



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 des localités de sidi AEK , 1 er
Novembre et Matares de la ville de Tipasa en vue d'éliminer les
rejets vers la mer (W. Tipasa)**

Présenté par :

Souici Maroua

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

Salah Boualem

Professeur

Président

Ammari Abdelhadi

M.C. A

Examineur

Mokrane Wahiba

M.C. B

Examineur

Kadi Latifa

M.A. A

Examineur

Kahlerras Djillali

M.C. A

Promoteur

Session : septembre 2022

Dédicace :

Je dédie ce travail

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

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

À mes chères sœurs : Asma, Fatima, Kenza, Lyna, , Amira, Chahra et Houda

Et mes chers frères : Lokman et Nounou

Une spéciale dédicace à mes grands-parents et ma deuxième famille 'Brahimi'

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

Qu'ALLAH vous garde pour moi.

Souici maroua

Remerciement :

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

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

Toute ma gratitude à mon promoteur Mr Kahlerras.D pour l'orientation, la confiance, la patience qui a constitué un mémoire considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce mémoire un hommage vivant à sa haute personnalité.

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

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

Je remercie mon amie Asma pour tout l'aide qui m'a apporté dans la rédaction de ce mémoire.

ملخص

الهدف الرئيسي من أطروحتنا هو دراسة شبكة الصرف الصحي لمحليات سيدي إيك و 1 نوفمبر وموقع مطارس بمدينة تيبازة من أجل القضاء على التصريفات باتجاه البحر الأبيض المتوسط على جانب الولاية. من أجل حماية الصحة العامة والبيئة. في هذا السياق قمنا بدراسة هيدرولوجية لمنطقة الدراسة لتقدير كثافة هطول الأمطار. ثم انتقلنا إلى الحساب الأساسي للشبكة المتوقعة ثم تقييم تدفقات المياه العادمة ومياه الأمطار ، حيث قمنا بتنفيذ محطة رفع في موقع مطارس. ثم قمنا بعد ذلك بتحديد أبعاد الأنابيب والأعمال الملحقة مع مراعاة المعايير الفنية والاقتصادية. أخيرًا ، قمنا بإعداد تقدير كمي وتقديري بعد تقييم أحجام العمل المختلفة.

Résumé :

L'objectif principal de notre mémoire est l'étude du réseau d'assainissement des localités de sisi AEK et 1 er Novembre et le site Matares de la ville de Tipasa en vue d'éliminer les rejets vers la mer méditerranée du côté de la wilaya de Tipasa, dans le but de protéger la santé publique et l'environnement.

Dans ce contexte, nous avons effectué une étude hydrologique de la zone d'étude pour l'estimation de l'intensité pluviale. Ensuite, nous avons procédé au calcul de base du réseau projeté suivi par l'évaluation des débits des eaux usées et pluviales, comme on a réalisé une station de relevage au site Matares. Puis nous avons dimensionné les canalisations et les ouvrages annexes en tenant compte des critères technico-économiques. En fin, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif après l'évaluation des différents volumes des travaux.

Abstract:

The main objective of our thesis is the study of the sewerage network of the localities of sisi AEK and 1 November and the site Matares of the city of Tipasa in order to eliminate the discharges to the sea, as part of the accompaniment of the rapid increase in population and the region, which generates an increase in the quantity of water discharged and consequently the pollution of the Mediterranean Sea on the side of the wilaya of Tipasa.

After collecting all the necessary data, the volume of water flows to be evacuated was estimated, then calculated the dimensions of the network, and carried out a diagnosis that verifies the routing of wastewater in the pipes, a pumping station that drains wastewater from the coastal site.

In addition to evaluating the project from an economic point of view, estimating the total cost, while ensuring that the work is completed in the shortest possible time.

Table des matières :

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la ville

Introduction :	3
I.- situation géographique:	3
II- Situation climatique :	3
III.-Simicité:	6
IV-situation démographique :	7
V- activité économique :	7
VI-Alimentation en eau potable:	7
VII- réseau d'assainissement	7
Conclusion :	9

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction :	9
I-Generalités	9
II- calcul des précipitations	10
III-intensité moyenne maximale :	16
Conclusion :	17

CHAPITRE III : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

Introduction :	19
I-Situation démographique :	19
II.-Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :	19
III-Système d'évacuation d'assainissement :	20
IV-schema d'évacuation :	24
VI-le coefficient de ruissellement Cr:	26
Conclusion :	28

CHAPITRE IV : Estimation des débits

Introduction :	30
I-Evaluation des débits d'eaux usées :	30
II-Evaluation des débits des eaux usées domestiques :	31
III-Evaluation des débits des eaux pluviales :	34

III choix de la methode _____	38
Conclusion : _____	39

CHAPITRE V : Diagnostic du réseau d'assainissement

Introduction : _____	41
I-generalites : _____	41
II-système d'assainissement actuel : _____	44
III- etat des regards : _____	46
VI-diagnostic hydraulique: _____	47
Conclusion : _____	48

CHAPITRE VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction : _____	50
I.schema d'evacuation des eaux : _____	50
II -conception du reseau : _____	50
III -condition du dimensionnement : _____	51
IV-hypothese de calcul : _____	52
V-mode de calcul : _____	53
VI-condition d'implantation du reseau : _____	55
VII resultats du dimensionnement : _____	55
Conclusion : _____	59

CHAPITRE VII : Calcul hydraulique de la station de relevage

Introduction : _____	61
I.- exigences principales soumises à la station de relevage : _____	61
II.-données de base initiales : _____	63
III dimensionnement de la conduite d'amenée : _____	64
IV-etablissement de la conduite de refoulement : _____	70
V- equipements auxiliare de la station : _____	74
Conclusion : _____	75

CHAPITRE VIII : Eléments constitutifs d'un réseau et ouvrage annexes

Introduction : _____	77
I. les ouvrages principaux : _____	77
II -canalisations : _____	77
III- deversoirs d'orage _____	88
Conclusion : _____	95

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

Introduction :	97
I-les differents travaux à entreprendre:	97
II-remblaiement des tranchées :	98
III-choix des engins :	98
IV-volume de terrassement :	100
V-evaluation du cout de projet:	101
VII-cout total des travaux publics du reseau d'assainissement :	104
VIII-planification des travaux	105
Conclusion :	113

CHAPITRE X : Protection et sécurité de travail

Introduction :	115
I-l'hygiene et securité dans les stations de relevage :	115
II-les risques à considerer lors de la conception des ouvrages :	115
III-les risques provenant des materiels et machines :	116
IV-les risques provenant des produits dangereux:	117
V-les travaux dans les stations de relevage :	118
VI-environnement de la station de relevage :	120
VII-impact sur l'environnement:	121
conclusion :	123

Conclusion générale

Références bibliographiques

Liste des tableaux :

CHAPITRE I : Présentation de la ville

Tableau I-1 : températures mensuelles moyennes pour la période 2007/2008:	5
Tableau I-2 : les vitesses de vent moyennes mensuelles de l'année 2007/2008:___	5
Tableau I-3 : Humidité mensuelle maximale et minimale de l'année 2006-2007 :	5
Tableau I-4 : le nombre d'habitant à différents horizon d'étude :	7

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II-1 : paramètres hydrologique du poste pluviométrique de Fouka Marine :	12
Tableau II-2 : la série pluviométrique :	10

Tableau II-3 : Caractéristiques de la série pluviométrique :	11
Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi Gumbel (Hyfran) :	13
Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton (Hyfran) :	14
Tableau II-6 : Résultat de khi-deux :	14
Tableau II-7 : valeurs des intensités de pluie en mm/h pour différentes périodes de retour :	15

CHAPITRE III : Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Tableau III-1 : le nombre d'habitant à différents horizons pour notre zone d'étude :	20
Tableau III-2 : avantages et inconvénients des chaque système :	23
Tableau III-3 : coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces:	23
Tableau III-4 : coefficient de ruissellement en fonction de la densité la population :	27
Tableau III-5 : détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :	27
Tableau III-6 : détermination de la population des différents sous bassin :	28

CHAPITRE IV : Estimation des débits

Tableau IV-1 : les débits usés pour chaque sous bassin :	32
Tableau IV-2 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle:	38
Tableau IV-3 : estimations des débits pluviaux pour chaque sous bassin :	38
Tableau IV-4 : Débits totaux pour chaque sous bassin:	38

CHAPITRE V : Diagnostic de réseaux d'assainissement

Tableau V-1 : état actuel des conduites :	46
Tableau V-2 état actuel des regards:	46
Tableau V-3 : résultat du diagnostic hydraulique:	48

CHAPITRE VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI-1 : Coefficient de Manning-Strickler (Ks) en fonction de la nature de parois:	53
Tableau VI-2 : Choix de conduites et coefficient de Manning-Strickler (Ks):	54
Tableau VI-3 : résultats du dimensionnement :	56

CHAPITRE VII : Calcul hydraulique de la station de relevage

Tableau VII-1 : choix de la pompe:	66
Tableau VII-2 : résultat de calcul des frais d'exploitation :	72
Tableau VII-3 : résultats de calcul d'amortissement :	72
Tableau VII-4 : Résultats de calcul du coup total :	73

CHAPITRE VIII : Eléments constitutifs d'un réseau et ouvrage annexe

Tableau VIII-1 : les caractéristiques des conduites CAO :	79
Tableau VIII-2 : propriétés des canalisations en PVC :	81
Tableau VIII-3 : les caractéristiques des conduites en PVC :	81
Tableau VIII-4 : dimensionnement du déversoir d'orage :	92
Tableau VIII-5 : résultat du dimensionnement des grilles :	93
Tableau VIII-6 : Détermination d'ouvrage de rejet :	94

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

Tableau IX-1 : Coefficients de foisonnement pour différents nature de sol :	103
Tableau IX-2 : calcul des différents volumes :	103
Tableau IX-3 : estimation du cout de pose des conduites :	104
Tableau IX-4 : factures des différents types des conduites du réseau :	104
Tableau IX-5 : facture préformas des pièces du réseau d'assainissement :	105
Tableau IX-6 : devis estimatif de la station de relevage :	105
Tableau IX-7 : les symboles et les durées des différents opérations :	108
Tableau IX-8 : l'opération précède et succède de chaque opération :	109
Tableau IX-9 : détermination des délais :	109

CHAPITRE X : Protection et sécurité de travail

Tableau X-1 : plan de sécurité adapter aux travaux de terrassement :	119
--	-----

Liste des figures :

CHAPITRE I : Présentation de la ville

Figure I-1 : limites administratives de la ville _____	3
Figure I-2 : Image satellitaire de la zone d'étude (non traitée, 2022) _____	4
Figure I-3 : carte de zonage sismique en Algérie _____	6

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Figure II-1 : Ajustement graphique de la loi de Gumbel _____	13
Figure II-2 : graphique de l'ajustement avec la loi de Galton _____	14
Figure II-3 : Courbe intensité-durée-fréquence _____	16

CHAPITRE III : Evaluation des débits d'eaux usées et pluviales

Figure III-1 : différents systèmes d'assainissement _____	21
Figure III-2 : système unitaire _____	21
Figure III-3 : Système séparatif _____	23
Figure III-4 : système pseudo séparatif _____	23
Figure III-5 : Schéma perpendiculaire _____	24
Figure III-6 : Schéma par déplacement latéral _____	25
Figure III-7 : Schéma par zones étagées _____	25
Figure III-8 : Schéma radial _____	25

CHAPITRE V : Diagnostic de réseaux d'assainissement

Figure V-1 : regard 21 en bon état (avril, 2022) _____	46
Figure V-2 : Regard en bon état (avril, 2022) _____	47
Figure V-3 : Regard en mauvais état (avril, 2022) _____	47

CHAPITRE VII : Calcul hydraulique de la station de relevage

Figure VII-1 : emplacement du poste de relevage (image satellitaire non traitée,juilt. 2022) _____	63
Figure VI-2 : les caracteristiques techniques de la pompe choisi _____	67
Figure VII-3 : courbe caractéristique de la pompe _____	68

CHAPITRE VIII : Eléments constitutifs d'un réseau et ouvrage annexe

Figure VIII-1 : canalisation en CAO _____	79
Figure VIII-2 : les conduites ondulées _____	80
Figure VIII-3 : canalisation en PVC _____	80
Figure VIII-4 : étape d'assemblage par emboîtement _____	82
Figure VIII-5 : pose de canalisation d'un terrain ordinaire _____	85

Figure VIII-6 : pose de canalisation pour un terrain mauvais	85
Figure VIII-7 : schéma d'un branchement simple	86
Figure VIII-8 : exemple d'un regard simple	87
Figure VIII-9 : schéma de conception d'un déversoir d'orage	90
Figure VIII-10 : schéma d'ouvrage de rejet	94

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

Figure IX-1 : schéma d'une tranchée	100
Figure IX-2 : réseau à noeuds	111
Figure IX-3 : diagramme de Gant	111

Liste des planche:

Planche n°1/5 : Plan de masse.

Planche n°2/5 : Plan de réseau.

Planche n°3/5 : Profil en long.

Planche n°4/5 : Profil en long.

Planche n°5/5 : ouvrages annexes.

Introduction générale

L'assainissement est une technique qui permet d'évacuer des eaux usées et pluviales vers des collecteurs qui assurent le rejet dans un exutoire, et éviter toute stagnation des effluents provenant d'une agglomération, dans le but de lutter contre les inondations et de protéger la santé publique et l'environnement

En Algérie, la croissance rapide de la population qui est due à l'évolution du mode de vie entraîne un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des surfaces imperméabilisées importantes et des besoins en eau élevés, 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.

Dans cet aspect, notre étude est portée sur le dimensionnement du réseau d'assainissement des localités de Sidi AEK et 1^{er} novembre de la ville de Tipasa en vue d'éliminer les rejets vers la mer (wilaya de Tipasa). L'étude vise à dimensionner quelques extensions situées au centre-ville de Tipasa et réaliser un réseau d'assainissement dans le site de Matares afin d'acheminer les effluents collectés vers la STEP Chenoua, tout en assurant le bon fonctionnement du nouveau réseau.

En fonction du plan de masse des 3 localités, une étude d'un réseau d'assainissement sera projetée ; elle aura affaire avec une démarche permettant d'étudier la conception et le dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques avec tous les calculs nécessaires afin d'assurer leur fonctionnement sans pannes à court et à long terme.

Les calculs hydrauliques du réseau projeté sont exécutés à l'aide des logiciels Covadis fonctionnant dans un environnement AUTOCAD.

Le présent travail consiste aussi au dimensionnement de la station de relevage au niveau du site Matares.

Et pour conclure on a traité la partie organisation de chantier ce qui nous a permis d'évaluer les volumes des travaux, les délais de réalisation et enfin l'estimation financière du projet, et puisque la protection des travailleurs est une responsabilité pour cela on a consacré le chapitre protection et sécurité de travail.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, la présentation du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet. En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres à l'assainissement.

Donc la présentation de la région d'étude est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du dimensionnement du réseau d'assainissement pratiquement au centre-ville du chef-lieu de la Wilaya de Tipaza.

I.1 Situation géographiques:

La wilaya de Tipaza, est une wilaya algérienne située à 68 km à l'ouest de la capitale Alger. Le chef-lieu de la wilaya est Tipaza. La présence de la mer, des reliefs du Chenoua et du Dahra donnent un paysage particulier et d'un intérêt touristique.

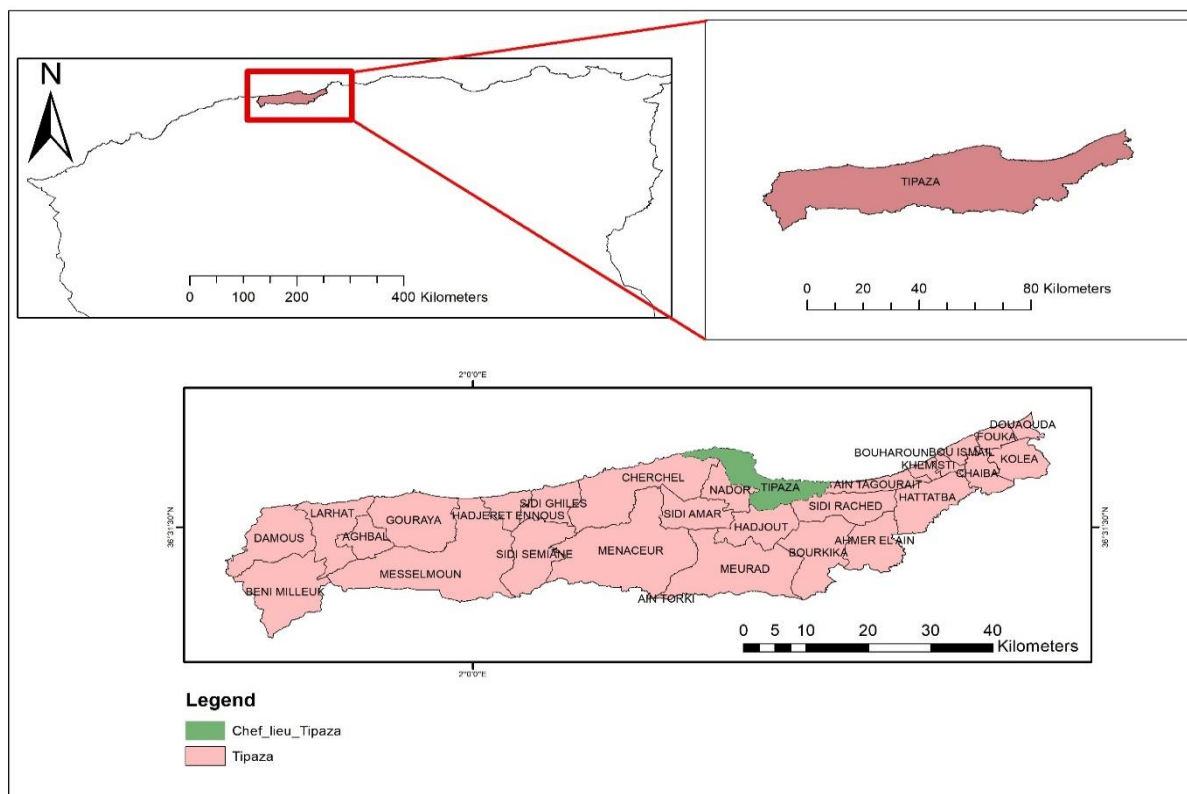


Figure I.1 : limites administratives de la ville de Tipaza

La zone d'étude est composée par trois sites ; à savoir SIDI Abd El Kader, MATARES et 1er novembre (Hai Louz) du chef-lieu de la ville de Tipaza.

La zone d'étude est représentée dans la figure ci-dessous :



Figure I.2 : image satellitaire non traitée de la zone d'étude (avril,2022)

I.2 Situation climatique:

I.2.1 Climat:

La région de Tipaza a un climat méditerranéen qui se caractérise principalement par l'alternance d'une saison chaude et sèche qui s'étale de mois de Mai à Septembre et d'une saison froide et humide entre le mois de d'octobre et le mois d'Avril. La ville d'étude se trouve derrière le Sahel, une rangée de collines qui s'étend sur une largeur d'environ deux kilomètres au Sud du littoral. Sur la plaine, le climat est légèrement continental et bénéficie moins des effets de la mer, on peut s'attendre à quelques jours de gelée par an (environ 11 jours de gelée, dont 5 jours de gelée blanche).

I.2.2 Température:

Les températures enregistrées par l'ONM, 2012 présentent des valeurs maximales moyennes atteignant une moyenne de 30 à 31°C pour la période de juin à septembre, et les valeurs

minimales moyennes ne dépassent pas les 21°C sont enregistrées durant la période de décembre à février.

Tableau I. 1 : températures mensuelles moyennes pour la période 2007/2008

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Tmoy(°C)	24.8	17.1	14.1	11.4	12.4	12.8	14.5	18.3	19.6	24.7	28.6	29.4
Tmin (°C)	18.5	11.0	3.5	3.0	4.0	3.0	3.0	10.5	14.0	17.0	21.5	23.0
Tmax(°C)	34.5	23.0	26.5	22.0	20.5	22.0	23.0	28.5	26.0	34.5	36.0	36.0

Source:ANRHBlida

I.2.3 Vents:

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles ayant les directions ouest et nord-est.

Tableau I. 2 : Les moyennes mensuelles des vitesses du vent de l'année 2007/2008

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout
V_{ent moy}(Km/h)	4.24	2.91	2.33	2.46	2.88	2.36	4.2	3.5	3.42	3.55	3.54	3.32

Source:ANRHBlida

I.2.4 Humidité:

L'humidité de l'air est assez considérable, le tableau I.4 présente l'humidité mensuelle maximum et minimum de l'année 2006-2007.

Tableau I. 3 : Humidité mensuelle maximum et minimum de l'année 2006-2007

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Max	93.00	93.00	92.00	91.00	91.00	92.00	93.00	91.00	91.00	90.00	89.00	89.00
Min	0.00	0.00	0.00	25.00	14.00	0.00	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Source: ANRH Blida

I.2.5 Sismicité:

Après le séisme de Boumerdes en mai 2003, la wilaya de Tipaza a été reclassée en zone n°3. A cet effet, les mesures de prévention doivent être prises en charge lors de la programmation urbaine et au cours des constructions. En date du 29 octobre 1989 à 19h09'24'' (temps universel), un séisme destructeur a touché la région de Tipaza. L'épicentre du choc principal se localise sur le versant ouest du mont de Chenoua (36° 36,9' de la latitude et 2° 19.57' de la longitude), selon le CRAAG (Centre de Recherche Applique en Astrophysique et Géophysique).

Cette région est étudiée avec attention car le dernier tremblement de terre a provoqué beaucoup de désordre dans le paysage (la construction qui ont entraîné la mort de personnes).

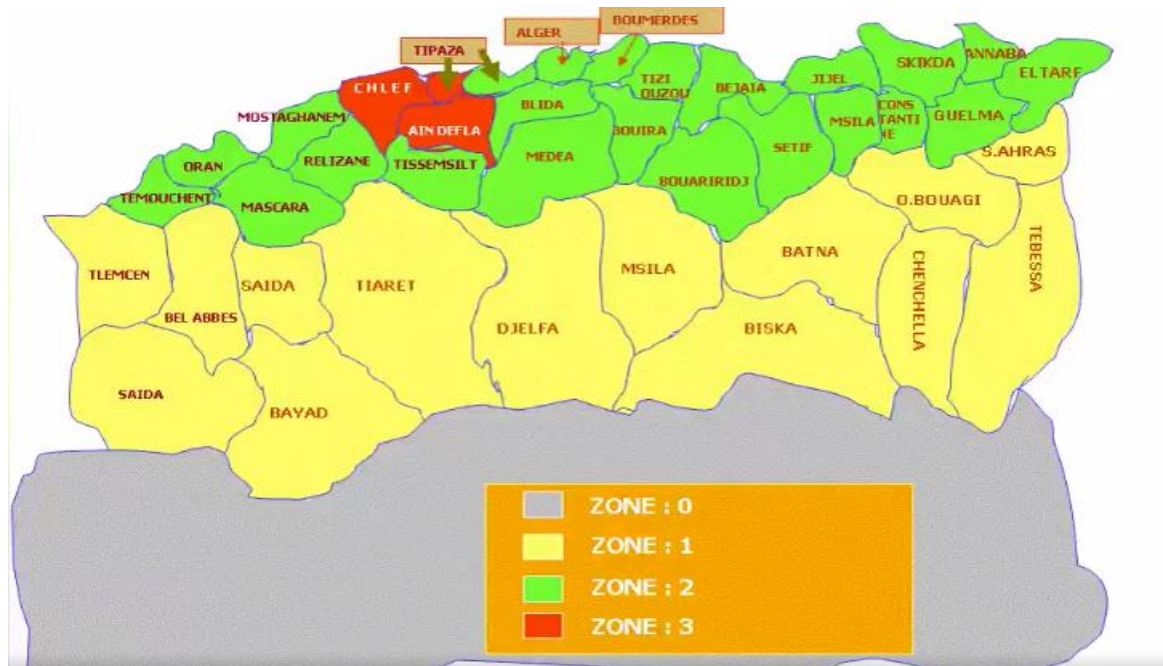


Figure I.3 : carte de zonage sismique en Algérie

I.3 Situation démographique:

Pour une superficie de 200 ha, la ville de Tipaza comptait 14910 habitants en 2008 (source : révision PDAU Tipaza), avec un taux d’accroissement de 2,85%. Le mode de peuplement est de type urbain. Pour déterminer le nombre d’habitants à différents horizons, il a été fait recours à la formule des intérêts composés qui est une loi des accroissements géométriques. Cette formule est la suivante :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

Avec :

p₀ : population actuelle.

p_n : population future (à l’horizon 2052).

τ : taux d’accroissement égal 2,85% (RGPH).

Remarque :

Le dernier recensement qui a été fait c’était en 2008 donc on supposera que le taux d’accroissement est constant durant toute cette période.

La répartition de la population est illustrée dans le tableau ci-après :

Tableau I.4 : le nombre d'habitant de la zone d'étude à l'horizon 2052

Horizon d'étude	2022	2052
Nombre d'habitants	5813	13506

I.4 Activité économique :

Les effluents provenant de l'agglomération sont dus aux activités touristiques pouvant être assimilés à des effluents domestiques, on retiendra les consommations AEP des périodes de fortes fréquentations touristiques pour vérifier le dimensionnement des installations de transfert et de traitement.

