vérifie

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N227 - N176	31,16	1,00	0,15	333,28	400,00	0,62	1,05	0,56	2,04	0,23	1,94	0,24	1,09	vérifie
N228 - N229	35,99	2,12	0,15	289,48	300,00	0,91	1,14	0,74	2,66	0,22	2,33	0,16	1,45	vérifie
N229 - N230	30,48	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N230 - N231	25,32	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N231 - N232	37,30	2,30	0,15	285,09	400,00	0,41	0,94	0,44	2,77	0,18	2,94	0,37	1,46	vérifie
N232 - N233	31,45	3,94	0,15	257,72	400,00	0,31	0,89	0,38	3,41	0,15	3,85	0,48	1,74	vérifie
N233 - N234	29,25	2,20	0,15	287,48	400,00	0,42	0,95	0,45	2,72	0,18	2,88	0,36	1,44	vérifie
N234 - N235	32,25	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N235 - N236	29,39	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N236 - N170	21,59	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifie
N237 - N238	20,42	4,00	0,13	241,98	300,00	0,56	1,04	0,53	3,31	0,16	3,20	0,23	1,76	vérifie
N238 - N239	23,62	4,00	0,13	241,98	300,00	0,56	1,04	0,53	3,31	0,16	3,20	0,23	1,76	vérifie
N239 - N240	28,07	4,00	0,13	241,98	300,00	0,56	1,04	0,53	3,31	0,16	3,20	0,23	1,76	vérifie
N240 - N241	35,18	4,00	0,13	241,98	300,00	0,56	1,04	0,53	3,31	0,31	3,20	0,23	1,76	vérifie
N241 - N242	28,64	0,40	0,13	372,63	400,00	0,83	1,12	0,70	1,38	0,28	1,23	0,15	0,75	vérifie
N242 - N243	30,06	2,80	0,13	258,71	400,00	0,31	0,89	0,38	2,88	0,15	3,24	0,41	1,47	vérifie
N243 - N244	29,22	0,40	0,13	372,63	400,00	0,83	1,12	0,70	1,38	0,28	1,23	0,15	0,75	vérifie
N244 - N245	17,54	0,40	0,13	372,63	400,00	0,83	1,12	0,70	1,38	0,28	1,23	0,15	0,75	vérifie
N245 - N246	30,45	0,40	0,13	372,63	400,00	0,83	1,12	0,70	1,38	0,28	1,23	0,15	0,75	vérifie
N246 - N247	35,21	0,40	0,13	372,63	400,00	0,83	1,12	0,70	1,38	0,28	1,23	0,15	0,75	vérifie
N247 - N248	31,10	0,40	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifie
N248 - N249	31,28	0,40	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifie
N249 - N250	24,45	0,40	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifie
N250 - N251	11,64	0,40	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifie
N251 - N252	24,31	0,40	0,13	372,63	800,00	0,13	0,68	0,24	1,32	0,20	1,95	0,98	0,63	vérifie
N252 - N253	20,26	0,40	0,13	372,63	800,00	0,13	0,68	0,24	1,32	0,20	1,95	0,98	0,63	vérifie
N255 - N256	49,34	4,00	0,13	241,98	300,00	0,56	1,04	0,53	3,31	0,16	3,20	0,23	1,76	vérifie

Tron	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
N256 - N257	36,92	0,40	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifie
N257 - N258	37,55	0,40	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifie
N258 - N259	50,26	0,80	0,13	327,21	500,00	0,32	0,89	0,39	1,80	0,20	2,01	0,39	0,92	vérifie
N259 - N260	37,65	4,00	0,13	241,98	500,00	0,14	0,70	0,26	3,14	0,13	4,50	0,88	1,51	vérifie
N260 - N261	45,88	0,40	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifie
N261 - N262	38,34	4,00	0,13	241,98	500,00	0,14	0,70	0,26	3,14	0,13	4,50	0,88	1,51	vérifie
N262 - N251	27,94	0,40	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifie
N263 - N264	63,85	4,00	0,26	313,80	400,00	0,52	1,02	0,51	3,94	0,21	3,88	0,49	2,09	vérifie
N264 - N265	29,78	4,00	0,26	313,80	400,00	0,52	1,02	0,51	3,94	0,21	3,88	0,49	2,09	vérifie
N265 - N266	27,91	4,00	0,26	313,80	400,00	0,52	1,02	0,51	3,94	0,21	3,88	0,49	2,09	vérifie
N266 - N267	35,94	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifie
N267 - N268	27,72	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifie
N268 - N269	29,25	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifie
N269 - N270	34,88	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifie
N270 - N271	38,42	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifie
N271 - N272	27,85	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifie
N272 - N273	28,81	1,30	0,26	387,42	800,00	0,14	0,70	0,26	2,45	0,21	3,51	1,76	1,18	vérifie
N273 - N274	26,16	4,00	0,26	313,80	800,00	0,08	0,61	0,19	3,74	0,16	6,16	3,09	1,70	vérifie
N274 - N275	20,48	4,00	0,26	313,80	800,00	0,08	0,61	0,19	3,74	0,16	6,16	3,09	1,70	vérifie
N275 - N276	33,40	4,00	0,26	313,80	800,00	0,08	0,61	0,19	3,74	0,16	6,16	3,09	1,70	vérifie
N276 - N253	40,62	4,00	0,26	313,80	800,00	0,08	0,61	0,19	3,74	0,16	6,16	3,09	1,70	vérifie