I.5 Alimentation en eau potable :

La zone d'étude appartient au bassin côtier Tipasa y compris oued Nador aval, dont l'agglomération est alimentée par la prise d'eau sur l'oued Nador alimentant le barrage de Boukourdane de capacité 240 mm³.

I.6 Réseau d'assainissement :

Le centre-ville de Tipasa est équipé par un système séparatif : réseau d'assainissement eaux usées et réseau de drainage des eaux pluviales. Les autres parties de la ville sont prévus en unitaire dont les diamètres varient en général du \varnothing [300 à 1500]mm.

Les terrains sur lesquels ont été construites les cités à l'ouest de l'oued Merzoug étaient drainées par le fossé Naftal.

Toutefois, les site Matares est mal assainie, ces parties connaissent d'immenses problèmes en environnementaux.

Le rejet de l'ensemble des eaux usées et pluviales se fait par un collecteur de \varnothing 1500 vers la STEP Chenoua.

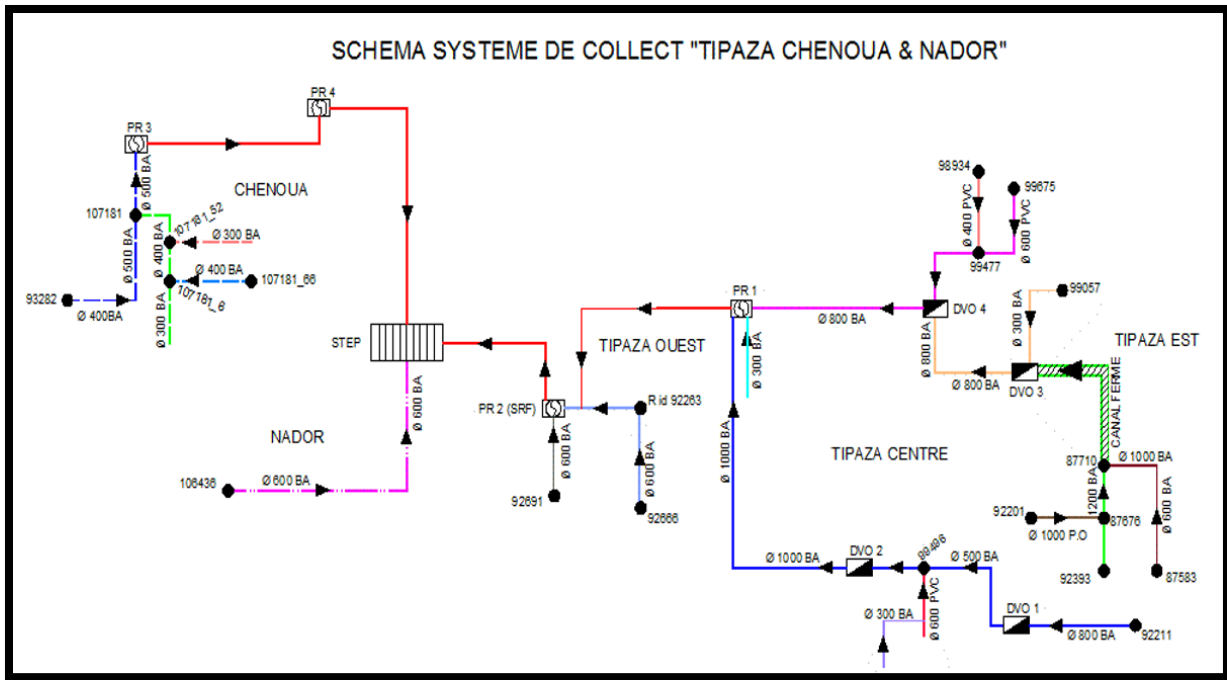


Figure I.4 : schéma du système de collecte de TIPAZA CHENOUA et NADOR (source SEAAL Tipaza)

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude et lutter contre le problème environnemental.

Chapitre II :

calcul hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est la science qui traite de la présence et de la distribution des eaux sur la terre, avec leurs propriétés chimiques, biologiques et physiques, et de leur interaction avec l'environnement physique. En tant que telle, elle est le fondement de la résolution des problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport des sédiments, et de la pollution de l'eau. En effet, les inquiétudes croissantes sur la pollution des eaux de surface et des eaux souterraines, les pluies acides. L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. D'une autre part on peut dire que l'hydrologie est la science qui a pour but d'étudier les eaux terrestres, Pour une étude hydrologique, qui a pour but le dimensionnement d'un réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales, on est contraint de passer par certaines étapes qui seront illustrées ultérieurement. A cette fin, on définit les notions et termes suivant :

I. Généralité :

I.1 Les averses :

Les averses sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique ; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important. Les averses les plus dangereuses sont les orages car elles sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit et généralement très chargé. Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

I.2 Période de retour :

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décennale, le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plupart des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable.

I.3 L'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, il est assez rare de recourir des données spécifiques adaptées au projet étudié. C'est la raison pour laquelle on s'est attaché à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statique les événements pluvieux tout en limitant leur paramètre. Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt . L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt , soit :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta} \tag{II-1}$$

Avec :

i_m : intensité moyenne en (mm/h).

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée t (mm).

Δt : L'intervalle de temps choisit ($t_f - t_i$) (h).

II. Etude des précipitations :

Pour l'étude de précipitations en assainissement on a besoin d'une série comportant les précipitations maximales journalières pour une période la plus longue possible fournie par l'A.N.R.H de Blida. Comme base de données pluviométriques on se refait aux informations recueillies par la station pluviométrique de Fouka Marine, Dont les coordonnées sont les suivantes :

Tableau II.1 : Paramètres hydrologiques du poste pluviométrique de Fouka Marine

station	code	source	Coordonnées (lambert)			Années D'observation	Nombre d'années d'observation
			X (m)	Y(m)	Z(m)		
Fouka Marine	020405	ANRH	504.10	374.40	25	1979-2009	30 ans

Source : ANRH Alger

Les observations de la série sont affichées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2 : la série pluviométrique

Années	Précipitations en mm												Pjmax(mm)
	sep	oct	Nov	Dec	jan	Fev	Mars	avr	mai	juin	juill	aout	
1979/80	22.5	50.2	24.6	44.5	33.2	24	32.6	45.6	34	0	0	0	50.2
80/81	0	24	15.1	40.9	32	14	19.8	16.1	14.6	0	0	0	40.9
81/82	0	20.9	5.5	24.1	48.3	24.2	14.9	9.6	14.1	5.1	0	0	48.3
82/83	14.1	31.1	86.1	32.6	0	33.3	11.3	1.4	1.6	0	8.6	0	86.1
83/84	0	13.2	12.3	63.4	22.6	21.7	15.2	21.2	48.5	15	0	0	63.4
84/85	13.4	75.1	34.3	41.5	27.2	8.8	40.6	5.4	17.5	0	0	0	75.1

85/86	6.2	28.2	20.4	24.1	13.2	16.4	16.1	10.2	2.4	5.1	5.6	0	28.2
86/87	62	37.6	32.1	51.4	21.3	69.3	14.8	0	3.4	3.6	1.2	0	69.3
87/88	9.9	3.6	20	13.7	32.1	17.1	19	5.2	26.1	22.6	0	0	32.1
88/89	20.8	17.2	45	50.9	17.2	3.8	25.5	18.5	1.9	9.8	0	20.2	50.9
89/90	8.2	11.2	20.1	5.5	16.7	0	17.2	37.1	0	0	0	0	37.1
90/91	5.3	17.2	32.6	13	32.9	17.4	8.2	7.8	5.8	8.6	0	0	32.9
91/92	1.6	68.8	12.9	0	33.5	4.2	22.5	19.2	37	0	0	0	68.8
92/93	0	61.7	20.1	35.2	16.2	12.7	12.9	14.5	16.5	0	0	0	61.7
93/94	10.6	16.7	32.8	15.2	30.1	16.7	1.8	20.6	3.2	0	0	0	32.8
94/95	58.6	18.7	28.4	17.3	31.4	26.5	36.6	6.4	0	11.3	0	35.1	58.6
95/96	6.5	16.4	15	16.1	52.3	25	19.9	65.5	8.9	2.5	3.2	3.1	65.5
96/97	26.5	25.4	22.6	21.8	20.4	22.4	5.4	16.4	7.9	1.2	0	9.6	26.5
97/98	14.5	57.8	20.5	27.8	13.2	14.2	18.3	21.9	56.3	2.3	0	0	57.8
98/99	3.2	5.8	24.3	20.6	23.4	38	45.8	5.3	0	0	0	3.8	45.8
99/00	12.3	4.2	41.6	45.7	6.5	0	10.2	10.3	19.8	0	0	0	45.7
00/01	5.6	33	65.6	7.5	24.6	17.4	0	16.2	8.4	0	0	0	65.6
01/02	18.5	9.8	45.9	16.5	48.7	46.3	16.5	10.5	16.3	0	0	24.5	48.7
02/03	4.5	62.5	16.3	33.1	34.3	27	8.5	16.2	9.5	0	2.5	0	62.5
03/04	5.9	16.5	37	29	0	0	21.9	14.5	45	0	0	2.5	45
04/05	40.5	19.5	26.5	43.7	20.3	22.3	14.5	8.7	0	0	0	0	43.7
05/06	3.5	50	31	28	16	33	3.5	2.5	48	1.3	0	0	50
06/07	60.5	5.6	18	26	8.5	25	12.5	11	0	6.5	0	2.5	60.5
07/08	22.3	31.5	104	27.5	8.5	18.5	14.5	12.5	15	9	4.5	0	104
08/09	54.5	9.5	79	28.8	25.9	7.5	13.5	11.5	6.5	0	2.1	4.6	79

Source : ANRH Alger

Les caractéristiques de la série sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristique	Formule	Valeur
Pmax	/	104
Pmin	/	26.5
Moyenne	$\bar{\chi} = \frac{\sum_{t=1}^n \chi_t}{n}$	54.6
Ecart type	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^n (\chi_t - \bar{\chi})^2}{n}}$	18
Coefficient de variation	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{\chi}}$	0.328
Exposant climatique	/	0.37

II.1 Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée. Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Vérification de l'homogénéité de la série.
- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (analytique).
- Ajustement de la série pluviométrique par le logiciel HYFRAN (graphique).
- Calcul à valeur de l'intensité pluviale.

II.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. C'est du choix du modèle fréquentiel (et plus particulièrement de son type) que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle. Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes est la distribution statistique de Gumbel (loi double exponentielle ou loi de Gumbel). La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ s'exprime de la manière suivante :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

$F(x)$: fréquence au dépassement de la valeur x .

Y : la valeur réduite de Gumbel s'écrit sous la forme.

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} \quad (\text{II-3})$$

x_0 et α sont les coefficients d'ajustement où :

x_0 : est le paramètre de position.

α : est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé Gradex.

- La distribution s'écrit donc de la manière suivante :

$$y = -\ln - (\ln f(x)) \quad (\text{II-4})$$

- L'équation de la droite de Gumbel est :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \quad (\text{II-5})$$

- Les paramètres de la loi de Gumbel par la méthode de maximum de vraisemblance :

$$x_0 = 43.86$$

$$\alpha = 15.15$$

Les résultats de la loi d'ajustement sont affichés sur le tableau suivant :

Tableau II.4 : résultat de l'ajustement de la loi de Gumbel :

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeur théorique	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	111	12.8	85.6 - 136
50.0	0.9800	101	11.0	79.4 - 123
20.0	0.9500	87.9	8.62	71.1 - 105
10.0	0.9000	77.9	6.82	64.5 - 91.3
5.0	0.8000	67.4	5.05	57.5 - 77.3

A l'aide du logiciel Hyfran :

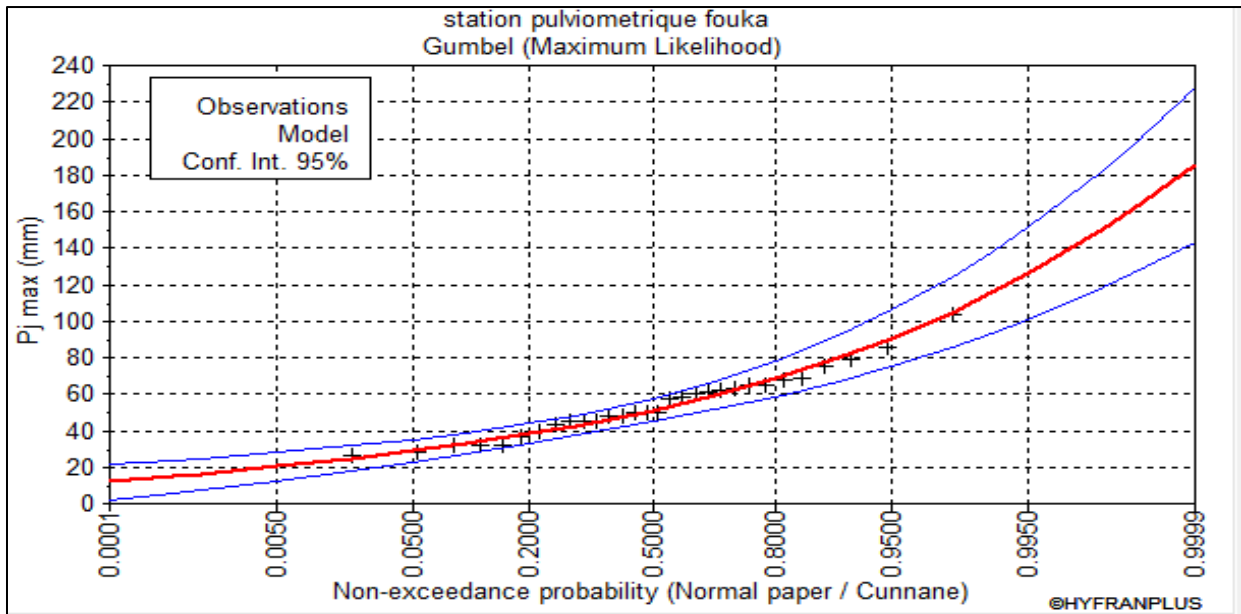


Figure II.1 : ajustement graphique de la loi de Gumbel

II.1.2 Ajustement de la série à la loi de Galton :

La fonction de répartition de la loi de Galton s'écrit comme suit :

$$f(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\alpha}^y e^{-\frac{u^2}{2}} du \tag{II-7}$$

Avec :

F(X) : fréquence au non dépassement

u : la variable réduite donnée par la formule suivante :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma \ln(x)} \tag{II-8}$$

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

$$\overline{\ln(x)} = 2.67$$

$$\sigma = 0.61$$

Résultats de l'ajustement :

Tableau II.5 : résultats de l'ajustement de Galton :

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeur Théorique	Ecart Type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	112	13.3	86.2 - 138
50.0	0.9800	103	11.1	80.8 - 124
20.0	0.9500	89.5	8.43	73.0 - 106
10.0	0.9000	79.3	6.56	66.5 - 92.2
5.0	0.8000	68.5	4.87	59.0 - 78.1

A l'aide du logiciel Hyfran :

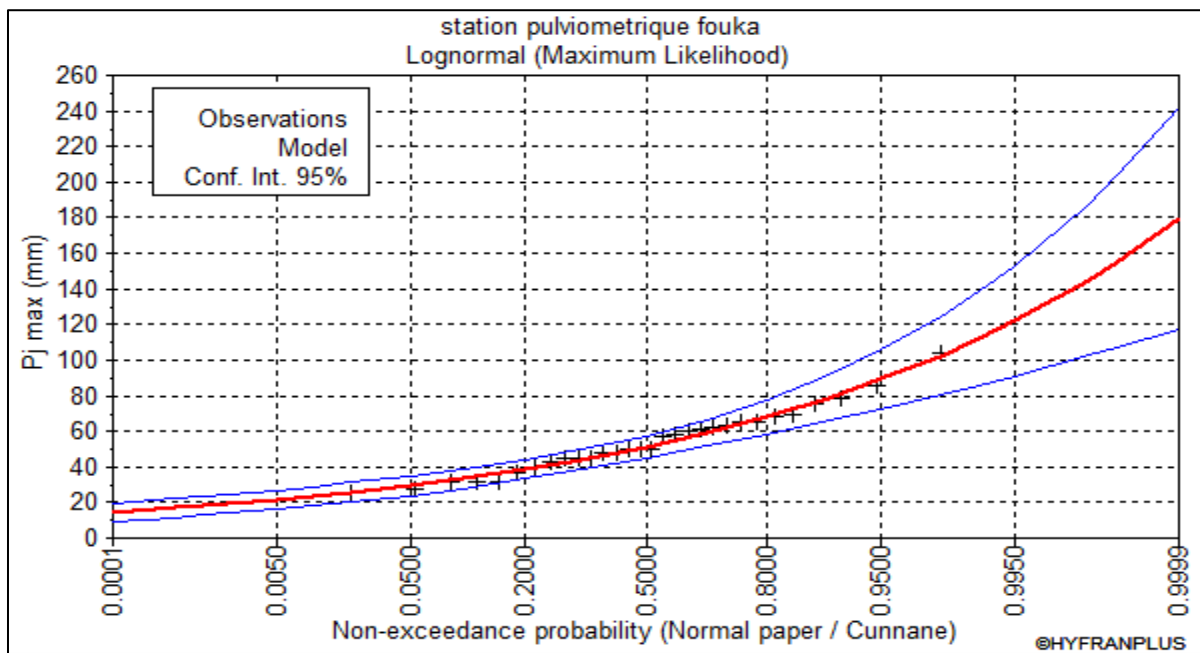


Figure II.1 : graphique de l'ajustement de la loi de Galton

II.2.2 Test d'adéquation de Khi-deux :

Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 :

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

La variable χ^2 est utilisé pour un risque $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi dont la valeur de $\chi^2_{\text{théorique}}$ est tirée de la table de χ^2 .

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés comme suit :

Tableau II.6 résultats du test KHI2

Loi d'ajustement	P-value	Degré de liberté	$\chi^2_{\text{théorique}}$	$\chi^2_{\text{calculé}}$
Gumbel	0.6692	5	11.07	3.2
Galton	0.6687	5	10.99	3.08

D'après le tableau au-dessus, la condition est vérifiée pour les deux lois d'ajustement. Donc, le test de Khi-deux montre que la série s'ajuste pour les deux lois, mais il faut choisir la loi la plus adéquate (qui sera déterminée dans le titre prochain).

II.2.3 Détermination de l'intensité des courtes durées :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t15min,p\%} = I_{24,p\%} (t/24)^{b-1}$$

$I_{t15min,p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

$I_{24,p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

t: Durée de l'averse en heure, $t=0.25=15$ min pour une période de retour de 10ans.

b : Exposant climatique de la région (b=0.37).

Les résultats du test sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Valeurs des intensités de pluie en mm/h pour différentes périodes de retour

t(h)/T(ans)	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans
0,1	87,66	102,66	117,01	135,57	150,05
0,2	56,64	66,34	75,61	87,60	96,96
0,25	49,21	57,64	65,69	76,11	84,24
0,5	31,80	37,24	42,45	49,18	54,43
0,75	24,63	28,85	32,88	38,10	42,16
1	20,55	24,07	27,43	31,78	35,17
2	13,28	15,55	17,72	20,54	22,73
3	10,29	12,05	13,73	15,91	17,61
4	8,58	10,05	11,45	13,27	14,69
5	7,45	8,73	9,95	11,53	12,76
6	6,65	7,78	8,87	10,28	11,38
7	6,03	7,06	8,05	9,33	10,32
8	5,54	6,49	7,40	8,57	9,49
9	5,15	6,03	6,87	7,96	8,81
10	4,82	5,64	6,43	7,45	8,25
11	4,54	5,31	6,06	7,02	7,77
12	4,29	5,03	5,73	6,64	7,35
13	4,08	4,78	5,45	6,32	6,99
14	3,90	4,56	5,20	6,03	6,67
15	3,73	4,37	4,98	5,77	6,39
16	3,58	4,20	4,78	5,54	6,13
17	3,45	4,04	4,60	5,33	5,90
18	3,33	3,90	4,44	5,14	5,69
19	3,22	3,77	4,29	4,97	5,50
20	3,11	3,65	4,16	4,81	5,33
21	3,02	3,54	4,03	4,67	5,17

22	2,93	3,43	3,91	4,53	5,02
23	2,85	3,34	3,80	4,41	4,88
24	2,78	3,25	3,70	4,29	4,75

La courbe IDF est représentée dans la figure ci-dessous :

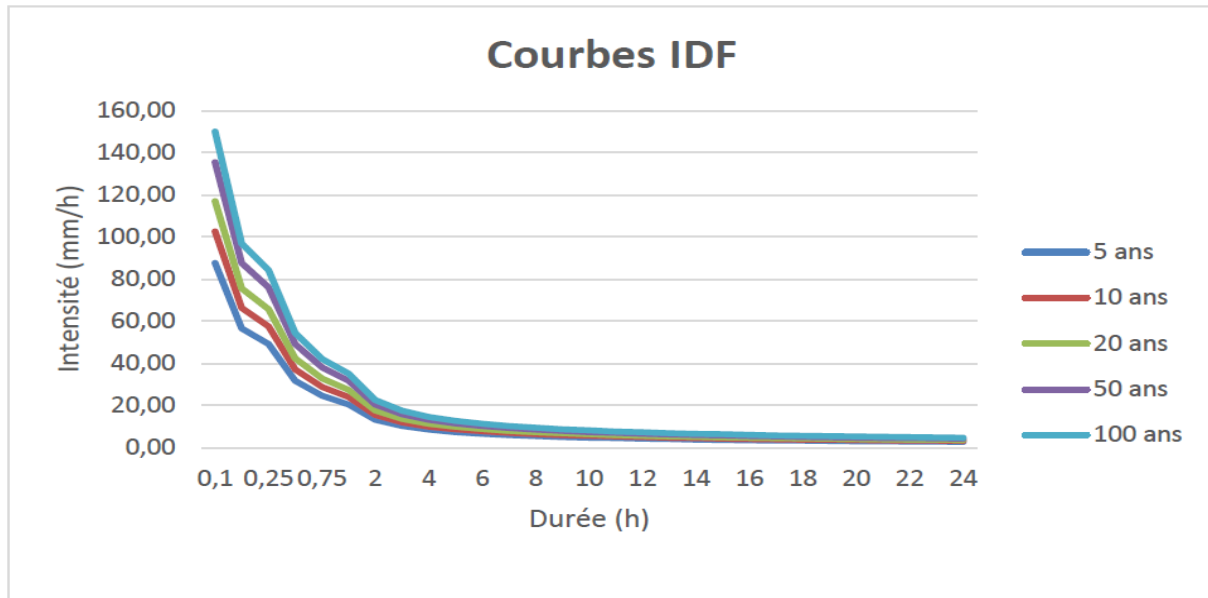


Figure II.2 : courbe Intensité-Durée-Fréquence

III. Intensité moyenn maximale :

L'intensité de pluies qui correspond à la période de retour de 10 ans et une durée d'averse de 15 minutes.

- D'après la loi de GUMBEL:

$$I_{t15min,p\%} = 80,2/24(0,25/24)^{0,37-1}$$

$$I_{t15min,p\%} = 59,26 \text{ mm/h}$$

- D'après la loi de GALTON:

$$I_{t15min,p\%} = 79,3/24(0,25/24)^{0,37-1}$$

$$I_{t15min,p\%} = 58,6 \text{ mm/h}$$

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par la loi de GUMBEL sont supérieurs à ceux obtenus par la loi de GALTON.

On remarque que la plage des points est à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur maximale des deux méthodes et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale.

$$Q_{15\text{min},10\%} = \frac{59.26 \times 10000}{3600} = 164.2 \text{ L/s/ha}$$

Conclusion :

Dans la présente étude, nous avons estimé les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour et l'intensité moyenne maximale pour les pluies de courtes durées D'où nous avons déterminé l'intensité qui est égale à **164l/s/ha**.

Chapitre III :

Estimation des débits d'eaux usées
et pluviales

Introduction :

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

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

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

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

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

I. Situation démographique :

La population de la ville de Tipaza est estimée selon recensement de 2008 à 3922habitants avec un taux d'accroissement égal à 2.85 % d'après l'APC de Tipaza.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations :

- L'estimation à court terme, de 5 ans à 10 ans.
- L'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé.

Si on connaît le taux de la croissance annuelle de la population on a alors :

$$p_n = (1 + \zeta)^n \times p_0 \quad \text{(III-1)}$$

Avec :

P_t : nombre d'habitants à l'horizon futur ;

P_0 : nombre d'habitants à l'horizon actuel ($P_0=3922 \text{ hab.}$) ;

ζ : taux d'accroissement constaté dans cette agglomération, d'après DPAT ($T=2.85\%$) ;

n : l'écart d'années entre l'année de recensement et l'horizon de calcul.

La répartition de la population est illustrée dans le tableau, ci-après :

Tableau III.1 : le nombre d'habitant à l'horizons d'étude

Horizon d'étude	2022	2052
Nombre d'habitants	5813	13506

Alors, le nombre d'habitants de la ville de Tipaza à l'horizon de l'étude est fixé 2052 et la population est estimée à 13506 habitants.

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

II.1 Définition :

Le bassin est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement.

II.2 Choix de la limite des sous bassins :

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires tient compte de :

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

II.3 Systèmes d'assainissement :

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a divers systèmes d'évacuation qui se présentent :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif.

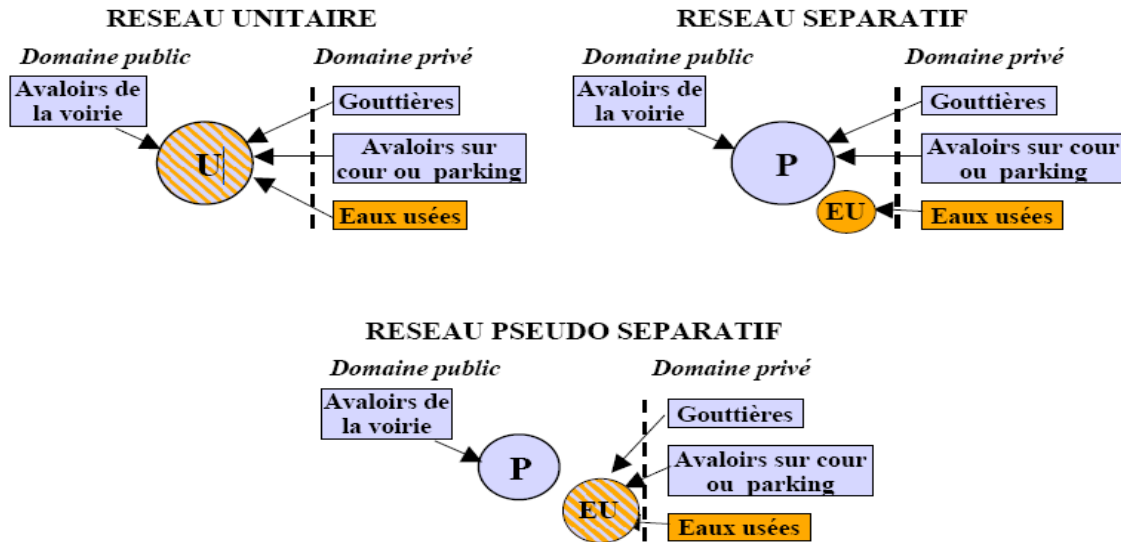


Figure III.1 : différents systèmes d'assainissement

III.3.1 Système unitaire :

Dans le système unitaire les eaux usées domestique, les eaux pluviales avec ou sans stockage préalable, et certaine effluents industriels ou certaine eau de refroidissement, sont évacuées par un réseau unique, généralement pourvu de déversoirs qui permettent, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux par sur verse.

Le système unitaire s'impose lorsqu'il n'y a plus de possibilités de concevoir économiquement un réseau séparatif et une maîtrise des branchements particuliers.

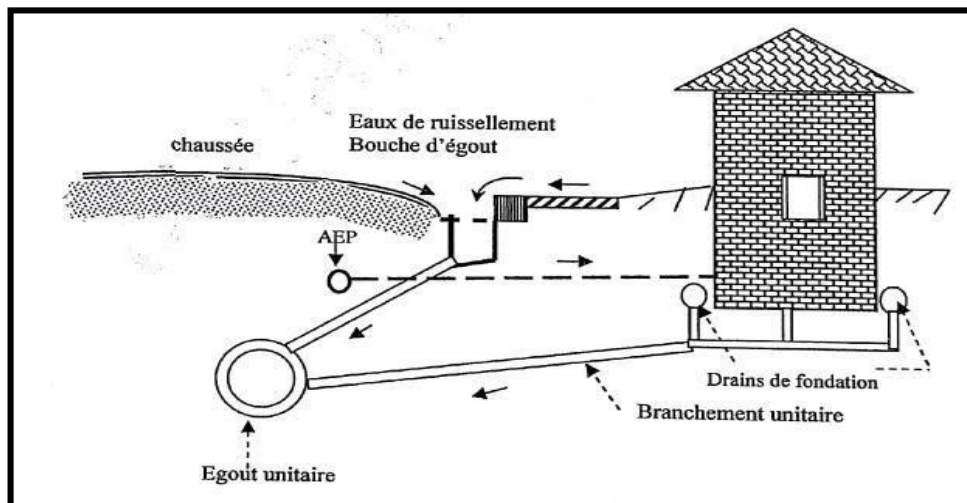


Figure III.2 : système unitaire

III.3.3 Système séparatif :

C'est un réseau qui consiste à l'évacuation des eaux domestiques d'origine ménagère, les eaux des équipements, les eaux de service public et certaines eaux industrielles dans un collecteur et l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre collecteur.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas dans la plupart du temps. Le tracé du réseau d'eau usée est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vues que les sections ne sont pas trop importantes.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs de ruissellement, les eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.

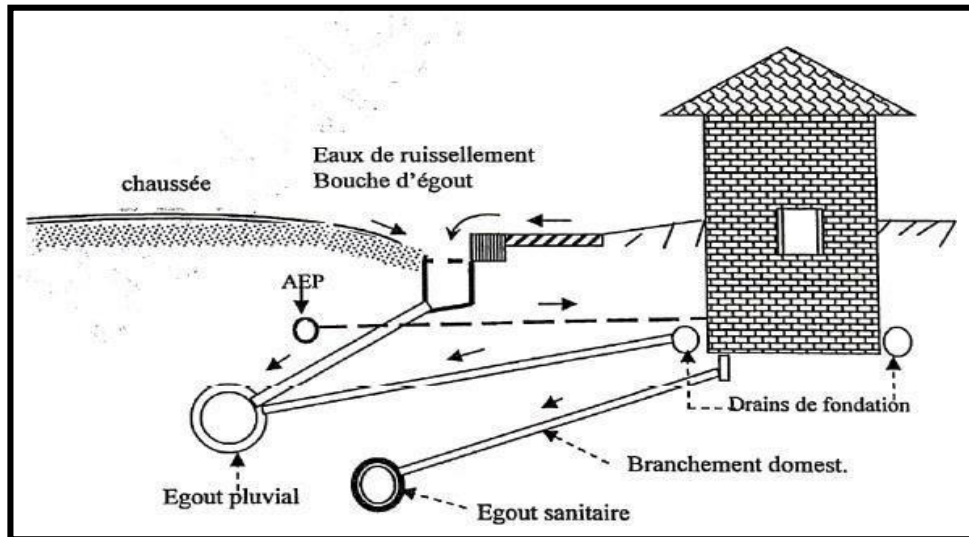


Figure III.3 : système séparatif

III.1.3 Système pseudo-séparatif :

Ce système reçoit les eaux usées en partie, les eaux de ruissellement en provenance des habitations, tandis que les eaux de ruissellement des voiries et toitures sont reprises par une conduite qui les déverse dans le milieu naturel. C'est un système qui s'adapte aux zones rurales, les habitations desservies par un tel réseau ne possèdent qu'un seul branchement.

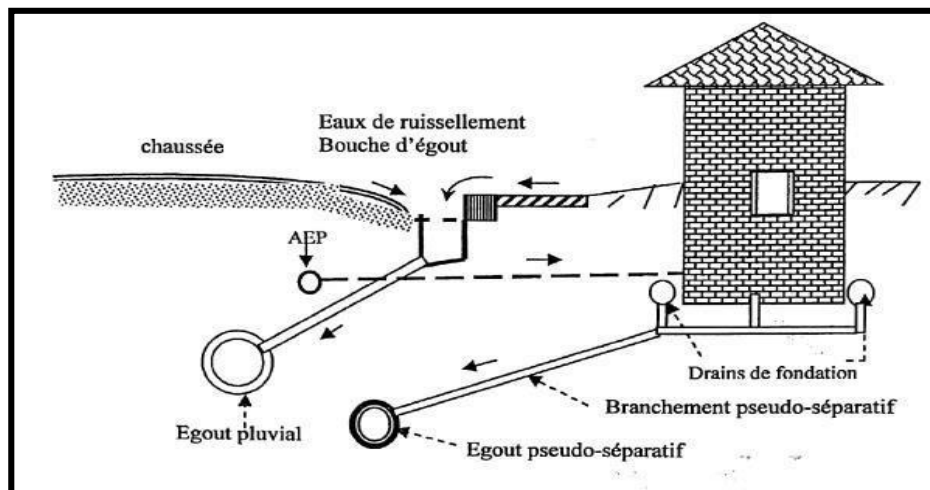


Figure III.4 : systèmes pseudo séparatif

Les avantages et les inconvénients des systèmes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2 avantages et inconvénients de chaque système :

Système	Unitaire	Séparatif	Pseudo- séparatif
Avantages	-conception simple. -encombrement réduit du Sol. - à priori économique. -Pas de risque d'inversion de branchement.	- diminution des sections des collecteurs. -exploitation plus facile de la STEP.	- Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension.
Inconvénients	- débit à la STEP très variable la dilution des eaux usées est variable. - apport de sable important à la station d'épuration. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.	- encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement.	-le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité.
Domaine d'utilisation	- milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche.

III.Choix du système d'assainissement :

Les critères du choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : Une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- L'impact provoqué sur le milieu naturel à savoir que :

NB :

- ✓ Une station d'épuration est obligatoire pour un système unitaire.
- ✓ En un système séparatif les eaux pluviales sont rejetées directement dans le milieu naturel, mais ces eaux peuvent porter un préjudice majeur à ce dernier.
- S'il s'agit d'une extension de réseau il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.
- Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....).
- De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.

- De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).

Remarque :

Notre choix se porte sur un système unitaire.

IV. Schéma d'évacuation :

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

IV.1 Schéma perpendiculaire :

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

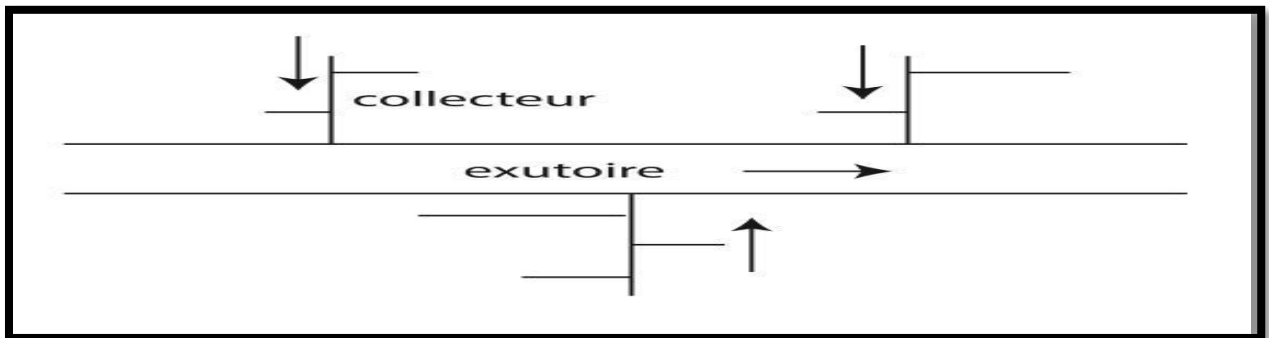


Figure III.5 : schéma perpendiculaire

IV.2 Schéma par déplacement latéral :

C'est le cas où on a un réseau unitaire dans schéma perpendiculaire, donc la projection d'un intercepteur est primordiale pour transporter les eaux usées vers une pointe pour l'épuration et les rejeter en aval de l'agglomération, une autre variante de ce schéma peut être projetée où les collecteurs sont obliques par rapport à la cour d'eau.

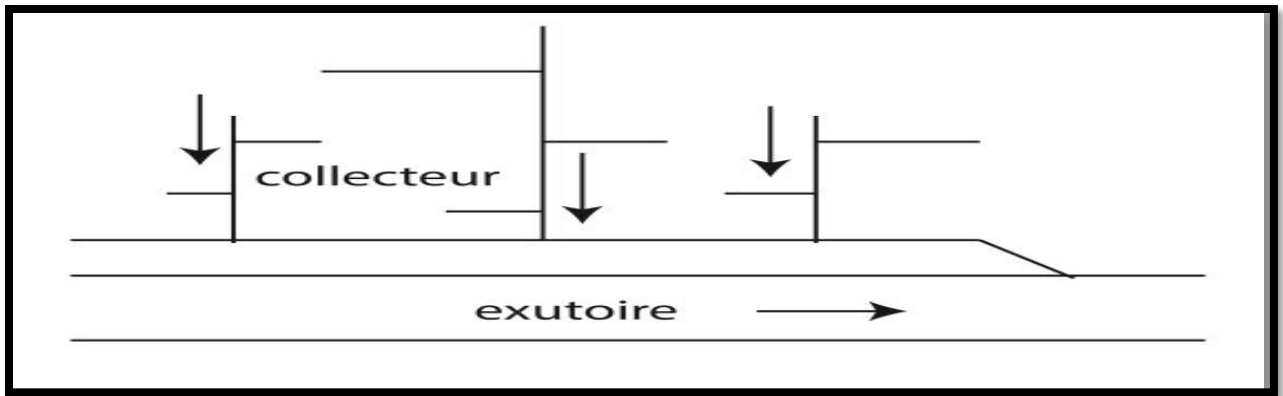


Figure III.6 : schéma par déplacement latéral

IV.3 Schéma par zones étagées :

Ce schéma est projeté dans le cas où on a soit des pentes très accentué et on veut les diminuées, Ou bien lorsqu'on veut minimiser la charge a un réseau précédent.

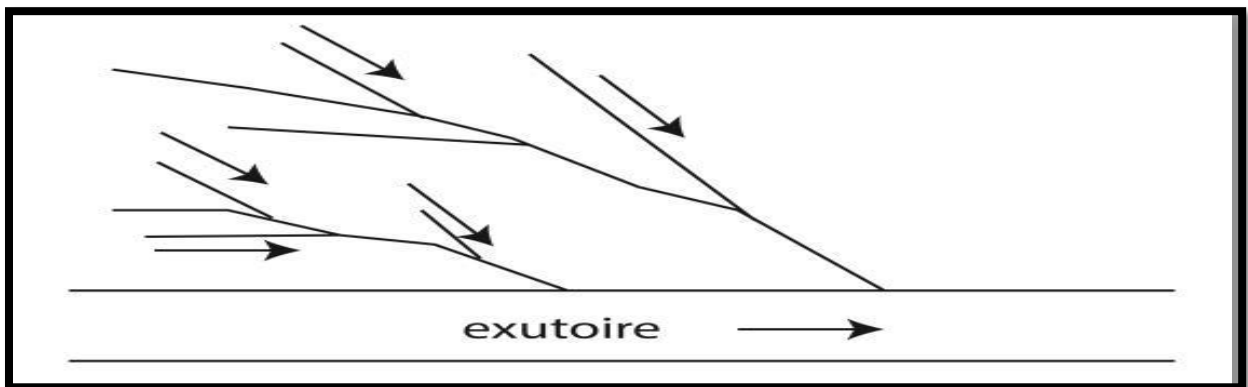


Figure III.7 : schéma par zones étagées

IV.4 Schéma radial :

Ce schéma est utilisé dans les terrains plats ou lorsque on a une zone basse au milieu de la ville, pour collecter tous les effluents en un point (puits de collecte), par la suite un relevage.

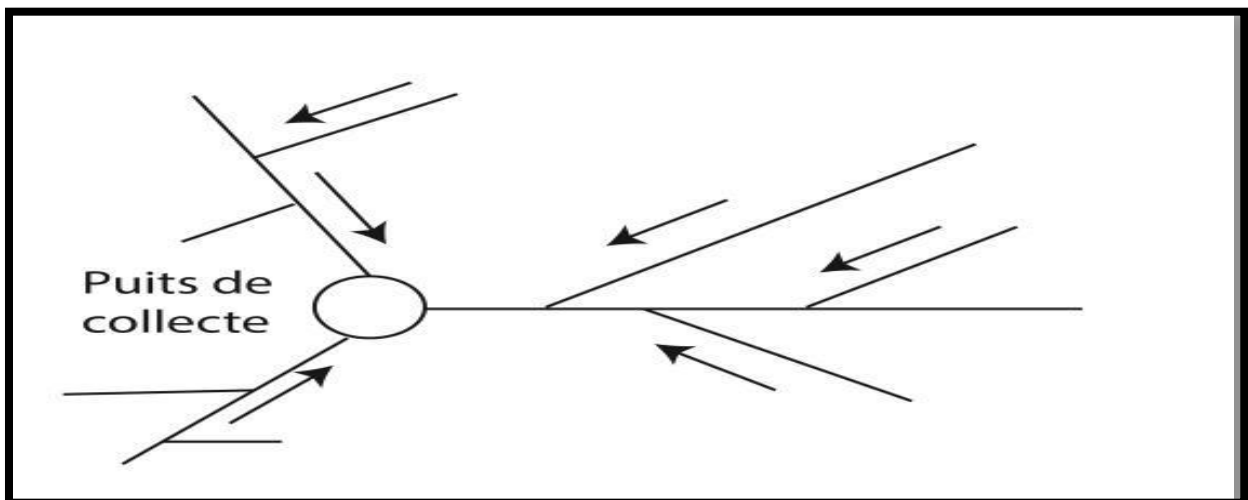


Figure III.8 : schéma radial

V. Le choix du schéma d'évacuation

Le choix du schéma à adopter est influé par différents paramètres dans un ordre de priorité comme suite :

1. Le relief et la pente du terrain.
2. La position de rejet (milieu récepteur ou STEP) par rapport à l'agglomération.
3. La disposition existante des habitations et les voiries.
4. Les solutions économiques comme la réduction de longueur et le nombre des collecteurs.

Remarque :

Notre choix se porte sur un schéma oblique.

VI. Le coefficient de ruissellement Cr :

VI.1 Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement représente le rapport entre le volume ruisselé sur une surface par rapport au volume tombe sur cette surface, C'est un paramètre proportionnel au débit pluvial à évacuer, le coefficient de ruissellement dépend de :

- La nature de sol.
- La pente de terrain.
- La densité de population.
- L'humidité de la surface.
- La durée de la pluie.
- Le degré de saturation de sol.

Le coefficient de ruissellement est estimé directement à partir de la nature du sol ou indirectement à partir de la densité de population selon ces méthodes :

Tableau III. 3 :coefficients de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	Cr
Toits en métal, Tuiles, ardoise	0.9
Chausse avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pave en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocage	0.4 – 0.5
Surface goudronnées	0.25 – 0.6
Chemin en gravier	0.25 – 0.3
Gare terrain de sport	0.1 – 0.3
Parc, jardin, gazon	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.2

Source : Gaumella et Guerre 1967

Comme on peut estimer le Cr aussi en fonction de la densité.

Tableau III.4 : le Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :

Densité de la population (hab/ha)	Cr
20	0.23
30- 80	0.2 - 0.27
60 – 150	0.25 – 0.34
150 – 200	0.3 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.62
300 – 400	0.6 – 0.8
>400	0.8 – 0.9

Source : Water Environnement Fédération (1970)

VI.2 Calcul de la population pour chaque sous bassin :

Pour estimer le nombre d’habitant dans chaque sous bassin, On utilise la méthode qui exploite la dépendance entre le coefficient de ruissellement et la densité de population pour corriger les erreurs issues à cause de la dispersion des habitations, les sont les suivants :

1. Estimation du coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin.
2. Calcul de coefficient de ruissellement pondéré total.

$$Cr_p = \frac{\sum Cr_i \times S_i}{S} = 0.65 \tag{III-2}$$

Avec :

Cr_p : coefficient de ruissellement pondéré.

Cr_i : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.

S_i : Surface de chaque sous bassin (ha).

S : Surface total (ha), **S = 35.11 ha.**

Les Cr pour chaque sous bassin sont calculés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

N°SB	Surface«Ai » (ha)	Cr
1	7.22	0,70
2	1.5	0,70
3	3.22	0,50
4	3.42	0,50
5	2.87	0,40
6	3.5	0,5
7	4.23	0,7
8	4.03	0,4
9	5.12	0,4

On Calcule de la densité partielle de chaque sous bassin par la formule suivante :

$$Di = \frac{Cr_i \times Pt}{Cr_p \times S} \tag{III-3}$$

Avec :

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

Cri : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.

Ptot : Nombre d'habitant à l'horizon, **P2052 = 13506 hab.**

Crp : coefficient de ruissellement pondéré.

S : Surface total (ha), **S = 35.11ha.**

La détermination de la population pour chaque sous bassin est représentée dans la tableau suivant :

Tableau III.6 : Détermination de la population des différents sous bassin

N°Sous bassin	SurfaceSi(HA)	Cri	CrXA	Crp	Di	Nbred'habPi(hab)
1	7.22	0,70	3,88	0,63	263,3	1459
2	1.5	0,70	0,39		263,3	147
3	3.22	0,50	0,25		188,1	94
4	3.42	0,50	1,42		188,1	534
5	2.87	0,40	1,50		150,5	563
6	3.5	0.5	9,80		263,3	3686
7	4.23	0,7	2,08		187,8	500
8	4.03	0,4	10,50		263,3	3950
9	5.12	0,4	6,84		338,5	2573

Conclusion :

Dans ce chapitre on a fixé un horizon de calcul qui est 30 ans comme nous avons estimé la population, on a aussi déterminé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, après la division de la zone d'étude, ce qui permettra d'estimer les débits pluviaux et les débits usées. Et en fin, nous avons argumenté le choix du système et du schéma de réseau à considérer pour la conception du projet comme suit un système séparatif et un schéma oblique.

Chapitre IV :

Evaluation des débits

Introduction :

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

L'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :

- D'empêcher la submersion des zones urbanisées.
- D'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.

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

I. Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations), car ces eaux sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...); donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

L'évaluation des débits d'eaux usées porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets provenant des habitations et lieux d'activité.

I.1 Nature des eaux usées à évacuer :

Les eaux usées sont produites par l'ensemble des activités humaines, la nature La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées, on distingue :

- 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 d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- ❖ Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- ❖ Les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.

- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

I.1.2 Les eaux industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines. Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques. Elles peuvent causer des problèmes dans le réseau d'évacuation et dans le milieu récepteur puisqu'elles contiennent des matières nuisibles à la santé, si pour sa Elles doivent être traitées avant de les collecter dans le réseau d'assainissement.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé ;

Cette quantification est adoptée en l'absence de compteurs, mais il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- ✓ Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- ✓ Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solide ou toxique. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieure de l'unité industrielle.

Remarque :

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

I.1.3 Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestique.

I.1.4 Les eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des nappes ou durés eau d'alimentation en eaux potable, ils doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande ATV préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

II Evaluation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 200 l/j hab.

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

II.1 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy,j} = \frac{N \times D \times K_r}{86400} \tag{VI-1}$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s).

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

D: Dotation journalière prise égale à 200l/jhab.

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

II.2 Evaluation du débit de pointe :

Le débit d'eaux usées rejetées est variable dans la journée selon les activités et le mode de vie des habitations, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moy,j} \tag{VI-2}$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).

$Q_{moy,j}$: Débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).

K_p : Coefficient de pointe.

D'où :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{rej}}} \quad \text{si } Q_{rej} > 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si non}$$

Les débits moyens journaliers rejetés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: les débits usées pour chaque sous bassin

N°Sousb assin	Si(Ha)	Nbred'ha bi	Dotl/j/h a	$Q_{moy}(l/s)$	$Q_{eq}(l/s)$	Cr_j	Q_{moy} $rej(l/s)$	K_p	$Q_{pte}/$ S	$Q_{pte}m^3/$ s
1	7,22	1459	200	3,38	0,00	0,8	2,70	3,00	8,10	0,0081
2	1,50	94	200	0,34	0,07	0,8	0,33	3,00	0,98	0,0010
3	3,22	147	200	0,22	0,04	0,8	0,21	3,00	0,63	0,0006
4	3,42	534	200	1,24	0,25	0,8	1,19	3,00	3,56	0,0036
5	2,87	563	200	1,30	0,00	0,8	1,04	3,00	3,13	0,0031
6	3,50	500	200	8,53	1,71	0,8	8,19	2,37	19,44	0,0194
7	4,23	3686	200	1,16	0,23	0,8	1,11	3,00	3,33	0,0033
8	4,03	3950	200	9,14	2,74	0,8	9,51	2,31	21,97	0,0220
9	5,12	2573	200	5,96	1,19	0,8	5,72	2,55	14,55	0,0146

III. Évaluation des débits des eaux pluviales :

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

Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter les risques des débordements et leurs conséquences sur l'environnement. C'est pour cela que le choix des débits d'eaux pluviales est très important lors du dimensionnement du réseau, vu qu'il influe directement sur le diamètre des conduites et sur les ouvrages à prévoir.

Ces ouvrages seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15min.

Plusieurs méthodes se présentent pour l'estimation des débits pluviaux, mais les deux méthodes les plus utilisées du fait de leur simplicité sont :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

III.1 La méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, au fur et à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau.

De ce point de vue, la méthode rationnelle elle est fondée sur la proportionnalité et la linéarité de la transformation pluie-débit, exprimées par la relation suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

Q: débit de pointe à l'exutoire.

C_r : coefficient de ruissellement sur le bassin versant.

i : intensité moyenne de la pluie.

A: superficie du bassin versant.