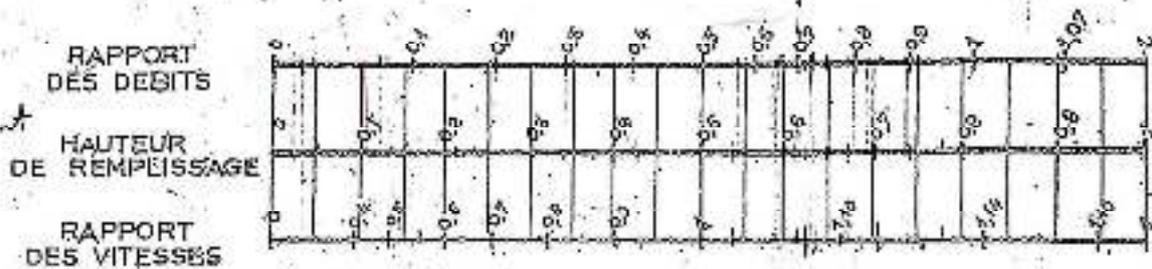
Annexe 2



Abaque N°1 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

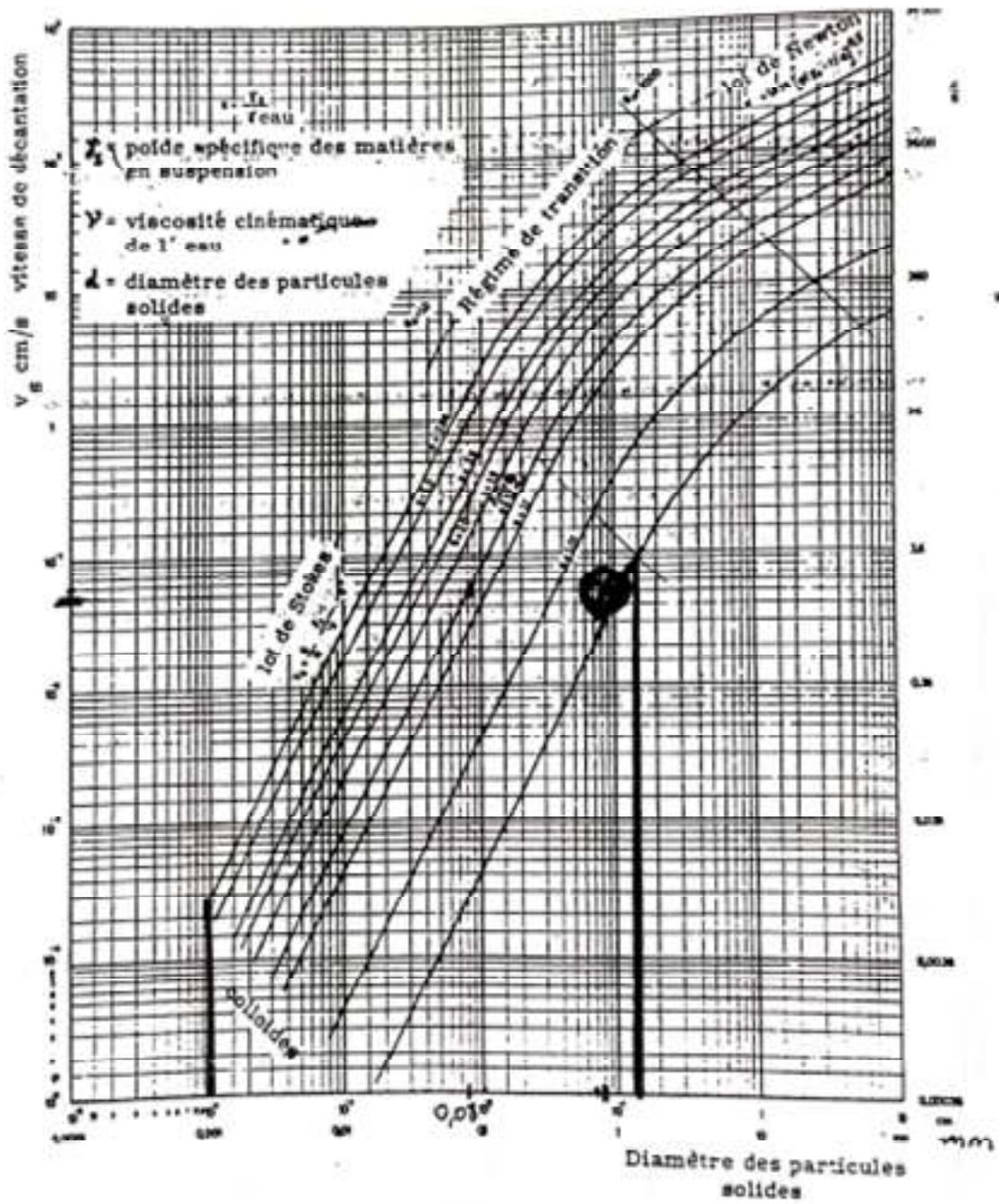


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli
aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à
pleine section et la vitesse de l'eau est
les $78/100$ de la vitesse correspondant au
débit à pleine section

Abaque N°2 : Variation de la vitesse en fonction de la hauteur de remplissage



Abaque N°3 : vitesse de décantation des particules sphérique dans l'eau calme de la température de 10°C