α : Coefficient correctif de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin

Dans notre cas d'étude on considère que la pluie est uniformément répartie on prendra $\alpha=1$

III.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée par quatre (04) hypothèses :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

III.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

III.1.3 Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin versant est défini comme étant le temps mis par la goutte d'eau la plus éloignée, en durée d'écoulement, pour atteindre le collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

Trois 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 caractérisées par un plus long parcours L de l'eau, le temps de concentration donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.77} \quad (\text{IV-4})$$

Avec :

t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60V} \text{ (min)} \quad (\text{IV-5})$$

L : longueur de canalisation (m).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes.

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV-6})$$

L : le cheminement le plus long en (km).

I : Pente moyennedu chemin parcours hydraulique le plus long.

III.1.4 Coefficient réducteur d'intensité :

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient réducteur « α » déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = 12 de la longueur), ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{\frac{D}{2}} \quad (\text{IV-7})$$

Dans le cas où le bassin est de forme circulaire :

$$\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{D} \quad (\text{IV-8})$$

Avec

D : Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Précisions qu'en ce qui concerne son application aux calculs de la méthode rationnelle « D » est la distance du milieu d'une zone « A_i » à l'épicentre de l'orage, et il est pratiquement difficile de différencier les formes, par conséquent nous préconisons d'adopter une formule moyenne unique :

$$\alpha = 1 - 0.046 \sqrt{D} \quad (\text{IV-9})$$

Remarque :

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de pluie. Vu que la surface de l'agglomération est faible, les valeurs du coefficient réducteur « α » s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

III.1.5 Les anomalies de la méthode rationnelle :

La décomposition du bassin en aires élémentaires est toujours assez grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec une précision suffisante la durée du ruissèlement entre ces diverses zones et l'exutoire.

On suppose généralement que le coefficient de ruissèlement « C_r » est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.

La critique principale que l'on peut faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissèlement sur le bassin.

Cette méthode sous-estime les débits de pointes observés, probablement parce qu'elle sous-estime le coefficient de ruissèlement en négligeant le rôle des surfaces non revêtues et sans végétation.

III.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, elle ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q_p = K^{\frac{1}{\mu}} \times C^{\frac{1}{\mu}} \times I^{\frac{v}{\mu}} \times A^{\frac{\omega}{\mu}} \quad (\text{VI-10})$$

Avec :

Q_p : débit pluvial (m^3/s).

I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).

K, μ, v, ω : coefficient d'expression et sont donnés par les relations suivantes:

$$K = \frac{a \times \mu^b}{6(\delta + \beta)} \quad (\text{VI-11})$$

$$u = 1 - b \times f \quad (\text{VI-12})$$

$$v = c \times b \quad (\text{VI-13})$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (\text{VI-14})$$

Avec :

a et b : sont des paramètres en fonction de la période de retour selon les courbes IDF, ils sont donnés par la relation suivante :

$$I(t) = at^b \quad (\text{VI-15})$$

Où:

$I(t)$: intensité de pluie de durée et de période retour de 10ans.

ε : abattement spatial en fonction du temps de concentration sur le bassin versant :

$\varepsilon = 0.05$ pour: $A < 100ha$;

$\varepsilon = 0.03$ plus adopté.

$(\beta + \delta) = 1,1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille du bassin ;

On suppose un bassin en carré qui a la même surface A , donc :

$$C = -0.41, d = 0.507, f = -0.287$$

Remarque :

Q_p donné par l'expression précédente correspond à une valeur brute, ceci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{p \text{ corrigé}} = m \times Q_{p \text{ brute}} \quad (\text{VI-16})$$

Avec :

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

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0.84b}{1+0.287b}} \quad (\text{VI-17})$$

D'où :

$$M : \text{coefficient d'allongement} : \quad M = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad (\text{VI-18})$$

L : longueur des plus longs parcours hydraulique en (m).

A : surface du bassin considéré en (m²).

III.2.2 Validité de la méthode superficielle :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha ;
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1 ;
- Le coefficient d'allongement «M» doit être compris entre $0.8 < M < 2$;
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

III.2.3 Définition des variables de la formule de Caquot :**III.2.2.1 Pente moyenne :**

Cette hypothèse étant passée, pour un bassin versant urbaniser dont le plus long cheminement hydraulique « L » constitué des tronçons successifs « L_j » et de pente sensiblement constante « I_j », l'expression de la pente moyenne exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement explicite sous la forme:

III.2.2.1 Groupement des bassins versants en série ou en parallèle :

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fourni les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

Tableau IV.2 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.

Paramètres équivalents	Séq	Céq	Iéq	Méq
Bassins en série	$\sum Si$	$\frac{\sum CiSi}{\sum Si}$	$\left(\frac{\sum Li}{\sum \sqrt{Li}}\right)^2$	$\frac{\sum Li}{\sqrt{\sum Si}}$
Bassins en parallèle	$\sum Si$	$\frac{\sum CiSi}{\sum Si}$	$\frac{\sum Ii \times Qpi}{\sum Qpi}$	$\frac{Lt_{cmax}}{\sqrt{\sum Si}}$

III.3 Choix de la méthode :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement la méthode rationnelle est la plus appropriée à ce cas de figure.

En appliquant la méthode rationnelle :

Tableau IV.3: évaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin

N°SB	Si(ha)	α	CoeffCri	Intensité(l/s/ha)	Q pluvial(l/s)	Q pluvial(m³/s)
1	7.22	1	0,70	164,00	828.85	0,828
2	1.5		0,70		172.2	0,172
3	3.22		0,50		264.04	0,264
4	3.42		0,50		280.44	0,280
5	2.87		0,40		188.272	0,188
6	3.5		0,5		287	0,287
7	4.23		0,7		485.604	0,485
8	4.03		0,4		264.37	0,264
9	5.12		0,4		335.872	0,335

III.4 Calcul des débits totales pour chaque sous bassin :

En outre le tableau ci-dessous résume les calculs des débits totaux pour tous les sous bassins :

Tableau IV.4: débits totaux pour chaque sous bassin

N°SB	Q _{ptusée} (l/s)	Q _{ptusée} (m3/s)	Q _{pluvial} (L/S)	Q _{pluvial} (m³/s)	Q _{total} (m³/s)
1	8,10	0,0081	828.85	0,828	0,836
2	0,98	0,0010	172.2	0,172	0,173
3	0,63	0,0006	264.04	0,264	0,265
4	3,56	0,0036	280.44	0,280	0,283
5	3,13	0,0031	188.272	0,188	0,191
6	19,44	0,0194	287	0,287	0,306
7	3,33	0,0033	485.604	0,485	0,488
8	21,97	0,0220	264.37	0,264	0,286
9	14,55	0,0146	335.872	0,335	0,35

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculés les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures (domestique, d'équipement public et pluviale)

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'assurer l'auto curage dans le cas de débits minimum.

Chapitre V :

**Diagnostic du réseau
d'assainissement**

Introduction :

Le réseau d'assainissement est l'ensemble des installations associées sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu, les canalisations s'engorgent et se dégradent, les matériels se détériorent rapidement et les remises en état nécessaires au bon fonctionnement deviennent de plus en plus coûteuses et alors réseau d'assainissement ne réponde plus à ces fonctions. Vu que tous ses problèmes de réseau, le diagnostic est une phase inévitable et la solution de ses anomalies.

La phase du diagnostic d'un système d'assainissement existant consiste à connaître son état et son fonctionnement et d'effectuer un ensemble d'opérations sur le terrain ; pour déceler les dysfonctionnements pouvant entraver sa bonne gestion et proposer les solutions qui s'imposent.

I. Généralités :

Un diagnostic est un jugement porté sur une situation sur la base d'analyse d'indicateurs. Il doit donner une vision d'ensemble de la situation, simplifiée mais réaliste, qui permettra aux diverses parties prenantes :

- D'avoir une vision partagée de la situation.
- De préciser et de prioriser les enjeux et défis à relever.
- De définir les axes du travail pour la mise en place du service d'assainissement.

Le diagnostic doit comporter :

- L'examen de l'état actuel du réseau (étanchéité, état mécanique) et les désordres constatés.
- L'inventaire des industries et les établissements raccordés, la composition et le volume des principaux effluents.
- La quantification des débits et flux de pollution collectés.
- L'évaluation des principaux rejets et des déversoirs d'orage.
- Les conditions dans lesquelles le système peut être modifié ou remis en état.

Objectifs du diagnostic :

L'objectif de l'étude diagnostique est d'acquérir une bonne connaissance de l'état actuel et du fonctionnement des réseaux et des installations en vue de les réhabiliter, de les restructurer et de prévoir les extensions liées au développement urbain pour mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des systèmes d'assainissement.

Ces études permettent de garantir à la population présente et à venir des solutions durables pour l'évacuation et le traitement des eaux usées, en tenant compte des objectifs de développement de l'urbanisme et des contraintes du site.

Les types du diagnostic :

On a deux types de diagnostic qui sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque des problèmes d'une des deux peuvent avoir des conséquences sur l'autre.

- **Diagnostic fonctionnel** : Basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents.

- **Diagnostic structurel** : Basé sur l'état de la structure, l'aspect physique du système, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs et postes de relèvement et les tronçons de collecteurs.

Phases principales d'une étude de diagnostic :

La démarche à suivre consiste à appliquer d'une manière plus ou moins fine, l'ensemble des techniques d'études disponibles, à travers une méthodologie dont les principales étapes sont les suivantes :

- **Collecte et exploitation de données :**

La collecte des données nécessite au préalable un scénario d'interventions sur terrain pour la prise des connaissances et les visites d'ouvrages.

Deux sortes de données peuvent être distinguées :

- **Données de base** : Elles constituent l'ensemble de données nécessaires à un bon diagnostic. Les données de base sont définies comme :

- Données relatives à la collecte le nombre d'habitants pour chaque sous bassin élémentaire et leur consommation en eau potable ; La surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité de pluie et pente).

- Données relatives au réseau et à ses ouvrages annexes (collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, dessaleur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage, ...).

- Données relatives au traitement : bilan de traitement.

Données d'orientation : Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements : impact sur le bâti et les réseaux voisins, perturbation des usages en surface, pollution d'une nappe, etc.

Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place.

- **Le pré diagnostic :**

Dans cette phase, et après la collecte des données, un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages tout en procédant à une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines.

Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

➤ Reconnaissance approfondie : Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires ce qui permet de :

- Quantifier les fuites, source de pollution dans le milieu récepteur et les exfiltrations vers la nappe, prise dans l'impact des rejets.
- Détecter les apports des eaux parasites, afin d'éviter la surcharge des stations d'épuration, des déversements au droit des déversoirs et la pollution du milieu naturel.
- Rechercher l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielles, des graisses, et des métaux lourds.
- Vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.
- La vérification régulière de l'état des collecteurs et ouvrages bâtis afin de prévoir les travaux confortatifs nécessaires et d'éviter ainsi tout risque d'effondrement pouvant entraîner des accidents et des perturbations de fonctionnement.

Cette phase d'étude représente un pas très important, car elle nous apporte les renseignements nécessaires de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes.

➤ Nature des désordres : Les enquêtes sur l'état réel des ouvrages permettent de diagnostiquer l'un des désordres suivants sur un réseau d'évacuation :

- Cavités, effondrement au droit des joints.
- Manque d'étanchéité au droit des joints.
- Fissures sur les canalisations, joints décalés, déboîtes.

- Désalignement, contre pentes, pentes insuffisantes.
- Poinçonnement des regards sur les canalisations, cisaillement.
- Branchement défectueux.
- Dégradations dues à la présence de fluides corrosifs, d'émanations gazeuses par transformation des matières organiques entraînant des corrosions chimiques.
- Introduction des racines d'arbres, obstruction.
- Décantation, stratifications.

➤ Techniques d'enquêtes, diagnostic :

Pour parvenir à la connaissance de l'état réel des ouvrages, l'exploitant doit s'appuyer sur diverses techniques :

- La mesure des débits des effluents à l'aide de débitmètres instantanés ou enregistreurs.
- Les essais de pression hydraulique ou à l'air pouvant être associés à un corrélateur acoustique.
- Les essais à la fumée ou par injection de colorant.
- La recherche acoustique des branchements obstrués, inutilisés ou abandonnés.
- L'inspection télévisée par caméra autotractées.
- La visite pédestre des collecteurs visitables avec enregistrement codifié des anomalies.

Les avantages du diagnostic :

Le diagnostic présente de nombreux avantages et les informations obtenues pour cette étude sont indispensables en vue de :

- Mieux connaître le fonctionnement réel du réseau afin d'optimiser son fonctionnement.
- Envisager les actions ultérieures sur le réseau (rénovation, entretien, méthodes de gestion...).

L'objectif de ce diagnostic est de vérifier la faisabilité des nouveaux raccordements.

II. Système d'assainissement actuel :

Le centre-ville de Tipasa est équipé par un système séparatif : réseau d'assainissement eaux usées et le réseau de drainage des eaux pluviales. Les autres parties de la ville sont prévus en unitaire.

Bien que d'importants travaux de corrections des raccordements aient été réalisés en 2010 sur le centre-ville, il subsiste une certaine confusion entre les deux types de réseaux. Les investigations de terrain menés dans le cadre de la présente étude ont permis de clarifier un peu la situation.

Il est important pour la compréhension des systèmes de comprendre les étapes de l'aménagement du réseau.

Les drains naturels sont :

- Coté Est de la zone d'extension de Tipasa, un oued,
- Côté sud et ouest, l'oued Merzoug, qui ceinture le centre ville,
- Et plusieurs talwegs entièrement canalisés et souterrains actuellement dans la ville elle-même.
- A l'ouest de l'oued Merzoug le fossé « Naftal » aménagé avec des pentes très faibles,
- Et au niveau du rondpoint Chenoua, un oued canalisé jusqu'à l'oued Nador

L'est de la ville connaît un développement important. La surface du bassin contrôlé au droit du Déversoir d'orage Rabta est d'environ 200 hectares. Ce bassin versant a été équipé récemment en système unitaire par des collecteurs importants qui débouchent sur un dalot 1.6x1.85m. Les eaux pluviales transitent par le déversoir d'orage Rabta puis une conduite de DN 1500 pour aboutir dans une chambre (déversoir d'orage Palais de Justice) qui reçoit un autre collecteur pluvial (DN1200).

Comme les 2 conduites amènent un peu d'eaux usées cette chambre a été modifiée pour servir de déversoir d'orage. Le départ des eaux pluviales est en DN1000 qui rejoint à l'aval 2 DN1200 pour se rejeter en contrebas de la route vers la mer.

La collecte des eaux pluviales dans le centre-ville est prévue avec des caniveaux couverts et quelques grilles avaloirs. Ces caniveaux sont raccordés sur des conduites qui débouchent dans le port.

En rive droite de l'oued Merzoug un collecteur unitaire commence en tête de bassin pour finir, toujours en petit diamètre (DN500) dans le centre-ville. Par temps de pluie, les déversements de ce réseau sont fréquents.

Les terrains sur lesquels ont été construites les cités à l'ouest de l'oued Merzoug étaient drainées par le fossé Naftal. Le réseau de type unitaire qui draine ce quartier est constitué de canalisations diamètres assez disparates en général 400 ou 500.

La plupart de ces réseaux sont raccordés aux collecteurs de transfert gravitaire.

Le tableau suivant explique mieux l'état actuel des conduites :

Tableau V.1 : l'état actuel des conduites

Diamètre(mm)	Matériaux	Linéaire (m)	État
300	Béton	585	Bon état
400	Béton	2278	Bon état
500	Béton	7610	Bon état
600	Béton	4421	Bon état
800	Béton	2955	Bon état
1000	Béton	2613	Bon état
1200	Béton	351	Bon état
1500	Béton	479	Bon état

Source : SEAL Tipasa

III. Etat des regards :

Le réseau d'assainissement du chef-lieu de Tipasa contient 500 regards dont la majorité des sont en bon état, les autres regards sont en mauvais état, sans tampon, envasés, non identifiés et couvert par les chaussées et l'accumulation des débris sableux et les ordures publics dans les regards non recouverts ce qui provoque même des débordements surtout dans les intempéries, ceci est dû au manque d'entretien.

Tableau V.2 : l'état actuel des regards

Nombre de regard	Etat	Total
460	Bon état	500
26	Mauvais état	
14	Non identifié	

Source : SEAL Tipasa

L'état physique des regards :



Figure V.1 : regard 21 en bon état (avril,2022)



Figure V. 2 : regard en bon état (avril,2022)



FigureV.3 : regard en mauvais état (avril,2022)

II. Diagnostic hydraulique :

Pour notre cas on s'intéressera uniquement aux tronçons liés au collecteur principal à fin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, le tableau ci-dessous explicite les résultats du diagnostic :

Tableau V. 3 : résultat du diagnostic hydraulique

Tronçon	I%	L(m)	Q (m^3/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre existant (mm)	Observation
R21-R22	3.5	40	0,214	315	400	A ne pas changer
R22-R23	3.43	40	0,212	315	500	A ne pas changer
R23-R24	3.35	18	0,210	315	500	A ne pas changer
R24-R28	3	50	0,680	500	600	A ne pas changer
R28-R29	2.87	50	0,665	500	600	A ne pas changer
R29-R30	2,64	50	0,638	500	600	A ne pas changer
R31-Rext	2,5	50	0,621	500	600	A ne pas changer

D'après les résultats ci-dessus on peut dire que le réseau fonctionnera normalement sans qu'il y'ait des modifications.

Conclusion :

L'étude diagnostique est un bon moyen de repérage du réseau d'assainissement, elle nous permet au premier-lieu de connaître l'état actuel du réseau (structurel et fonctionnel) afin d'identifier leurs dysfonctionnements, ces anomalies en vue de les remédier et les restructurer et faire améliorer le fonctionnement en proposant des solutions efficaces et techniques.

Et à travers ce travail on a constaté que le réseau existant fonctionne normalement et qu'il est possible de réaliser des extensions sans qu'il soit des problèmes de débordement ou de dépôt.

Chapitre VI :

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :

Une fois que les débits des eaux à évacuer au niveau des sous bassins sont déterminés, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner des collecteurs et les éléments qui seront appelés à acheminer ces eaux vers le rejet dans les meilleures conditions possibles, tout en satisfaisant les conditions d'auto curage.

Ce calcul hydraulique doit respecter certaines normes d'écoulement et conditions d'implantation des réseaux d'assainissement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en définissant le meilleur tracé possible.

I.1 Schéma d'évacuation des eaux :

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

- Schéma perpendiculaire.
- Schéma par déplacement latéral.
- Schéma transversal ou oblique.
- Schéma par zones étagées.
- Schéma radial.

Pour notre cas, en tenant compte que la disposition d'agglomération et la topographie de la zone d'étude ; on optera à un **schéma de collecteur transversal ou oblique**, qui est à notre avis le mieux adapté pour l'évacuation des eaux usées de la zone d'étude.

I.2 Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres (intérieur et extérieur).
 - Pente.
 - Leur joints et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.

- Côtes.

La conception d'un système hydraulique se caractérise par :

- Des contraintes physiques subordonnées au relief du terrain, aux branchements d'immeubles et à la dépendance par rapport aux autres réseaux.
- Des données hydrauliques : Nature de l'effluent, débits, caractéristiques des sections.
- Des dispositions techniques, qui exigent les solutions les plus économiques.

Les calculs se conduisent à partir du profil longitudinal qui, au fur et à mesure de son élaboration, permet de :

- Rechercher les pentes d'écoulement, en se tenant le plus près possibles du niveau du sol, compte tenu d'un minimum de garde contre le gel, les charges ou surcharges roulantes. La couverture de terre ou de sable au-dessus de la canalisation est généralement de 0.8 à 2.5m.
- De définir les sections minimales et les ouvrages de raccordement.
- De déterminer les chutes et franchissement d'obstacles.
- D'assurer les vitesses limites d'auto curage pour éviter la décantation des matières en suspension et à l'extrême ne pas dépasser les vitesses maximales admissibles.

I.3 Conditions du dimensionnement:

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0,6 m/s pour le 1/10 du débit de pleine section, et une vitesse de 0,3 m/s pour le 1/100 de ce même débit avec un diamètre minimale de 300 mm.

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures une vitesse maximale de l'ordre de 5 m/s.

Auto curage :

Pour déterminer le type de canalisation, son diamètre, sa pente, en fonction du débit, il est nécessaire que le réseau satisfasse des conditions d'auto curage. Ces conditions doivent être respectées pour des raisons d'hygiène et d'entretien. En effet si la vitesse dans le réseau est trop faible, des dépôts et des déchets fermentescibles peuvent stagner dans les conduites. Les conditions de satisfaction de l'auto curage sont :

- Vitesse à pleine section supérieure à 1 m/s
- Vitesse supérieure à 0.60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section
- Vitesse supérieure à 0.30 m/s pour 1/100 du débit à pleine section.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs nous conduisons à poser des limites supérieures à la pente admissible.

Il paraît raisonnable de ne pas dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

- De type circulaire.
- De type ovoïde.

I.4 Hypothèse de calcul :

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section (Q_{ps}) ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :

- Périmètre mouillé (P) : C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau en m.
- Section mouillée (S) : C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau en m^2 .
- Rayon hydraulique (Rh) : C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé en m.

• Vitesse moyenne (V) : C'est le rapport entre le débit volumique en m³/s et la section mouillée en m².

I.5 Mode calcul :

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

$$Q = V.S \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s) : cette vitesse se calcule par différentes expressions.

S : Section mouillée (m²).

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning-Strickler) :

$$V = K_S \cdot R^{2/3} \sqrt{I_m} \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

I_m (m/m) : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

K_S : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Les coefficients K_s sont présentés au tableau suivant :

Tableau VI.1: Coefficient de Manning-Strickler (K_s) en fonction de la nature de parois

Nature des parois	K _s
Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre-ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	< 90

Source : VRD-Assainissement

Concernant notre projet, nous avons choisis un mixte des conduites en PVC et des conduites en CAO.

Tableau VI.2: Choix de conduites et coefficient de Manning-Strickler(Ks)

Matériaux des conduites	Ks
Conduite en PVC	90
Conduite en CAO	75

A partir des équations précédentes, on supposant une section pleine ; le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 Q_t}{K_S \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad \text{(VI-3)}$$

Ou : $Q_t = Q_{eu} + Q_{pl}$ (VI-4)

Avec :

Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluviale.

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \frac{\pi(D_{nor})^2}{4} \quad \text{(VI-5)}$$

Avec :

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite en (mm).

La vitesse en pleine section (V_{ps}) est calculée à partir de la formule de Manning-Strickler, avec le rayon hydraulique pris :

$$R_h = D_{nor}/4 \quad \text{(VI-6)}$$

On aura :

$$V_{ps} = K_S \cdot (D_{nor}/4)^{2/3} \sqrt{I} \quad \text{(VI-7)}$$

Par la suite on calcule les vitesses et les hauteurs dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

Rapport des débits $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$

Rapport des vitesses $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$

$$\text{Rapport des hauteurs } R_h = \frac{H}{D_{nor}}$$

- Conditions d'auto curage :

Un réseau d'assainissement doit être auto-curé, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

1- Pour $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $v \geq 0.6 \text{ m/s}$

2- Pour $\frac{1}{100} Q_{ps}$: $v \geq 0.3 \text{ m/s}$

Ces limites sont respectées avec :

$$v_{ps} = 1 \text{ m/s ; Pour une section circulaire (} r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} = 0.55 \Rightarrow v_{ps} \geq 1 \text{ m/s)}$$

$$v_{ps} = 0.9 \text{ m/s ; Pour une section ovoïde.}$$

I.6 Condition d'implantation de réseau :

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'auto curage ; la pente minimale est de 0.5%.
- Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- Il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s.

I.7 Résultats du dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.3 : résultats du dimensionnement :

Tronçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{autocurage}	Auto-curage
R1-R2	20	4,00	0,04	147,8	315	0,17	0,77	0,49	79	3,44	0,53	3,76	1.391	Vérifié
R3-R4	20	3,90	0,06	167,32	315	0,36	0,82	0,48	98,63	2,64	0,33	2,72	0.447	Vérifié
R5-R6	20	5,90	0,10	176,16	315	0,64	0,97	0,59	91,39	2,72	0,41	2,92	0.743	Vérifié
R7-R8	16	3,70	0,18	227,94	315	0,79	1,01	0,56	100,11	3,26	0,48	3,11	0.352	Vérifié
R9-R10	15	4,10	0,08	180,34	315	0,58	0,92	0,56	125,74	3,46	0,398	3,27	1.147	Vérifié
R11-R12	15	3,80	0,02	110,92	315	0,12	0,75	0,51	103,76	4,30	0,281	4,08	1.791	Vérifié
R13-R14	17	3,01	0,11	177,08	315	0,79	1,00	0,66	64,94	3,56	0,415	3,24	1.156	Vérifié
R15-R16	15	3,95	0,068	169,31	315	0,4	0,87	0,74	99,42	3,18	0,34	3,21	1.112	Vérifié
R17-R18	24	3,85	0,011	125,23	315	0,59	1,05	0,55	276,89	3,84	0,86	3,66	1.263	Vérifié
R18-R19	32	3,80	0,018	183,85	315	0,67	1,08	0,60	298,88	4,06	0,89	3,76	1.391	Vérifié
R19-R20	25	3,70	0,02	191,78	315	0,71	1,09	0,62	309,81	4,14	0,89	3,80	1.415	Vérifié
R20-R21	28	3,67	0,02	175	315	0,65	1,07	0,59	292,96	3,93	1,08	3,59	1.193	Vérifié
R21-R22	40	3,50	0,01	114,12	315	0,91	1,12	0,76	378,51	4,13	0,87	3,70	0.387	Vérifié
R22-R23	40	3,43	0,01	114,85	315	0,92	1,12	0,77	385,75	4,24	0,89	3,80	0.393	Vérifié
R23-R24	18	3,35	0,001	223	315	0,54	1,02	0,53	332,93	4,31	1,57	3,21	1.139	Vérifié
R24-R25	20	3,18	0,001	300,15	315	0,55	1,03	0,53	336,65	4,39	1,59	3,26	1.147	Vérifié
R25-R18	15	3,18	0,008	312,07	400	0,56	1,03	0,54	338,65	3,52	1,64	3,37	1.157	Vérifié
R26-R27	35	3,13	0,013	373	400	0,59	1,05	0,56	351,36	4,48	1,59	3,26	1.147	Vérifié
R27-R21	40	3,00	0,013	378	400	0,61	1,06	0,56	355,61	4,74	1,68	4,08	1.901	Vérifié
R24-R28	50	3,00	0,1	378	500	0,63	1,07	0,58	364,24	3,79	1,68	3,48	1.173	Vérifié
R28-R29	50	2,87	0,1	378	500	0,71	1,09	0,62	390,11	3,65	1,59	3,26	1.147	Vérifié
R29-R30	50	2,64	0,15	413	500	0,73	1,09	0,63	395,41	3,72	1,62	4,02	1.879	Vérifié
R30-Rext	50	2,50	0,2	473	500	0,67	1,08	0,60	376,18	3,38	1,87	3,99	1.856	Vérifié
R32-R33	24,56	3,00	0,009	92	315	0,81	1,10	0,67	425,05	3,77	1,62	3,32	1.149	Vérifié
R33-R34	15,39	3,00	0,018	119	315	0,54	1,02	0,53	422,31	4,05	2,48	3,93	1.849	Vérifié
R34-R35	21,88	3,00	0,028	138	315	0,55	1,03	0,53	427,15	4,12	2,50	3,97	1.853	Vérifié
R35-R36	41,62	3,00	0,037	154	315	0,57	1,04	0,55	436,06	4,13	2,48	3,93	1.849	Vérifié
R36-R38	30,56	3,00	0,046	167	315	0,58	1,05	0,55	442,27	4,15	2,47	3,92	0.347	Vérifié

R38-R39	23,77	1,00	0,064	233	315	0,31	0,87	0,38	119,16	2,31	0,25	2,65	0.339	Vérifié
R39-R40	23,39	1,00	0,064	233	315	0,42	0,94	0,45	141,93	2,76	0,27	2,92	0.743	Vérifié
R40-R41	29,79	1,00	0,064	233	315	0,78	1,10	0,66	207,99	2,30	0,20	2,09	0.319	Vérifié
R41-R42	36,85	1,00	0.129	303	315	0,84	1,01	0,70	220,68	2,69	0,23	2,43	0.356	Vérifié
R42-R43	37.85	3,00	0.138	253	315	0,67	1,08	0,60	238,54	2,47	0,34	2,29	0.309	Vérifié
R43-R44	28.52	3,00	0.147	259	315	0,84	1,11	0,70	280,18	2,33	0,32	2,11	0.300	Vérifié
R44-R45	25.50	3,00	0.156	265	315	0,85	1,11	0,70	281,35	2,66	0,36	2,40	0.356	Vérifié
R45-R46	29.30	3.00	0.166	271	315	0,89	1,11	0,74	296,66	2,85	0,39	2,55	0.360	Vérifié
R46-R47	19.66	3.00	0.175	276	315	0,60	1,05	0,56	280,29	2,81	0,63	2,66	0.339	Vérifié
R47-R48	19,69	3,00	0,184	282	315	0,69	1,09	0,61	304,90	2,81	0,61	2,58	0.339	Vérifié
R48-DVO	20,61	3,00	0,248	315	400	0,78	1,11	0,66	329,63	2,92	0,62	2,65	0.339	Vérifié
DVO-PR	6,09	3,00	0,00625	179	315	0,86	1,11	0,71	356,72	2,91	0,62	2,62	0.336	Vérifié
R50-R51	25	0,30	0,009	141	315	0,14	0,74	0,27	94	0,76	0,069	1,03	0.301	Vérifié
R51-R52	30,62	0,30	0,018	183	315	0,31	0,87	0,38	105	1,05	0,069	1,03	0.301	Vérifié
R52-R53	25	0,30	0,018	183	315	0,42	0,94	0,45	105	1,05	0,069	1,03	0.301	Vérifié
R53-R38	25,26	0,30	0,018	183	315	0,78	1,10	0,66	105	1,05	0,069	1,03	0.301	Vérifié
R54-R55	20,0	4,00	0,009	87	315	0,67	1,08	0,60	139	2,36	0,251	3,56	1.849	Vérifié
R55-R56	26,67	4,00	0,018	113	315	0,84	1,11	0,70	155	2,77	0,251	3,56	1.190	Vérifié
R56-R57	15,81	4,00	0,028	131	315	0,85	1,11	0,70	167	1,5	0,251	3,56	1.190	Vérifié
R57-R41	24,9	4,00	0,064	180	315	0,89	1,11	0,74	183	1,88	0,251	3,56	1.190	Vérifié
R58-R59	25,00	3,50	0,009	89	315	0,60	1,05	0,56	190	1,12	0,235	3,32	1.849	Vérifié
R59-R60	25,00	3,50	0,018	115	315	0,69	1,09	0,61	256	1,31	0,235	3,33	1.849	Vérifié
R61-R57	26,46	3,50	0,028	134	315	0,78	1,10	0,66	270	1,42	0,235	3,37	1.851	Vérifié
R62-R63	19,30	3,50	0,037	150	315	0,86	1,11	0,71	280	1,53	0,235	3,32	1.149	Vérifié
R63-R64	27,36	4,00	0,009	87	315	0,92	1,12	0,77	239	1,18	0,251	3,5	1.879	Vérifié
R64-R65	23,30	4,00	0,018	113	315	0,55	1,03	0,53	255	1,38	0,251	3,56	1.88	Vérifié
R65-R66	23,00	4,00	0,028	131	315	0,59	1,05	0,56	267	1,5	0,251	3,57	1.88	Vérifié
R66-R67	30,00	4,00	0,037	146	315	0,65	1,08	0,59	278	1,60	0,251	3,57	1.88	Vérifié
R67-R48	25,00	1,00	0,064	233	315	0,66	1,08	0,59	252	1,12	0,126	1,77	0.598	Vérifié
R68-R69	30,00	0,30	0,009	141	315	0,67	1,08	0,60	274	0,63	0,069	1,03	0.301	Vérifié
R69-R70	25,00	0,30	0,018	183	315	0,70	1,09	0,61	305	0,62	0,069	1,03	0.301	Vérifié

R70-R66	25,00	0,30	0,028	213	315	0,73	1,09	0,63	332	0,67	0,069	1,07	0.307	Vérifié
R71-R72	49,00	5,00	0,242	284	315	0,73	1,09	0,63	364	2,61	0,281	4,00	1.98	Vérifié
R72-Rej	48,00	5,00	0,242	284	315	0,75	1,10	0,64	364	2,61	0,281	4,00	1.98	Vérifié

Interprétation :

Du tableau, on remarque que le réseau proposé obéit aux conditions d'écoulement hydraulique favorables, à savoir le taux de remplissage, les conditions d'auto-curage ...etc., de ce fait on peut dire que le réseau fonctionnera parfaitement bien jusqu'à l'horizon d'étude, à condition que les consignes de gestion et maintenance des réseaux soient respectées, en termes de surveillance, de curage ...etc.

Comme on peut résumer les résultats comme suit :

- Un système unitaire a été adopté pour collecter les eaux usées et pluviales.
- Les collecteurs varient de **DN315** à **DN500mm**.
- Des regards avec des profondeurs variant entre 1.20 m et 4,65 m ont été établis.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculés les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs qui sont résumés dans le tableau V-1 que l'on a mentionné précédemment, nous avons calculés les diamètres et vérifiés la vitesse d'auto curage et la vitesse d'écoulement en respectant les normes et les exigences de dimensionnement du réseau d'assainissement, nous avons optés pour un système unitaire.

D'après le tableau du calcul de réseau projeté, nous avons plusieurs notes, citons :

- Les diamètres des collecteurs sont compris entre 300 mm et 500 mm.
- Après la comparaison des valeurs de nouveaux diamètres obtenus avec celles des diamètres du réseau existant, on constate que les collecteurs principaux bien dimensionnés et répondront aux futurs besoins de l'agglomération.

Chapitre VII :

Calcul hydraulique de la station de relevage

Introduction

D'après la planche N°1 on remarque que les conditions topographiques du site Matares exige d'implanter une station de relevage qui permettra de collecter les eaux usées de ce dernier et raccorder le collecteur secondaire prévu pour ce site avec le collecteur principal.

La conception d'une station de pompage n'est pas aisée, car :

- Le pompage nécessite des installations hydromécaniques et énergétiques Complexes.
- La disposition des ouvrages correspondants aux nombreuses fonctions d'une station de pompage est très diverse.

Le projeteur doit donc étudier :

- Les contraintes du site.
- La disposition générale des ouvrages.

Il peut être ainsi déterminé les grandes lignes du projet. Il doit être ensuite en préciser le contenu :

- Le choix des pompes, définition des ouvrages et des appareillages, choix du mode de fonctionnement, la protection de l'installation....
- En se basant sur les données naturelles, cette partie permet de faire le choix des équipements, ainsi que le dimensionnement des locaux de la station.

I.1 Exigences principales soumises à la station de relevage :

Tous projet de station de pompage doit tenir compte des recommandationssuivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Utilisation des matériaux de conception récente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets-types.
- Il faut éviter les zones inondables.

I.2 Choix de l'emplacement de la station de relevage :

L'implantation et le type de la station de pompage sont établis suivant des considérations techniques et économiques :

1. Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
2. Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique et des

conditions géologiques.

3. Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
4. Prévoir de la verdure autour de la station.

La station de pompage doit être située au mieux par rapport aux :

- Besoins à satisfaire.
- À la ressource en eau.
- Aux contraintes liées à la nature de la ressource en eau.
- Notamment : (des plus basses eaux, des plus hautes eaux).

D'après la disponibilité du terrain et des eaux, des conditions topographiques et géologiques, et tant que la station doit recevoir les eaux usées à partir un collecteur qui arrive directement à la station.

I.3 Choix de la variante :

Le choix de la variante comprend le cheminement le plus adéquat du point d'aspiration au refoulement. Le système de pompage on choisit l'emplacement de la station de relevage, la bêche d'aspiration, et le cheminement des collecteurs d'aspiration et de refoulement. (Voir Planche N°1).

Pour ce choix on a tenu compte des facteurs suivants :

- La prise d'eau est proche de la station de pompage pour réduire la longueur d'aspiration.
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement.
- Eviter les terrains instables et sismiques, en plus les terrains destinés pour l'agriculture.
- Eviter les stations balnéaires (parcs, réserves...). Positionner les ouvrages en tenant compte des aéroports, routes importantes (nationales, autoroutes...).
- Respecter les normes nationales et internationales (si possible) concernant ce type de projet.
- Faciliter l'accès aux ouvrages, minimiser l'encombrement.
- Prévoir des dérivations des eaux pluviales, des drains ou caniveaux. La conduite traverse l'oued sur des portiques en béton armé jusqu' à la rive droite de l'oued ou la station de relevage doit être implanté. Après une visite sur les lieux, trois variantes possibles sont envisagées.

I.4 Choix de l'emplacement de la station de relevage :

D'après la disponibilité du terrain et des eaux, et les conditions topographiques et géologiques favorables, on a une seule variante pour l'emplacement de la station, notre station doit être projetée au point bas au-dessous de la route pour permettre de recevoir toutes les eaux usées de cette zone, comme illustré ci-dessous :



Figure VII.1 : emplacement du poste de relevage (image satellitaire non traitée, juil.2022)

II.1 Données de base initiales :

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de pompage sont les suivantes :

- Notre station reçoit un débit total de pointe des eaux usées qui est égale à $22.5 \text{ m}^3/\text{h}$ ($Q_{S8}+Q_{S9}$).
- Le plan topographique : ce plan permet de faire le choix de l'emplacement de la station et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.
- La source d'énergie électrique : elle permet de faire le choix technico- économique de certains équipements (il existe une ligne de Haute tension qui traverse la région).
- La nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station et du type de matériau.

II.2 Type de bâtiment de la station :

Le bâtiment de la station de pompage sera construit pour abriter l'ensemble des installations

suivantes :

- Equipements hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- Appareillage électrique.
- Locaux du personnel, etc. ...

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de refoulement.
- But de la station de pompage (AEP, Assainissement ou Irrigation).
- Les matériaux de construction et leur disponibilité.
- Conditions de (climat, relief, géologie, hydrogéologie...) de la région.

L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires. On distingue donc les types bâtiments résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc.
- Bâtiments type bache sèche.
- Bâtiments type bache mouillée (pompe submersible).
- Bâtiments type enterrée.
- Bâtiments type semi enterrée.

Vu les conditions géologiques et topographiques du site de la station, on opte à bâtiment type bache mouillée tel que la partie souterraine est constituée par :

- Bâche d'aspiration.
- Chambre pour les vannes.

III Dimensionnement de la conduite d'amenée :

III.1 Mode de calcul :

- Collecteur 01 : Rg 32-33

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

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

celles pour lesquelles elles ont été calculées :

Le débit d'arrivé : $Q_{ar} = 0,00625 \text{ m}^3/\text{s} = 22,5 \text{ m}^3/\text{h}$

Le débit pompé : $Q_{pompé} = 0,00625 \text{ m}^3/\text{s} = 22,5 \text{ m}^3/\text{h}$

III.2 Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est donnée par la formule suivante :

$$H_{MT} = H_g + \sum h_{pL}(\text{ref}) + \sum h_{pS}(\text{ref}) \quad (\text{VII-1})$$

Avec :

H_g : la hauteur géométrique est la différence de cote entre la cote de niveau min dupuisard et la cote du point le plus élevé de cette conduite de refoulement. La hauteur géométrique :

$$H_g = 14.18 \text{ m (34.18-20)m}$$

$\sum hp$: Les pertes de charge totales :

$$\sum hp = \sum hp_{lin} + \sum hp_{sing} \quad (\text{VII-2})$$

Avec :

$$\sum hp_{sing} = (1.05 - 1.10) \sum hp_{lin} \quad (\text{VII-3})$$

D'où :

$$HMT = 3.37 + 14.18 = 17.55 \text{ mce}$$

III.3 Choix de nombre et de type de pompes :

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que :

$$N_{ins} = N + nps \quad (\text{VII-4})$$

Où :

N: nombre de pompe de fonctionnement.

Le nombre des pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4 le nombre de pompes de secours est égale à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec une souplesse.

III.3.1 Critères du choix du nombre de pompes :

- Nombre minimale de pompes.
- Puissance absorbée minimal.
- $(NPSH)_r$ minimal.

- Meilleur rendement.
- La vitesse de rotation élevée.

III.3.2 critères du choix du type de pompes :

- Assurer la H_{MT} et Q (débit totale).
- Facile à entretenir et un anti cavitation.
- Vitesse de rotation élevée.
- Encombrement faible et un poids faible.
- Doivent répondre à la construction la plus économique de bâtiment.
- Meilleur rendement et la puissance absorbée minimale.

Les variantes proposées pour choisir la pompe idéale pour notre projet sont résumées ci-dessous :

Tableau VII.1 : choix de la pompe

Type de pompe	Débit (l/s)	N pompe	Rendement	Puissance (kwh)	NPSHr (m)	HMT	Nbr tr/min
KCM065F	6.25	1	53.2	1.85	0	17.1	2900
KCM065F	3.12	2	32.6	1.36	0	17.5	2900
KCM065F	2.08	3	39.3	1.32	0	18.5	2900

Le nombre de pompe opté est 2 pompes d'où on remarque que ses caractéristiques sont les plus adaptées plus une pompe de secours.

Les caractéristiques techniques sont affichées dans la figure ci-dessous :



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV = ISO 9001:2000 = ISO 14001:2004

KCM065FD+001821N1

Caractéristiques requises

Débit	3,12 l/s
Hauteur de refoulement	17,5 m
Fluide	Eaux usées
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	3,12 l/s
Hauteur de refoulement	17,5 m
Puissance absorbée	1,37 kW
Rendement	39,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	22 m
Orif. de refoulement	65 mm
Installation	Installation fixe immergée DN80/PN10
Roue	Monocanal
Passage libre	40 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	1,8 kW
Intensité nominale	4 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

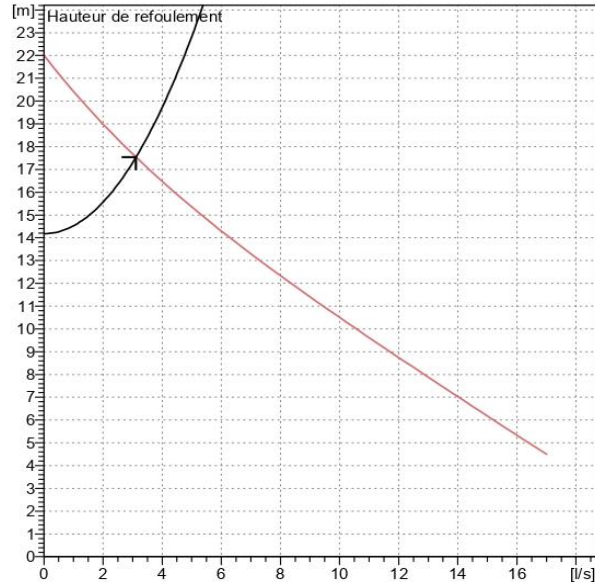
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	40 °C
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	51 kg
-------	-------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte grise
Roue	Fonte grise
Corps aspiration	Fonte grise
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carbure de silicium/ Céramique
Enveloppe du moteur	Fonte grise
Sondes thermiques	Disponible sur demande
Sonde de conductivité	Disponible sur demande
Garniture méc. côté moteur	Graphite/Céramique
Vis et écrous	Acier inox
Manille (sur demande)	Acier inox
Câble d'alimentation	10m



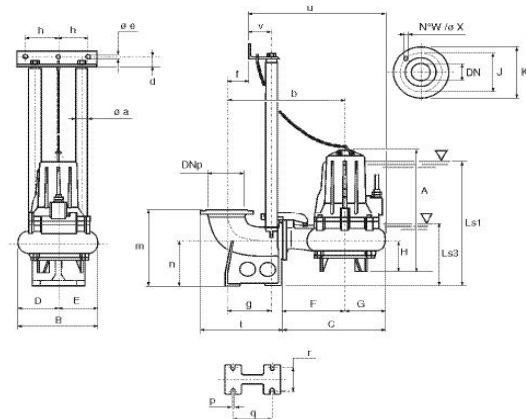
Caractéristiques de fonctionnement

ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 485
- B = 296
- b = 445
- C = 373
- D = 148
- d = 35
- DN = 80/PN10
- DNp = 80/PN10
- E = 148
- F = 225
- f = 40
- G = 148
- G = 173
- h = 130
- H = 140
- J = 160
- K = 200
- Ls1 = 425
- Ls3 = 260
- m = 280
- n = 160
- oa = 2"
- oe = 12,5"
- oX = 18
- p = 18
- q = 156
- r = 110
- t = 320
- u = 553
- v = 102
- W = 4



Notes:

Date 23/08/2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PumpTutor Version 3.5 - 01.06.2011 (Build 25)

Figure VII.2 : les caractéristiques techniques de la pompe choisi

III.3.3 Le point de fonctionnement de la pompe :

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$ et celle de la conduite $H_c=f(Q)$ sur un même graphe.

Le point de fonctionnement des pompes est le point d'intersection de ces deux courbes. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

III.3.4 La courbe caractéristique de la pompe :

On utilise le catalogue « Caprari » en donnant : le débit demandé, la hauteur géométrique et la hauteur manométrique totale, nombre de pompes en fonctionnement, connexion des pompes (en parallèle) type d'installation (installation stationnaire, noyée sans chemise de refroidissement), sélection de type de la roue puis recherche.

On trouve par la suite toutes les caractéristiques de la pompe et celles de l'installation.

La courbe caractéristique de la pompe est représentée dans la figure ci-dessous :

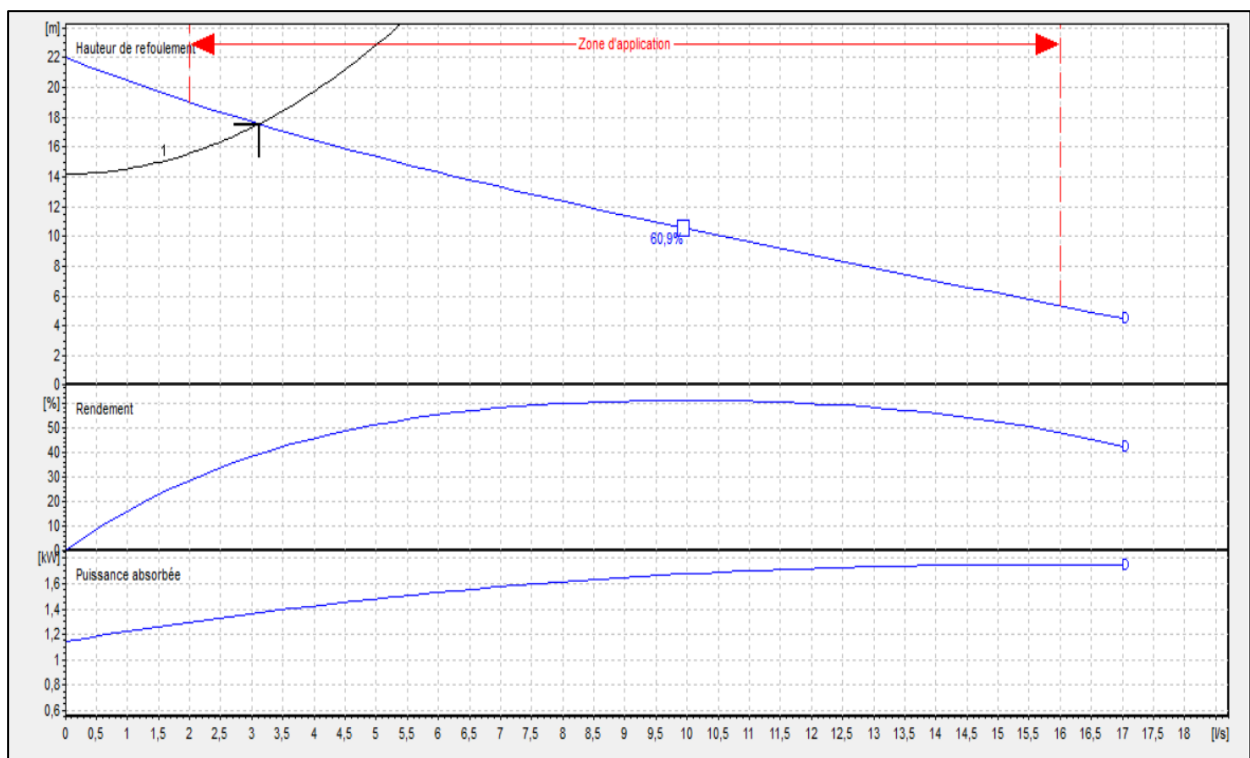


Figure VII.3 : la courbe caractéristique de la pompe

III.4 Calcul du rendement de la station :

Le rendement de la station est calculé comme suit :

$$\eta_{sp} = \eta_p \eta_m \eta_{tr} \eta_{p\text{ rés}} \tag{VII-5}$$

Avec :

η_p : le rendement de la pompe est 39.3%.

η_m : rendement du moteur électrique qui est égale à 0,91.

η_{tr} : rendement du transmission qui est égale à 1.

$\eta_{rés}$: rendement du réseau électrique qui est égale à 0,99.

$$\eta_{sp} = 0,393 * 2 * 0,91 * 1 * 0,99 = 0,70 = 70\%$$

III.5 Dimensionnement de la bache :

Sachant que le débit arrivé à la station est un débit total $Q = 0,480 \text{ m}^3/\text{s}$, pour notre station la bache de stockage a deux fonctions la première est de stocker les eaux usées qui arrivent du collecteur et la deuxième d'être une bache d'aspiration pour les pompes de refoulement.

a) volume de la bache :

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit total arrivant en un temps déterminé.

On a :
$$V_t = Q * t \quad (\text{VII-6})$$

V_t : volume de la bache en (m^3).

Q : débit total qui arrivées à la station de refoulement.

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Le logiciel Caprari calcule le volume de la bache et donc $V = 154 \text{ m}^3$.

b) surface de la bache :

On a :

$$H = S * V \quad (\text{la forme de bache est rectangulaire}) \quad (\text{VII-7})$$

S : surface de la bache en (m^2) ;

V : volume de la bache en (m^3) ;

H : la hauteur de la chambre en (m), on fixe cette hauteur à $H = 5 \text{ m}$ pour la première chambre et 6 m pour la deuxième (1m de déférence entre les côtes du radier) et donc :

$$\begin{cases} S = 30.8 \text{ m}^2 \\ S = 25.67 \text{ m}^2 \end{cases}$$

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

Dans chaque station de pompage on distingue des équipements principaux telque : les pompes, moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc.

Les équipements secondaires (auxiliaire) comportent : les pompes d'incendie, système de levage et de manutention, etc.

III.6.1 Equipements en aval :

Les équipements du côté refoulements sont :

- Les tuyaux de refoulement les robinets vannent.
- Les clapets anti-retour les divergents.
- Les joints.

IV. Etablissement de la conduite de refoulement :

Dans cette partie, nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, tout d'abord du point de vue technique, puis de point de vue économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

IV.1 Choix du tracé :

Dans ce projet, on a établi une conduite de refoulement à partir de notre station et jusqu'au DVO dont les eaux vont être refoulée vers une conduite et l'excès d'eau en cas d'orage sera déversée dans la mer.

IV.2 Choix du matériau de la conduite :

Le choix entre les différents types de matériaux des tuyaux est basé sur des critères techniques à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix, la fourniture et le transport. Le choix aussi doit répondre aux trois points :

- Résistance aux actions chimiques du sol.
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

Le choix de matériau pour la partie de refoulement est en PVC et aussi pour la partie gravitaire.

Caractéristiques de PVC sont :

- Propriétés mécaniques ou physiques.
- Résistance à l'abrasion.
- Résistance aux charges extérieures.
- Tenue à la pression.
- Etanchéité.
- Propriétés chimiques.
- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques.
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés.

- Qualités économiques.
- Durée de vie supérieure à 50 ans.
- Facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.

IV.3 Diamètre économique de la conduite (Partie refoulement) :

IV.3.1 Conditions économiques :

L'étude consiste à la détermination du diamètre économique de la conduite reliant la station de relevage au DVO.

Nous savons que les investissements sont proportionnels aux diamètres, mais l'énergie consommée pour un même débit avec des différents diamètres est inversement proportionnelle. Notre but consiste à la détermination du diamètre qui engendre le moins de frais. Ce qu'on appelle le diamètre économique.

Il existe un diamètre résultant d'un compromis entre les deux paramètres :

- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.
- Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

IV.3.2 Calcul du diamètre :

On envisage plusieurs variantes de diamètres et on calcule le coût total de la canalisation de refoulement ; et il faut respecter la vitesse dans la conduite de refoulement selon les recommandations du fournisseur.

IV.4 Frais d'exploitation :

Il faut tout d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations et connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre.

La hauteur géométrique H_g est calculée, $H_g = 14.18\text{m}$.

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront calculées par la formule de Darcy :

$$\Delta h = (1.05 - 1.10) \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{VII-8})$$

Et d'après Nikuradze :

$$\lambda = [1.14 - (0.86 * \ln \frac{\varepsilon}{D})]^{-2} \quad (\text{VII-9})$$

On prend : $\varepsilon = 0.029 \text{ m}$

On a :

$$F_{\text{exp}} = E_a * e \quad (\text{VII-10})$$

F_{exp} : frais d'exploitation.

Ea : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (KWh) donnée par :

$$Ea = Pt. 24. 365 \quad (VII-11)$$

$$Pt = n. p \quad (VII-12)$$

n = nombre de pompes en fonctionnement n = 2.

p = puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par :

$$Pp = \frac{9.81 * Q * HMT * \rho}{\eta_p} \quad (VII-13)$$

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

Pp : Le Rendement de pompage (0.70).

e : prix d'un Kwh = 6.15 DA.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : les résultats de calcul des frais d'exploitation

Diamètre mm	λ	Δh (m)	HMT (m)	Pt (kw)	Ea (kwh)	Fexp (DA)
90	0.03091	19.35	33.53	2.51	18 300.89	76 479.44
110	0.02912	6.68	20.86	1.56	11 387.36	47 587.78
125	0.02804	3.37	17.55	1.31	9 576.81	40 021.47
160	0.02615	0.92	15.10	1.13	8 239.47	34 432.73

Interpretation :

Après avoir calculé les différents frais et comparé

IV.5 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est 30 ans.

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i = 0.088 \quad (VII-14)$$

i : taux d'annuité (8 à 12 % en Algérie) en fonction du type d'investissement.

n : nombre d'année d'amortissement n = 30 ans.

Les résultats de calculs sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : résultats de calcul d'amortissement

D (mm)	Longueur (m)	Prix ml	prix total ml (DA)	A	Fam DA
90	525	314.98	165364.5	0.088	14552.07
110	525	470.85	247196.2		21753.26
125	525	599.85	247196.2		21753.3

160	525	982.55	314475.2		27713.07
-----	-----	--------	----------	--	----------

IV.6 Coût total (bilan) :

Le coût total est égal à : $Ct = F_{exp} + F_{am}$ (VII-15)

Tableau VII.4 : résultats de calcul du cout total

Diametre (mm)	Fam (DA)	Fexp (DA)	Ct (DA)
90	14552.07	76 479.44	91031.51
110	14552.07	47 587.78	62139.85
125	21753.26	40 021.47	61774.73
160	27713.07	34 432.73	62145.8

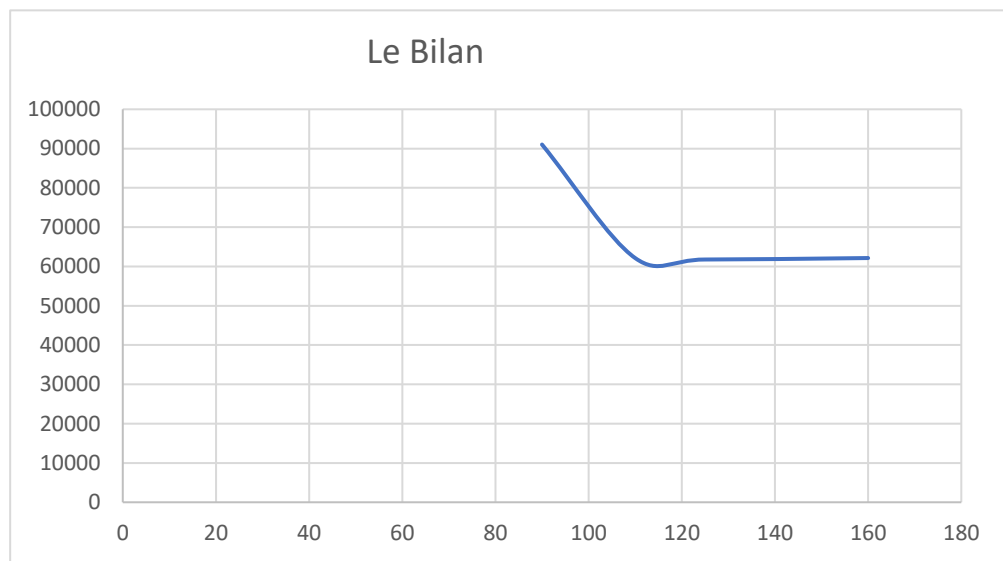


Figure VII.4 : diamètre économique de la conduite de refoulement

❖ Notre choix se porte sur un diamètre 125 mm en PVC, PN10 afin de répondre conditions technico-économiques.

V. Equipements auxiliaires de la station :

Chaque station de pompage doit être équipée de plusieurs appareils et dispositifs auxiliaires qui permettent de faciliter les taches du travail et de protéger les installations ainsi que les personnels contre les différents risques.

V.1 Le panier dégrilleur (à nettoyage automatique avec des grilles fines) :

$$S = \frac{Q_{max}}{v \cdot o \cdot c} \quad (VII-16)$$

S : la section de la grille.

Qmax : le débit de passage des eaux à travers la grille.

O : Coefficient de contraction : $O = E + D = 0.06 + 0.02 = 0.08$ (VII-17)

E : espacement entre les barreaux.

D : diamètre des barreaux

C : coefficient de colmatage.

$$s = \frac{0.0625}{0.58 * 0.08 * 0.4} = 3.47m^2$$

V.2 Protection anti-bélier :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier : Réservoirs d'air, Cheminée d'équilibre, Soupape de décharge, Volant d'inertie.

➤ Réservoirs d'air :

C'est un réservoir avec à l'intérieur un matelas d'air sous pression qui assure une relative constante de pression et atténue les coups de bélier. Ce dispositif ne prend pas considération le changement de relief, il est placé à proximité de la station élévatoire.

Les résultats d'une longue expérience prouvent que c'est le système le plus efficace. Son fonctionnement est déclenché quand la conduite devient le siège d'oscillation de pression ; le volume occupé par l'air augmente ou diminue suivant la surpression et la dépression

➤ Calcul du réservoir d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Méthode de BERGERON : La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que soit pour les petites ou pour les grandes installations.

La célérité qui caractérise l'onde est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K*D}{e}}} = 276m \quad \text{(VII-18)}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite.

E : épaisseur de la conduite.

K : coefficient de Strickler dépendant du matériau de la conduite on prend **K= 80** pour le PVC.

➤ **Valeurs du coup de bélier :**

T : le temps de l'aller et le retour de l'onde :

$$T = \frac{2*L}{a} = 3.8 \text{ s} \quad (\text{VII-19})$$

b: la valeur numérique du coup de bélier :

$$b = \frac{a*V_{\text{coulemnt}}}{g} = 18 \text{ mce} \quad (\text{VII-20})$$

Surpression : $H_g+10+b = 14.18+10+18= 43 \text{ mce}$ Valeur maximale de la surpression.

Dépression : $H_g+10-b = 14.18+10-18 = 6 \text{ mce}$ Valeur maximale de la dépression.

La valeur maximale de la surpression dans la conduite égale à 43mce (4.3bars) et la pression admissible de la conduite est 6 bars, donc on n'a pas besoin de la protection de la conduite contre le coup de bélier, et même chose pour la dépression on n'a pas une valeur négative.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait une étude complète pour notre poste de relevage y compris le choix des pompes (2+1), le choix du diamètre de refoulement (125mm en PVC, PN10) et les différents frais (amortissement +exploitation), même les différents équipements auxiliaires (anti bélier+ panier dégrilleur).

Chapitre VIII :

Eléments constitutifs d'un réseau et ouvrage annexes

Introduction :

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

Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux évacuées.

Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification ; (odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

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

Les ouvrages principaux : constituant l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.

Les ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une exploitation rationnelle du réseau tels : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages, ...etc.

I.1 Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux représentent l'ensemble des éléments nécessaires à l'évacuation des effluents vers le rejet ou bien la station d'épuration, comprennent les canalisations et les joints.

I.1.1 Canalisations :

Les canalisations se présentent les éléments principaux du système d'évacuation, elles sont disponibles sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine comme suit :

- **Conduite circulaire** : désignée par leur diamètre nominal (intérieur) en millimètre. Elle est réservée pour les faibles sections. Par rapport aux autres formes de section, la forme circulaire est très simple à fabriquer.

- **Conduite ovoïde** : désignée par leur hauteur minimale en centimètre. Elle remplace la conduite circulaire dans le cas où la section est de diamètre supérieur à 800 mm pour éviter les problèmes d'auto curage.

- **Conduite cadre** : désignée par leur largeur et hauteur en centimètre.

Dans notre étude, nous avons choisis des canalisations d'une forme circulaire.

I.1.1.1 Le choix du type de canalisation :

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

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé (stabilité, agressivité, ...).
- De la nature chimique des eaux usées transportées.

- Des effets extérieurs dus sur remblai.

I.1.1.2 Les types de canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations.

- Conduite en béton non armé :

Les conduites en béton non armé sont fabriquées mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation, etc.). La longueur ne doit pas dépasser 2,50 m.

Elles ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables, sous voirie...

- Conduite en béton armé CAO :

- **Nature du matériau :**

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

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

- **Fabrication :**

On dispose de trois procédés de fabrication :

La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :

- Vibrateurs fixe ou mobiles.
- Table vibrante.
- Noyau vibrant.

Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm.

La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.



Figure VIII.1 : canalisations en CAO

Caractéristiques géométriques des conduites en béton centrifuge armé ordinaire :

Les caractéristiques des conduites CAO sont dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : les caractéristiques des conduites CAO

DN mm	CLASSE 90A			CLASSE 135A			DE mm	DT mm	LU mm	LT mm	TYPE EMBOITEMENT
	EP mm	DI mm	POIDS KG	EP mm	DI mm	POIDS KG					
300	37	300	375	37	300	375	374	460	3490	3599	A collet
400	45	400	609	45	400	609	490	605	3490	3599	A collet
500	53	500	892	53	500	892	606	739	3490	3599	A collet
600	62	600	1 262	62	600	1 262	724	873	3490	3613	A collet
700	70	700	1 664	70	700	1 664	840	1008	3500	3632	A collet
800	80	800	2 172	80	800	2 172	960	1140	3500	3632	A collet
1000	108	1000	3 731	108	1000	3 731	1216	1447	3500	3632	A collet
1100	110	1100	4 147	110	1100	4 147	1320	1556	3500	3632	A collet
1200	121	1190	4 995	121	1190	4 995	1432	1696	3500	3648	A collet
1400	140	1368	6 724	140	1368	6 724	1648	1946	3500	3648	A collet
1600	168	1636	8 034	168	1636	8 034	1972	1972	3195	3375	A mi-épaisseur
1800	203	1841	14 665	203	1841	14 665	2247	2247	4320	4500	A mi-épaisseur
1900	180	1887	13 150	180	1887	13 150	2247	2247	4320	4500	A mi-épaisseur
2000	184	2000	13 379	184	2000	13 379	2368	2368	4069	4239	A mi-épaisseur
2200	200	2190	15 768	200	2190	15 768	2590	2590	4030	4200	A mi-épaisseur

- Conduite en PEHD ondulée :

Il s'agit d'un tuyau en polyéthylène haute densité double paroi, qui se raccorde par manchons à joints. Il est extrêmement léger et possède une exceptionnelle résistance aux chocs, à la corrosion et à l'abrasion. Ce tuyau est en outre jusqu'à 25 fois plus léger que le béton, ce qui permet un transport beaucoup plus économique en carburant et d'être posé sans avoir recours à un moyen de levage ; ils sont composés de deux couches parfaitement soudées :

- La paroi extérieure : est ondulée pour assurer la rigidité et de couleur noire, pour une meilleure résistance aux U.V, qui lui confère une grande stabilité à la lumière solaire durant le stockage.
- La paroi intérieure : est lisse pour véhiculer les effluents et de couleur blanche en général pour favoriser l'inspection grâce à des caméras.



Figure VIII.2 : les conduites ondulées

- **Conduite en PVC :**

Le PVC de forme circulaire de diamètres entre 315 et 630mm réunit un ensemble de propriétés exceptionnelles, parmi lesquelles on peut distinguer :

- Légèreté, facilité de mise en œuvre.
- Repère d'emboîtement sur bout mâle.
- Capacité hydraulique maximale.
- La solidité : une meilleure résistance mécanique aux chocs.
- Fiabilité et étanchéité des réseaux.
- La durabilité.
- Longévité du réseau.
- Totalement recyclable.
- La résistance à la corrosion.
- L'étanchéité des parois et des joints.
- La résistance à l'abrasion et l'anticorrosion.
- La facilité de pose.
- La faible rugosité.
- Le recyclage possible de la matière.
- Le module d'élasticité élevé.
- Les prix avantageux.
- La disponibilité sur le marché.



Figure VIII. 3 : canalisation en PVC

- **Avantage de tuyau PVC :**

Tableau VIII-2: propriétés des canalisations en PVC.

Propriétés chimiques	<ul style="list-style-type: none"> - Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques. - Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté. - Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés.
Propriétés mécaniques et physiques	<ul style="list-style-type: none"> - Résistance à l'abrasion. - Résistance aux charges extérieures. - Résistance et réaction au feu. - Tenue à la pression. - Étanchéité.
Propriétés économiques	<ul style="list-style-type: none"> - Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans. - Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.

Source : Catalogue groupe Chiali

- **Les diamètres normalisés des canalisations en PVC :**

Tableau VIII.3 : les caractéristiques des conduites PVC

Ø nominal mm	Tolérances sur Ø mm	CR2 SDR51		CR4 SDR41		CR8 SDR34	
		e min mm	e max mm	e min mm	e max mm	e min mm	e max mm
110	+0,3	—	—	3,2	3,8	3,2	3,8
125	+0,3	—	—	3,2	3,8	3,7	4,3
160	+0,4	3,2	3,8	4,0	4,6	4,7	5,4
200	+0,5	3,9	4,5	4,9	5,6	5,9	6,7
250	+0,5	4,9	5,6	6,2	7,1	7,3	8,3
315	+0,6	6,2	7,1	7,7	8,7	9,2	10,4
400	+0,7	7,9	8,9	9,8	11,0	11,7	13,1
500	+0,9	9,8	11,0	12,3	13,8	14,6	16,3
630	+1,1	12,3	13,8	15,4	17,2	18,4	20,5

- Dans notre étude, l'ensemble des eaux rejetées seront évacuées par des conduites circulaires en **PVC** ce dernier présente d'excellente propriété de résistance chimique et mécanique, elles sont moins coûteuses et existent pour des diamètres importants (jusqu'à 1200 mm).

I.1.2 Assemblage :

I.1.2.1 Assemblage à joint :

- Nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement, se joint ainsi que le bout male à introduire.
- Introduire le joint dans son logement.
- Tracer un repère sur le bout male coupé d'équerre et chanfreiné.
- Lubrifier le bout male et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse).
- Introduire le bout male dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure.

- Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout male dans l'emboîture jusqu'au repère du bout male.

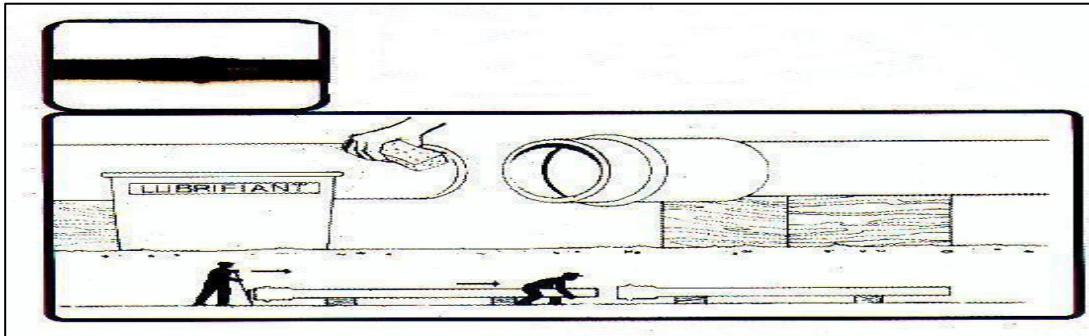


Figure VIII. 4 : étape d'assemblage par emboîtement

I.1.2.2 Joints des conduites en CAO :

- **Joint à collet :** Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est que dans les bons sols, à pente faible.
- **Joint demi-boîtement :** Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

I.1.3 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

- Les actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à des grandes vitesses imposées généralement par le relief.

- Les actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites.

I.1.4 Protection des conduites :

Toute canalisation fabriquée avec un tel matériau subit a des actions précédentes, doit être protégée.

Les moyens de la lutte contre ces actions sont :

- 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 principal 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 lumineux 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.

I.1.5 Les essais des conduites préfabriquées :

Avant d'entamer la pose des canalisations et assurer ces bons fonctionnements, il est obligatoire de faire quelques essais notamment :

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

I.1.5.1 Essai à l'étanchéité :

C'est un essai qui permet de vérifier l'étanchéité de canalisation, et pour objectif d garantir le transport de la totalité des eaux usées et/ou pluviales vers leur exutoire et d'empêcher l'infiltration des eaux parasites.

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

- A l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.
- Essai à l'eau : effectuée pendant 30 minutes pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
- Essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
- 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.

Risques si le réseau n'est étanche :

- La pollution du terrain naturel par exfiltration.
- La pénétration des racines.
- L'affaissement du sol par lessivage de la zone d'enrobage de la canalisation conduisant à la dégradation prématurée de l'ouvrage.
- La pénétration d'eaux parasites perturbant le fonctionnement du réseau et de la station d'épuration.

I.1.5.2 Essai à l'écrasement :

Les canalisations doivent résister aux charges permanentes de remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part, ce qui nous oblige de faire l'essai de 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 conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. A une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

I.1.5.3 Essai à la corrosion :

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à 'étuve on pèse l'échantillon, les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

I.1.6 Pose de canalisation :

I.1.6.1 Les conditions de pose :

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

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- 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 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.

I.1.6.2 Les modes de pose :

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

- Terrain normale :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable de 10 ou 20 cm.

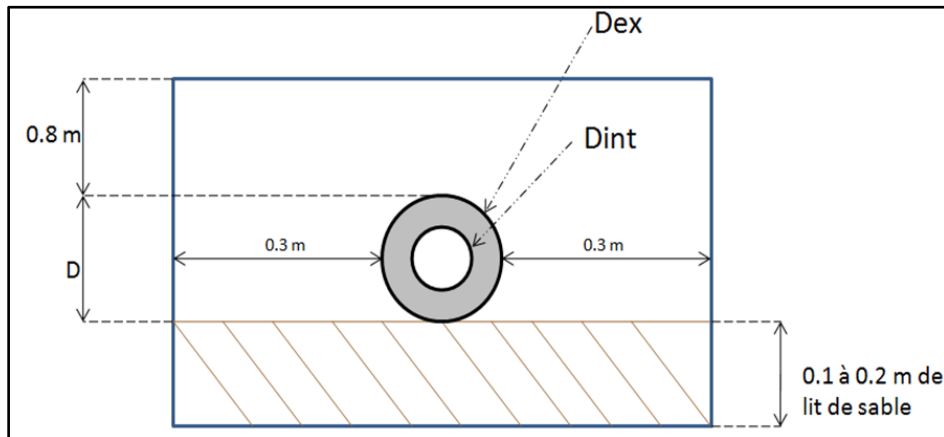


Figure VIII. 5 : pose de canalisation d'un terrain ordinaire

- Mauvais terrain :

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



Figure VIII. 6 : pose de canalisation pour un terrain mauvais

- Terrain très mauvais :

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

I.2 Les ouvrages annexes :

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

I.2.1 Les ouvrages normaux :

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

I.2.1.1 Les 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.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société EVERITUBE).
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

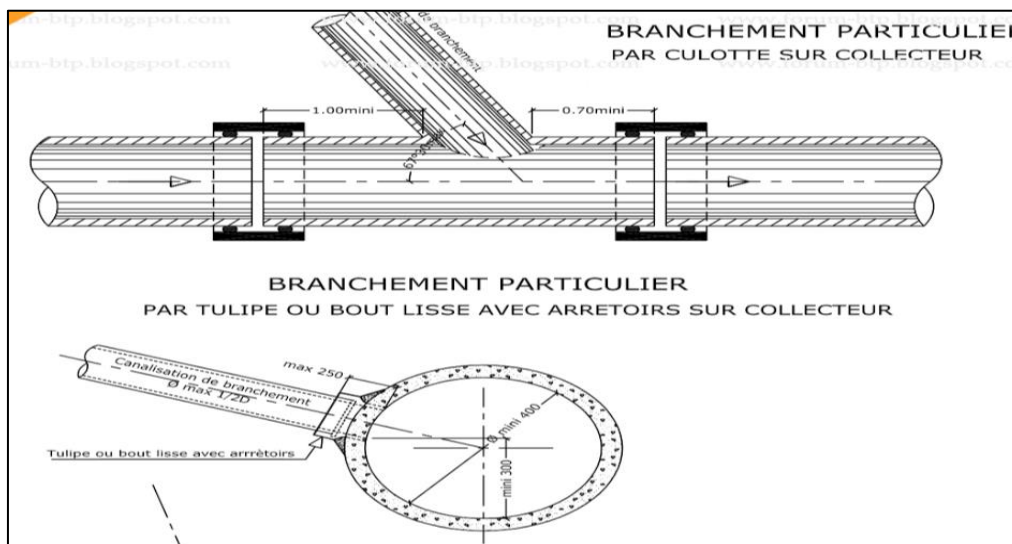


Figure VIII. 7 : schéma d'un branchement simple

I.2.1.2 Les ouvrages de collecte et de transport :

• Les fossés :

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

• **Les caniveaux :**

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout.

I.2.1.3 Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées aux distances entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. 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.

I.2.1.4 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

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.

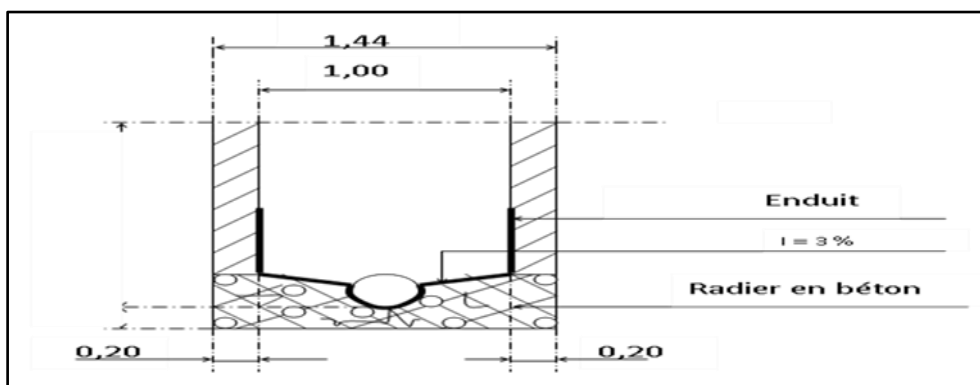


Figure VIII. 8 : exemple d'un regard simple

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

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

Un regard doit être installé sur les canalisations :

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

- Aux points de chute.

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

Regard de visite : ce sont des regards installés tous les 30 à 50 m le long du collecteur. Leurs dimensions sont fonction du diamètre à utiliser. Ils servent d'accès à l'intérieur du collecteur en cas d'entretien et de réparation.

Regard de ventilation : La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.

Regards simples de jonction : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir :

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

Regard de chute : Ces regards sont utilisés en cas de fort pente et sont très utiles pour la gestion de réseau.

Les regards de toboggan : ces regards sont utilisés en cas d'exhaussement des remous.

Les regards latéraux : ils sont placés latéralement par rapport à l'axe du collecteur, lorsque le diamètre est important.

Les regards doubles : sont utilisés dans le cas d'un système séparatif, recevant la conduite d'eau pluvial et la conduite d'eau usées.

I.2.1 Les ouvrages spéciaux :

I.2.1.1 Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un véritable "**fusible hydraulique**" ou une "**soupape de sécurité**".

Le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Il peut être précisé par différents aspects, comme par exemple:

- Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.
- Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.
- Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu

naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.

- Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes :

- **Physiques (géométrie et hydraulique) :**

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc.
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc.
- Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...).

- **Environnementales :**

- Protection du milieu naturel contre les pollutions.
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).

Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

- **Economiques :**

Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.

- **Gestion :**

Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles). Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien

➤ **Le positionnement des déversoirs d'orage :**

La construction d'un déversoir d'orage résulte théoriquement d'une étude économique, en plus de considérations techniques.

Il ne peut y avoir de déversoir que s'il y a un émissaire pouvant recevoir les eaux d'un collecteur de décharge, aussi bien sous l'angle débit que sous l'angle pollution.

Quand c'est le cas, le nombre et la position des déversoirs résultent de comparaisons économiques.

Chaque fois que l'on met un déversoir, on crée un ouvrage coûteux, mais on réduit le diamètre du collecteur aval. Il n'y a donc pas de règle générale.

Les déversoirs d'orage pourront être placés :

- Sur des collecteurs secondaires afin de limiter les débits d'apport aux collecteurs principaux.
- A l'entrée d'ouvrages tels que les bassins d'orage, les siphons, etc....

- A l'entrée des stations d'épuration.

➤ **Les types des déversoirs :**

On distingue plusieurs types de déversoir :

• **Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :**

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

• **Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre :**

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé.

• **Déversoir d'orage à ouverture du fond :**

Dans ce type d'ouvrage, le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs siphonides.
- Les déversoirs automatiques.
- Mes déversoirs à seuil haut.
- Les déversoirs à seuil bas.
- Les déversoirs by-pass.

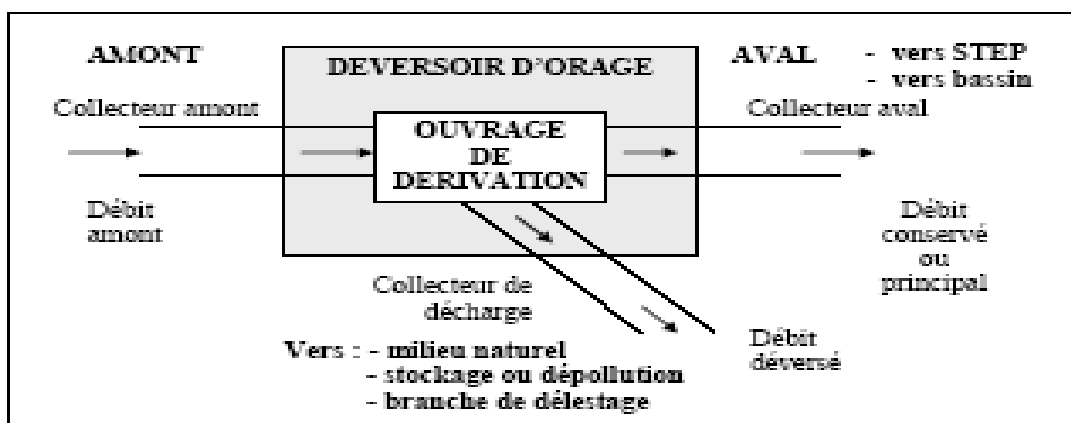


Figure VIII. 9 : schéma de conception d'un déversoir d'orage

➤ **Dimensionnement des déversoirs d'orage :**

Pour notre cas, nous optons pour la triple dilution c'est à dire une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale.

- 1- Déterminer le débit total « Q_t » :

$$Q_t = Q_{pl} + Q_{eu.dom} + Q_{eu.pub} + Q_{epar} \quad (\text{VIII-1})$$

- 2- Déterminer le débit critique « Q_{cr} » :

$$Q_{cr} = Q_t * Z \quad (\text{VIII-2})$$

- 3- Coefficient de retardement :

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} = 0.87 \quad (\text{VIII-3})$$

t_c : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface à drainer.

Qui se calcule par la relation : $T_c = t_1 + t_2 = 9.55 \text{ min}$

$$t_1 = \frac{L}{60 * v} = \frac{774}{60 * 2.83} = 4.55 \text{ min}$$

T_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il varie de 2 à 20 minutes (on suppose $t_2 = 5 \text{ min}$)

- 4- Le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers le bassin de décantation : Q_{bd}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{bd} \quad (\text{VIII-4})$$

On calcule le débit déversé :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{bd} \quad (\text{VIII-5})$$

- 5- Détermination de débit allant vers le bassin de décantation :

- Calcul de débit de point d'eau usée :

$$Q_{pte} = Q_{moy} * K_p \quad (\text{VIII-6})$$

Avec :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad (\text{VIII-7})$$

- Tenant compte de la dilution :

$$Q_{bd} = Q_{pte} * (1 + 2) \quad (\text{VIII-8})$$

- 6- Déterminer des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

- Hauteur du seuil du déversoir : h_{seuil}

$$\rightarrow R_{Q.av} = \frac{Q_{bd}}{Q_{ps}} \quad (\text{VIII-9})$$

→ Abaque

$$\rightarrow R_h = \frac{h_{seuil}}{D} \quad \text{Et} \quad R_v = \frac{v}{v_{ps}} \quad (\text{VIII-10})$$

$$\rightarrow h_{seuil} = R_h * D \quad (\text{VIII-11})$$

- Hauteur d'eau à l'entrée de déversoir : h_{tcr}

$$\rightarrow R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \quad (\text{VIII-12})$$

→ Abaque

$$\rightarrow R_{hcr} = \frac{h_{tcr}}{D} \quad \text{D'où} \quad h_{tcr} = R_{hcr} * D \quad (\text{VIII-13})$$

- Hauteur d'eau déversée : h_{dev}

$$h_{dev} = h_{tcr} - h_{seuil} \quad (\text{VIII-14})$$

7- En fonction de la topographie, de l'endroit de la décharge (un autre collecteur), les conditions hydrauliques ; on choisit le type du déversoir (forme, matériau) d'où l'on fixe le coefficient du débit 'm'. Si le déversoir est de type latéral, le coefficient 'm' sera corrigé par un autre coefficient 'k' qui tient compte de la variation des hauteurs au niveau du seuil.

8- À la base de la formule suivante, on déduit la largeur du seuil L :

$$Q_{dev} = mLh_{dev}\sqrt{2gh_{dev}} \quad \text{D'où} \quad L = \frac{Q_{dev}}{m\sqrt{2gh_{dev}}^{3/2}} \quad (\text{VIII-15})$$

Les caractéristiques du seuil sont :

Le coefficient m

La hauteur h_{seuil}

La largeur L

→ Pour notre étude nous allons utiliser deux déversoirs d'orages, du type frontal.

• **Les données de base de déversoir sont les suivantes :**

Diamètre d'entrée : $D_e = 400 \text{ mm}$

Débit total à l'entrée : $Q_{pl} = 0.248 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit à pleine section : $Q_{ps} = 0.469 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.082 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit rejeté vers La mer : $Q_{dev} = 0.166 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 326 \text{ mm}$

Puisque H_e est inférieur à 500 mm donc la hauteur de notre déversoir d'orage sera égale à 500 mm Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : dimensionnement du déversoir d'orage

D.O	Type	$Q_{dev}(\text{m}^3/\text{s})$	$h_{seuil}(\text{mm})$	L(m)
DO	Frontal	0.166	500	3.8

➤ **Les dégrilleurs :**

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement, il convient de placer des dégrilleurs.

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.

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

➤ Dimensionnement de La grille :

On a la formule suivante :

$$L = \frac{S \sin \alpha}{h_{max}(1-\beta)\delta}$$

Avec :

L : Longueur de la grille.

α : Inclinaison de la grille ($\alpha=60^\circ$).

h_{max} : hauteur d'eau max (0.3 à 0.8m).

β : Coefficient de colmatage ($\beta=0.25$)

$\delta=0.5$: Curage automatique et $\delta=0.25$: Curage manuel.

S : surface de la grille :

$$S = \frac{Q}{V_e} \quad \text{(VIII-16)}$$

Avec :

V_e : vitesse d'entrée.

l : la largeur de la grille :

$$l = \frac{S}{L} \quad \text{(VIII-17)}$$

L'écartement entre les barreaux de la grille est de 1,5 cm.

Les résultats de calculs sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : résultats de dimensionnement des grilles.

D.O	V_e (m/s)	S (m ²)	L (m)	l (m)	Nbr de barreaux
DO	3.68	0.73	4.25	0,17	12

I.2.1.2 Ouvrage de rejet :

Il est conçu pour l'évacuation des eaux pluviales dans un cours d'eau, ce dernier est construit sur la rive de chaaba qui verse vers l'oued.

Cet ouvrage a pour but de dissiper l'énergie d'écoulement à la sortie, et maintenir la stabilité du collecteur dans le lieu de vidange.

Donc il est nécessaire pour la protection des rives contre l'érosion provoquée par la vitesse d'écoulement.

Pour notre cas, nous projetons l'ouvrage de sortie pour que les eaux pluviales déversent dans la mer méditerranéenne.

➤ Composantes de l'ouvrage :

Cet ouvrage est constitué :

- D'une paroi verticale d'épaisseur 0.2m et hauteur correspondante à la dimension extérieure de la canalisation+0.3m.
- Deux parois latérales (bajoyers) d'épaisseur 0.2m et de hauteur décroissante vers l'aval.
- Un radier d'épaisseur 0.25m, de section divergente vers l'aval à partir de la sortie de canalisation, avec une pente de 2%, une longueur de 2m et une clé d'encrochement à extrémité.
- Un encrochement de même pente et même largeur que l'extrémité aval du radier, la longueur est variable et arrive jusqu'à la berge de l'exutoire.

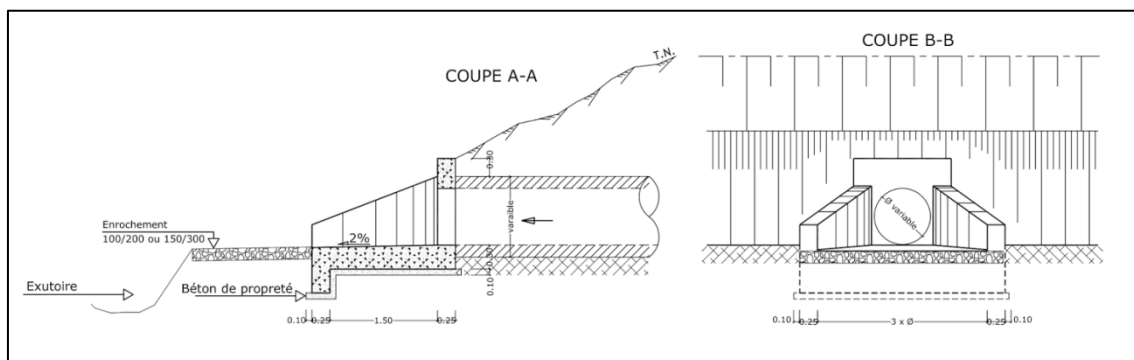


Figure VIII.10 : schéma d'ouvrage de rejet.

- #### ➤ Dimension d'ouvrage de rejet :
- Les dimensions de l'ouvrage de rejet se présentent comme suit :

Tableau VIII.6 : dimension d'ouvrage de rejet.

Composantes	Dimension
Paroi verticale	Epaisseur=0.25m H= dimension extérieure+0.25m
Parois latérales (bajoyers)	2bajoyers d'épaisseur 0.3m Hauteur décroissante
Radier	Epaisseur=0.3m Section trapézoïdale divergente Pente=2% Longueur=2m Clé d'encrage d'épaisseur=0.3m
Béton de propreté	Epaisseur=0.1m sur tout le radier y compris sous la clé d'encrage
Enrochement	En pierre de carrière de taille 100/200 ou 150/300 Même pente que le radier Largeur=3Ø pour conduite Longueur variable et arrive jusqu'à la berge de l'exutoire
Matériau radier et parois	Béton classe B2 dosé à 350kg/m ³ avec adjonction d'hydrofuge de masse en présence de nappe
Ferrailage	Légèrement arme (condition de non fragilité) (60kg d'acier/m ³ de béton)
Étanchéité	Joint souple

Source : fichier technique des ouvrages

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cités beaucoup d'éléments constitutifs du réseau d'égout, et projetés des bouches d'égout, des regards de chutes et des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix s'est porté sur les canalisations en PVC pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

De l'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau, on a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts.

Chapitre IX :

Organisation de chantier

Introduction :

Management de projet est l'ensemble des dispositions envisagés pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions possibles et la bonne utilisation des moyens humains, des matériels et des matériaux pour abaisser les couts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroitre la productivité.

Dans le but de rechercher la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation de notre projet, on s'est principalement basé sur l'organisation de chantier qui ordonne le déroulement de nos travaux et nous dirige dans l'exécution ; en imposant un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire de réalisation, la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, ...).

I. Les différents travaux à entreprendre :**I.1 Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau distribution sont :

Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

• Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 14 cm dans notre cas.

• Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour ne pas avoir des difficultés au raccordement des conduites.

• Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de

la conduite sous une pression de 1.8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

- **Remblayage des tranchées :**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

II. Remblaiement des tranchées :

II.1 Matériau d'enrobage :

Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 15 cm au-dessus de sable ou grave contenant moins de 12% de fines et ne contenant pas d'éléments de diamètre supérieur à 30 mm.

II.2 Couverture :

Le remblaiement de la tranchée est effectué avec le produit d'extraction de fouille expurgé des éléments supérieurs à 100mm, des débris végétaux ou animaux, etc..., et choisissant de préférence des matériaux contenant moins de 30% d'éléments supérieurs à 20 mm à l'exception toutefois des tourbes, vases et sols très organiques.

Il est également conseillé d'éliminer les argiles et limons dont la teneur en eau n'est pas voisine de la valeur optimale déterminée à l'essai 'Proctor modifié' .

Ce remblaiement est réalisé par couches successives, d'épaisseur maximale 30 cm, qui doivent être compactées l'une après l'autre.

III. 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 :

III.1 Les engins de chargement :

- Les chargeuses.

- Les pelles hydrauliques.
- Les pelles mécaniques.

III.2 Les engins de transport :

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

III.3 Les engins de mise en place des matériaux :

- A. Les niveleuses.
- B. Les compacteurs.
- C. Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

A. Pour le décapage :

Le décapage est une opération de terrassement visant à ôter la couche superficielle de terre. Cette dernière se compose en effet de végétaux et de déchets organiques susceptibles de rendre instable le futur édifice. Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm et stockée afin d'être éventuellement réutilisée lors de l'aménagement du terrain. En effet, la terre végétale de qualité demeure un produit recherché pour les aménagements extérieurs.

Nous utilisons la niveleuse sur les terrains facile à décapé, elle est le meilleur engin adopter à ce type de travaux ; et on utilise le « Bulldozer » dans les terrains difficiles.

B. 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 :

- D. Temps de fouille.
- E. Temps de transport.
- F. Temps de déchargement.
- G. Temps de remise en position de déblais.

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

C. 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.

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

D. Pour le compactage :

Après les travaux de pose des canalisations, il faut faire le remblayage de la tranchée et le bien compacté. Donc on a besoin d'un engin de compactage, et puisque la tranchée à une petite surface on peut utiliser les compacteurs à main.

IV. Volume de terrassement :**IV.1 Largeur du fond de la tranchée :**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

La largeur d'ouverture de la tranchée est obtenue par la formule :

$$B = D + 0.6 \quad \text{(IX-1)}$$

Avec :

B : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

IV.2 Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, et d'empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

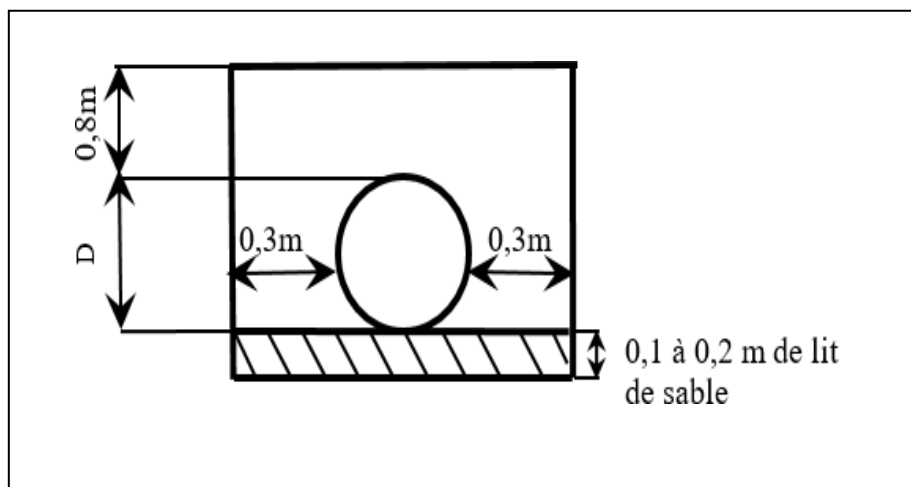


Figure IX. 1 : Schéma d'une tranchée

La profondeur de la tranchée est obtenue par la formule :

$$H_{tr} = e + D + h \quad (\text{IX-2})$$

Avec :

H_{tr} : Profondeur de la tranchée (m).

e : Hauteur du lit de pose (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

h : La hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m).

Les sections des tranchées sont :

$$S_{tr} = B \times H_{tr} \quad (\text{IX-3})$$

Avec :

H_{tr} : Profondeur total de la tranchée (m).

B : Largeur du fond de la tranchée (m).

IV.3 Volume à excaver :

Le volume d'excavation est :

$$V_d = S_{tr} \times L = (B \times H_{tr}) \times L \quad (\text{IX-4})$$

Avec :

V_d : Volume du déblai (m^3).

S_{tr} : La section de la tranchée (m^2).

L : Longueur de la tranchée (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

H_{tr} : La hauteur de la tranchée (m).

V. Evaluation du cout de projet :

V.1 Dépense des travaux :

Les frais de terrassement sont est égale à :

Pour les déblais :

$$F_{deb} = V_{deb} \times K_{deb} \quad (\text{IX-5})$$

Avec :

K_{deb} : Prix de $1 m^3$ de déblai= 450 DA.

V_{deb} : Volume total de déblai.

Pour les remblais :

$$F_{rem} = V_{rem} \times K_{rem} \quad (IX-6)$$

Avec :

K_{rem} : Prix de 1 m³ de remblai=300 DA

V_{rem} : Volume total du remblai.

Pour lit de sable:

$$F_{ls} = V_{ls} \times K_{ls} \quad (IX-7)$$

Avec :

K_{deb} : Prix de 1 m³ de li de sable= 1200 DA.

V_{deb} : Volume total de lit de sable.

Calcul du volume de déblai et remblai :

La pose en terre des conduites s'effectue dans une tranchée dont la largeur defond B sera donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0.3) \quad (IX-8)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m).

La profondeur de la fouille est en fonction du diamètre de la conduite, de la température du lieu (max, min) et les sollicitations des charges mobiles.

$$H \geq D + 0,8$$

$$Déblai = L \times H \times B \quad (IX-9)$$

$$Rembali = débali - \left(\pi \times \frac{D^2}{4}\right) \times L \quad (IX-10)$$

VI. Calcul des volumes des travaux:

VI.1 Calcul du volume de déblai :

$$Htr = e + D + h \quad (IX-11)$$

$$B = D + 0.6 \quad (IX-12)$$

$$Str = B \times Htr \quad (IX-13)$$

$$Vd = Str \times L = (B \times Htr) \times L \quad (IX-14)$$

VI.2 Calcul du volume du lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 14cm sur le fond de la tranchée, c'est une surface

constante le long de la tranchée, on calcule ce volume en utilisant la formule suivante :

$$V = e \times b \times L \quad (\text{IX-15})$$

VI.3 Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{IX-16})$$

Tel que :

$V_{\text{déc}}$: Volume de la couche végétale décapée (m³).

H_{cv} : Profondeur de la couche végétale (on prend $H_{\text{cv}}=0.1\text{m}$) (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

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

VI.4 Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = \left(\frac{\pi \times D_{\text{ext}}^2}{4} \right) \times L \quad (\text{IX-17})$$

Avec :

V_{cond} : Volume occupé par les conduites (m³).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.5 Volume du remblai de protection :

$$V_{\text{rem}} = V_{\text{d}} - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}}) \quad (\text{IX-18})$$

Avec :

V_{rem} : volume du remblai (m³).

V_{d} : volume du déblai (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

V_{cond} : Volume de conduite (m³).

VI.6 Volume d'excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_{\text{f}} - V_{\text{rem}} \quad (\text{IX-19})$$

Tel que :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m³).

V_{f} : Volume du sol foisonné (m³).

V_{rem} : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad \text{(IX-20)}$$

Avec :

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

Tableau IX- 1:Coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Type de sol	K_f
Sables, matériaux fins	1.08-1.17
Limons argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.30

Source : Métré de terrassement-cours génie civil

Pour notre cas nous avons prend : $K_f = 1,25$.

Les résultats du calcul des différents volumes sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IX- 2: Calcul des différents volumes

Type de conduite	PVC	PVC	PVC	PVC	Somme
Tubes enterrés	Ø 110	Ø 315	Ø 400	Ø 500	
Longueur (m)	525	1354	21	310	
largeur (m)	0,71	0,915	1	1,1	
hauteur (m)	1	1,215	1,3	1,4	
$V_{\text{déblai}} (m^3)$	372,75	1505,28	27,30	477,40	2382,73
$V_{\text{sable}} (m^3)$	37,28	247,78	4,20	68,20	357,46
$V_{\text{conduites}} (m^3)$	4,99	105,47	2,64	60,84	173,93
$V_{\text{couche végétal}}$	37,28	123,89	2,10	34,10	197,37
$V_{\text{remblai}} (m^3)$	293,21	1028,14	18,36	314,26	1653,98
V_f	465,94	1881,59	34,13	596,75	2978,41
$V_{\text{excédentaire}}$	93,19	376,32	6,83	119,35	595,68

VII. Cout total des travaux publics sur réseau d'assainissement :

VII .1 Estimation du cout de pose de canalisation :

- Le prix du mètre cube de déblais est de 450DA.
- Le prix du mètre cube de remblai est de 300DA.
- Le prix du mètre cube de sable est de 1200 DA.
- Le prix du mètre cube de déblais excédentaires est de 200 DA.

Tableau IX- 3: Estimation du cout de pose des conduites.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Déblai en terrain	m3	2382,73	450,00	1072226,543
Lit de sable	m3	357,46	1200,00	428948,4
Remblai	m3	1653,98	300,00	496192,6732
Déblai excendaire	m3	595,68	200,00	119136,2825
			Total 1 (HT)	2116503,898
			TVA 1 (19%)	402135,7407
			Montant TTC 1	2518639,639

VII.2 Estimation du cout du réseau d'assainissement :

Le calcul du cout du réseau d'assainissement est détaillé comme suit :

Tableau IX. 4: Facture des différents types de conduites du réseau.

Conduites	Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/m)	Montant (DA)
Ø 315	PVC	m/l	1354	2500	3385000,00
Ø 400	PVC	m/l	21	4000	84000,00
Ø 500	PVC	m/l	310	6000	1860000,00
les Regards	72	90000	6480000,00		
Total(HT) 1			12056196,25		
TVA (19%)					2290677,288
Montant TTC 2					14346873,54

Factures préformas des pièces du réseau d'assainissement :

Tableau IX.5: Factures préformas des pièces du réseau d'assainissement

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
Déversoir d'orage	U	1	120000	120 000
Ouvrage de rejet	U	1	300000	300 000
Total(HT)	2 820 000,00			
TVA (19%)				535 800,00
Montant TTC 3				355 800,00

Devis estimatif de la station de relevage :

Tableau IX.6: Devis estimatif de la station de relevage

Pieces (caprari)	Unite de mesure	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Pompe	U	3	120000	360000
Conduite de refoulement	U	3	30522	91566
Equipements de la station	U	3*15	19390	290850
Cout global	742416 DA			

VII.3 Devis estimatif du projet :

Devis de pose de la canalisation (Montant TTC1= **2518639,639DA**).

Devis du réseau d'assainissement (Montant TTC2 = **14346873,54 DA**).

Devis des équipements (Montant TTC3 = **3 355 800 DA**).

Devis de la station de relevage = **742416 DA**.

Le cout global est : **20 963 729,18 DA**

VIII. Planification des travaux :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

VIII. 1 Techniques de la planification:

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- A. Méthodes basées sur le réseau.
- B. Méthodes basées sur le graphique.

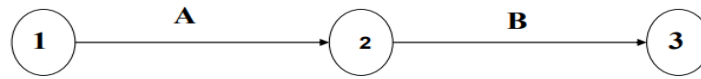
VIII.2 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de

réalisation. On distingue deux types de réseaux :

A. Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

B. Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



VIII.3 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

❖ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❖ Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

VIII.4 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.5 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

A. Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

B. Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

C. Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

D. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec:

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT: marge totale.

Et :

$$\mathbf{DFP = DCP + TR} \qquad \mathbf{(VIII-21)}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - TR} \qquad \mathbf{(VIII-22)}$$

E. Méthode du chemin critique C.P.M :

Chemin critique (C.C) : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \left\{ \begin{array}{l} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{array} \right.$$

F. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{Q N}}{\mathbf{n}} \quad \text{(IX-23)}$$

Avec :

Q : Quantité de travail.

N : Rendement.

n: Nombre d'équipes.

- **Définitions des tâches et leurs durées :**

- ❖ **Symboles des différentes opérations et leur durée**

Pour notre projet, les principales opérations à exécuter sont :

Tableau IX. 7 : Les symboles et les durées de différentes opérations.

Operations	symboles	Durée
Lancement de travaux (préparation du chantier)	A	20 jr
Piquetage	B	10 jr
Découpage de la couche de goudron et celle de végétation	C	15 jr
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	D	70 jr
Pose du lit de sable	E	25 jr
Construction des regards	F	40 jr
Bardage des conduits	G	10 jr
Pose des conduits	H	20 jr
Construction de la station de relevage	I	90 jr
Montage et raccordement des conduites	J	30 jr
Constructions des ouvrages annexes	K	40 jr
Assemblage des tuyaux	L	25 jr
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	M	10 jr

Remblai des tranchées	N	20 jr
Travaux final	O	20 jr

Les opérations précèdes et succèdes dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.8: l'opération précède et succède de chaque opération.

Operations	précède	Succed
A	-	B
B	A	C
C	B	D-I
D	C	E-F
E	D	G
F	D	G
G	E-F	H
H	G	J
I	C	K
J	H	L
K	I	N
L	J	M
M	L	N
N	M-K	O
O	N	-

La détermination des délais par la méthode de tableau :

Tableau IX. 9: Détermination des délais.

Opérations	TR	DP		DPP		MT
	départ	DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	20	0	20	0	20	0
B	10	20	30	20	30	0
C	15	30	45	30	45	0
D	70	45	115	45	115	0
E	25	115	130	130	155	15
F	40	115	155	115	155	0
G	10	155	165	155	165	0
H	20	165	185	165	185	0
I	90	45	135	95	185	50
J	30	185	215	185	215	0
K	40	135	175	210	250	75
L	25	215	240	215	240	0
M	10	240	250	240	250	0
N	20	250	270	250	270	0
O	20	270	290	270	290	0

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique :

A-B-C-D-F-G-H-J-L-M-N-O

Avec un temps de réalisation : $\sum TR = 290 \text{ Jour}$

Réseau à nœuds (méthode CPM) :

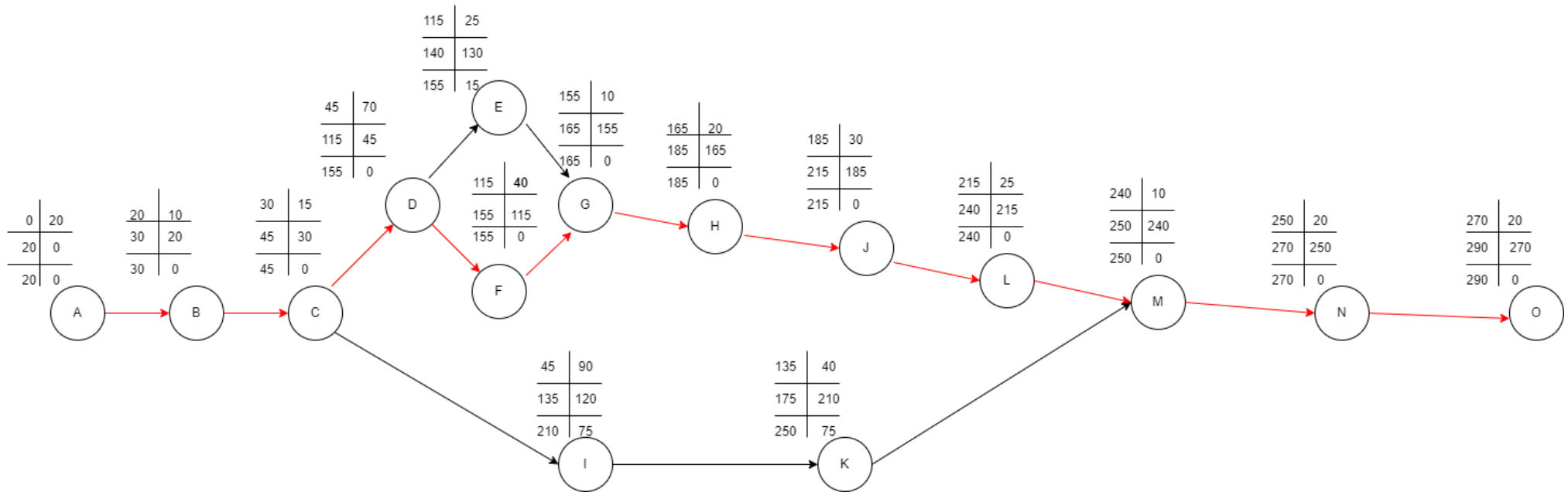


Figure IX- 2:Réseau à nœuds.

Avec :

→ : Chemin critique.

⊙ : Opérations.

Calendrier de planification des travaux :

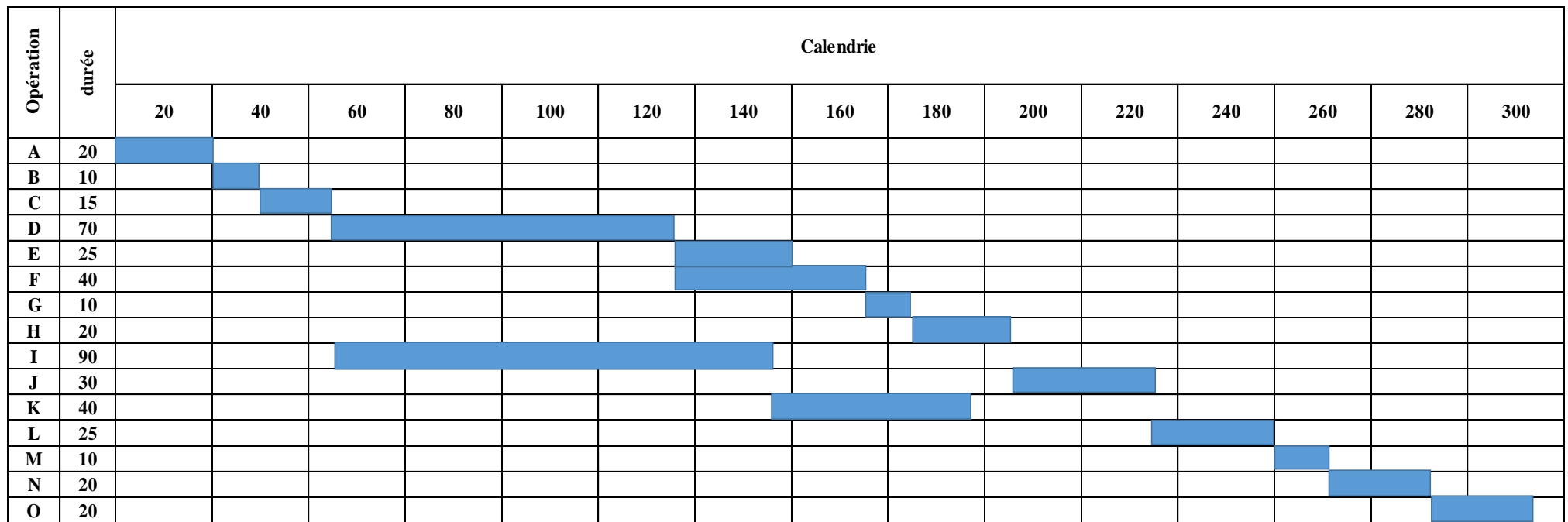


Figure IX. 3 : Diagramme de GANTT.

Avec :

■ : Chemin critique.

Donc, suivant une planification optimale des travaux ; la durée du chantier sera de neuf mois.

Conclusion :

L'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un système d'assainissement, et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

A travers ce chapitre, nous avons évalués la durée de réalisation du projet en se basant sur la succession des taches par la méthode de CPM d'un côté et nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à estimes le coût total de notre projet estimé **20 963 729,18DA**, avec une durée de réalisation de **290 jours**.

Chapitre X :

Protection et sécurité de travail

Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tout moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

1 L'hygiène et sécurité dans les stations de pompages :

Les maîtres d'ouvrages entreprenant la construction ou l'aménagement de bâtiments destinés à l'exercice d'une activité industrielle sont tenus de se conformer à des règles édictées en fait de satisfaire aux dispositions législatives et réglementaires prévues dans l'intérêt de l'hygiène et la sécurité.

Ainsi le législateur oblige celui qui construit une station de pompage d'eau à concevoir des ouvrages permettant au personnel détecteur en toute sécurité les opérations d'exploitation et d'entretien. D'ailleurs, une bonne conception de ce point de vue évitera souvent de devoir engager par la suite des frais importants de (mise en conformité) ou de modification.

Cela n'évitera cependant de prévoir certaines dispositions et consignes d'exploitation qui permettant d'utiliser dans les meilleures conditions les ouvrages réalisés.

2 Les risques à considérer lors de conception des ouvrages :

Avant tout chose, les installations doivent être dans un endroit clos ou clôturé dont l'accès sera formellement et explicitement interdit au service.

La chute est une cause très fréquente d'accident de travail, le constructeur doit donc chercher à réduire ce risque : sol anti-dérapant, rambardes, gardes corps, mains courantes, signalisation des obstacles ...

Sur le plan de l'hygiène la nature de revêtement doit être d'un entretien facile tant dans les stations de pompage. L'évacuation des eaux de nettoyage des murs et des sols doit être prévue

pour des lavages au jet, plus commodes et plus l'hygiéniques que les nettoyages à l'aire de serpillière.

A proximité des cuves et bassins il est souhaitable de prévoir des joints d'ancrage pour les longes des harnais de sécurité ainsi que des panneaux de recommandation si ces ouvrages risquent de contenir des liquides ou gaz dangereux

Le problème de bruit n'est pas toujours complètement éliminé pour les salariés qui doivent pénétrer à l'intérieur du bâtiment ; certaines dispositions constructives permettant pourtant de limite leur effet.

Le personnel chargé de l'entretien doit prévoir travailler sans faire d'acrobatie et en toute sécurité, il doit donc pouvoir atteindre facilement tous les points de contrôle et de réglage, tels que le compteur, les graisseurs, les vannes, les capteurs de niveau.

3 Les risques provenant des matériels et machines :

3-1 Installation électrique :

Une bonne conception des ouvrages contribue à la prévention des accidents d'origine électrique si les interventions sur les pompes doivent se faire à l'aide de grues auto tractées. Il est déconseillé d'installer cette station à proximité de ligne électrique aérienne.

Quant cela est possible, il est conseillé de prévoir un arrêt de la ligne à quelques dizaines de mètres de l'ouvrage et de réaliser une alimentation souterraine.

Certains gaz sont très corrosifs, principalement l'hydrogène sulfuré et il y a lieu de placer les installations électriques dans les endroits ventilés ou ces gaz ne risquent pas de s'accumuler ... le matériel antidéflagrant pourra, dans certains cas, être utilisé.

Sur le plan de l'exploitation l'accès au matériel sous tension sera réserve au personnel électricien .la prudence oblige à ne permettre les manœuvres des installations qu'à des salariés dont on aura vérifié les connaissances en matière de sécurité électrique. Des organismes agréés délivrent après un stage, une habilitation à effectuer des opérations et interventions d'ordre électrique. Il existe différents niveaux d'habilitation. Ils ne devront intervenir sur les machines tournantes qu'après s'être assurés et avoir signalé la mise à l'arrêt. La condamnation par cadenas est vivement souhaitable, à défaut, des pancartes doivent clairement indiquer l'interdiction de remise en marche.

Une condamnation du circuit de commande ne peut jamais être considérée comme un verrouillage de sécurité par suite de défauts d'isolement possible de ce circuit. L'ouverture du sectionneur, le débrogage de disjoncteur, l'enlèvement des fusibles sont seuls réellement surs.

L'attention du personnel doit aussi être attirée sur les risques des machines tournantes à démarrage automatique ou cyclique. Enfin, lorsque des capots ou cartes de protection sont retirés, les machines doivent être verrouillées à l'arrêt.

3-2 Appareils de levage

Les treuils, les ponts roulants, les potences, les palans, les poulies, les élingues et les crochets peuvent être à l'origine d'accidents graves. Ils font l'objet d'une réglementation contraignante et complexe.

Afin de s'assurer de leur bon état de fonctionnement, des vérifications périodiques doivent être prévues pour l'ensemble des appareils de levage et de leurs dispositifs de sécurité. Comme les agents chargés d'effectuer ces vérifications doivent être particulièrement qualifiés, il est souvent préférable de faire appel à des organismes de contrôle spécialisés dans ce genre d'opération.

Remarque : pour notre cas d'étude le poids de pompes est inférieur à 1 tonnes ce qui ne nécessite pas des appareils de relevage

3-3 Appareils de pression :

Les réservoirs de compresseurs, des cuves anti-béliers sont les principaux appareils à pression de gaz utilisés dans les stations. Ces matériels doivent être maintenus en bon état, ils sont réglementés dès que leur pression de service est supérieure à 4 bars et que le produit **P** (bar) par **V** (litre) est supérieur à 80.

L'épreuve est obligatoire avant mise en service sur le lieu d'utilisation. Elle doit être renouvelée tous les 10 ans. Une vérification est à faire tous les trois ans. De même que le matériel de levage, il est souhaitable que ces opérations soient faites par des organismes spécialisés.

On rencontre aussi sur les stations des appareils contenant d'autres gaz que l'air, souvent le chlore, parfois l'oxygène pur, ces appareils font eux aussi l'objet d'une réglementation particulière que doit connaître l'exploitant.

Remarque : dans notre cas d'étude on n'a pas besoin d'un appareil de pression car y'a pas de risque de coup de bélier (pression ou dépression).

4 les risques provenant de produits dangereux :

La présence normale ou accidentelle de produits corrosifs ou toxiques est un risque pour les salariés comme pour les matériels.

Il faut prévoir des mesures contre les risques de débordement ou d'éclaboussures des produits agressifs ou dangereux (ex : acide sulfurique, chlorure ferrique...) un bassin de rétention sera construit autour de la cuve les contenant, il sera étanche et résistant à l'agressivité du produit.

Pour se prémunir des dangers d'émanations gazeuses (chlore, hydrogène, sulfuré, ozone) les installations seront fréquemment vérifiées. On prêtera une attention particulière aux fosses, caves, zones en contrebas ou peuvent s'accumuler des gaz plus lourds que l'air (CO₂, H₂S) particulièrement toxiques. On évitera ces risques en vérifiant ou mieux, en supprimant ces endroits chaque fois que cela est possible. En cas d'accident des équipements de protection individuelle seront mis à la disposition des agents chargés de l'intervention. Ceux-ci devront connaître l'utilisation de ces équipements.

Il existe maintenant sur le marché de nombreux appareils de mesure spécifiques... explosivité, CO₂, CH₄, H₂S, O₂ munis d'alarme. Il convient toutefois de les vérifier une fois par an.

Les produits dangereux font l'objet d'une réglementation au titre du code du travail et. À partir de certains volumes de stockage au titre des établissements classés.

5 les travaux dans les stations de pompage :

Avant toute intervention dans une station le personnel doit connaître les risques qu'il peut y rencontrer ; la réglementation impose d'ailleurs d'informer les salariés exécutant des travaux d'entretien sur les règles de sécurité à respecter.

Il faut notamment indiquer les règles de circulation (les endroits dangereux ou interdits) les modes opératoires les plus sûrs, le fonctionnement des dispositifs de protection et de secours, la conduite à tenir en cas d'accident.

Lors de l'intervention d'entreprises extérieures l'exploitant est tenu de les informer des risques particuliers de la station et d'organiser une coordination entre les activités des divers simultanément dans la station³ ne pas oublier d'insister sur les exigences dues à la potabilité de l'eau ni sur les risques de contamination par les eaux usées.

Pour la sécurité du personnel d'intervention, il est souhaitable que celui-ci ait quelques notions élémentaires qui lui permettent de conserver son sang-froid en cas d'accident. Il est utile, par exemple, d'avoir enseigné le maniement d'un extincteur, d'afficher à proximité du téléphone la liste des numéros d'urgence et, si possible, de former du personnel au secourisme. Cette formation est d'ailleurs indispensable pour les électriciens.

Dans le cas d'utilisation de protections individuelles, il serait illusoire de penser qu'il suffit de les remettre à l'agent pour qu'elles soient bien utilisées ; un harnais de sécurité, un appareil respiratoire ne sont pas d'un usage facile. L'encadrement à dans ce domaine un rôle important à jouer, il doit être informé de l'obligation de faire porter ces équipements, il doit connaître les méthodes d'enseignement et de démonstration de leurs utilisations.

Les stations de pompage ne sont pas des endroits plus ou moins dangereux que d'autres, elles ont leurs risques particuliers et ceux-ci doivent être connus à la foi des exploitants qui y travaillent et des constructeurs qui les conçoivent. L'amélioration de la sécurité des travailleurs est devenue une obligation très contraignante du législateur qui poursuit et condamne lourdement les contrevenants, mais elle est aussi et, avant tout, une obligation sans laquelle il ne peut y avoir de projet technique acceptable.

Tableau X. 1 : Plan de sécurité adapter aux travaux de terrassement

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
Prévenir les risques d'accident par chutes, véhicules et engins de chantier.	Disposition prises concernant : - La signalisation du chantier de jour comme de nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions spéciales à prendre en cas de brouillard. - Réglementation de la circulation. Signalisation interne aux chantiers, dépôts (Panneaux, fléchages, etc.)
Limitier les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise aisée des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins, De l'éboulement des terres	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
Eviter les heurts entre les engins et renversements des engins	Interdictions (dépassement, stationnement). <input type="checkbox"/> Voies à sens unique. <input type="checkbox"/> Vitesses limitées. <input type="checkbox"/> Priorités
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	Définition des lieux de stockage des divers matériels. <input type="checkbox"/> Moyens de calage. <input type="checkbox"/> Chargement et déchargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement
Eviter les risques créent par les véhicules et engins et les heurts entre engins.	Disposition à prendre : Pour le guidage des camions en zone encombrée ou en terrain accidenté, l'approvisionnement des matériaux, l'évacuation de déblai
Prévenir les chutes des objets	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Empêcher le renversement des engins utilisés pour le levage des charges.	Enoncé des dispositions prises et des consignes particulières concernant notamment les dispositions des engins utilisés au levage des charges

Prévenir des ruptures d'organes ou d'appareux de levage.	Dispositions et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, les installations, les engins et les véhicules
--	--

6 Environnement de la station de pompage :

Il faut noter que les stations de pompages sont des ouvrages situés dans des zones rurales loin de toute habitation, cependant, nous avons estimé nécessaire d'attirer l'attention des concepteurs sur un problème.

La transmission des bruits et des vibrations, problème en général mal connus et délicats à résoudre. Ce sont aussi des ouvrages présentant, en général, peu de danger pour le personnel d'exploitation sous réserve de prendre, dès la conception, un certain nombre de disposition.

6 -1 Impact bruit et vibration de station de pompage :

Le problème de bruit et vibration causés par les installations de pompage n'est pas nouveaux, il apparaît de façon très aigue aujourd'hui, en raison de l'exigence du confort qui se développe, tant pour le personnel d'exploitation que le voisinage.

Les bruits les plus aigues sont les plus pénibles à supporter, mais les plus faciles à absorber au à arrêter, la fréquence propre de la plupart des matériaux étant basse, par contre, les sans graves sont difficiles à absorber et se propagent très facilement, en effet, les hautes fréquences se transmettent par l'air et se réfléchissent sur les parois ou il est facile de les absorber, alors que la basse fréquence se transmettent par la structure même du bâtiment.

6 -1-1-définition de bruits :

Le bruit est une sensation physiologique due à une variation de pression au voisinage du tympan. La mesure physique du bruit tout en s'approchant du phénomène physiologique, ne le traduit qu'imparfaitement, l'écart étant d'autant plus grand que le bruit est complexe.

6 -1-2 Origine des bruits :

- **Groupes électropompe :**

Dans le groupe électropompe fonctionnent normalement. La pompe fait peu le bruit ; le moteur est à l'origine du problème, ces bruits sont :

- mécanique (roulement, accouplements) ;
- magnétiques ;
- aérodynamiques (ventilation).

C'est toujours la ventilation qui est responsable des bruits les plus puissants et les plus désagréables. Ce ci est du en partie au fait que pour réduire le rapport poids/puissance des machines et améliorer l'utilisation de leurs parties actives, il a fallu constamment accroître les

débites et vitesse de l'air, provoquant ainsi inévitablement une augmentation des bruits aérodynamique.

- **Canalisations et appareils hydrauliques :**

Aux vitesses élevées, on peut observer des bruits de turbulence dans les canalisations, mais dans le niveau demeure très inférieur aux perturbations acoustiques engendrées par les machines tournantes.

La cavitation dans les vannes et autres appareils hydrauliques constitue généralement le plus importante de bruit permanent dans les canalisations. En fin, il faut signaler le cas du coup de clapet observé à l'arrêt des pompes, qui peut être très bruyant si on a placé un réservoir anti-bélier à l'aval immédiat du clapet et le bruit des compteurs volumétriques qu'on observe parfois et qui est du au choc du piston sur la paroi.

6 -1-3- lutttes contre les bruits aériens :

Pour éviter les nuisances, deux voient sont possibles, empêcher le bruit de se produire ou l'empêcher de se propager.

- **Action sur les sources de bruit :**

Empêcher le bruit de se produire conduit donc à choisir des moteurs, et des pompes, à vitesse lente, mais ceci induit des problèmes d'encombrement et de prix.

On peut aussi, mais après avis de constructeur, envisager de réduire la ventilation (soit le nombre de pales, soit leur longueur). Le moteur peut parfois le support, mais par toujours, les constructeurs travaillants souvent à la limite du refroidissement nécessaire.

Pour diminuer les bruits mécaniques créent par les roulements, on peut aussi remplacer les roulements à billes par des roulements à rouleaux, voire dans les cas extrêmes par des paliers lisses.

Les bruits hydrauliques qu'on peut observer dans les pompes et canalisations peuvent être supprimés ou considérablement réduits, moyennement quelques précautions, dont nous citons :

- l'amélioration des risques de cavitation.
- La réduction des turbulences (vitesses suffisamment faibles, changements progressifs de section, rayons de courbure assez grand....
- La disposition de zones de tranquillisation à l'aspiration des pompes.
- L'amélioration des coups de clapet.

7 Impact Sur L'environnement :

Avec le développement de l'urbanisation des collectivités le volume des eaux domestique usées et sa qualité ne cesse pas a augmenté, ces eaux malheureusement se déversent directement sans

être traitée dans le milieu naturel représente cette fois ci par un milieu très sensible celui de barrage qui est menacée par la pollution des eaux usées de la ville les impacts de t'elle pollution sur le barrage se manifeste par les effets suivants :

- L'eutrophisation : La principale cause est un enrichissement des retenus en azote et en phosphore. Toute fois, en milieu tempéré, pour des eaux douces, dans la quasi-totalité des cas, on sait que c'est le phosphore qui est le facteur nutritionnel limitant de la prolifération végétale.
- Croissance luxuriante des plantes aquatiques supérieures.
- Formation d'écume d'algues ou de tapis d'algues flottantes.
- Mauvaises odeurs dues à la putréfaction des algues et des plantes mortes.
- Diminution de la transparence de l'eau.
- Désoxygénation de l'eau du fond suivie de la formation de l'hydrogène sulfuré, gaz hautement toxique et ayant une odeur répugnante.
- Mort massive des poissons.
- Envasement suite la décantation des matières solide.
- Par ailleurs, les MES colmatent les branchies des poissons qui fuient ou meurent. La chaîne écologique est cassée et l'écosystème aquatique est perturbé.
- Apparition des maladies transmises par l'eau contamine suite à une accumulation par la chaîne trophique végétaux animaux en suit l'homme ainsi par contact directe pour l'Homme.
- contamination des soles irrigue.
- L'élévation des teneurs en matières organiques, ayant pour effet l'élévation des consommations d'agents oxydants, ainsi que la formation d'halo formes dans le cas de désinfection par le chlore.
- variation du PH de l'eau et favorisation de solubilisation de métaux dangereux.
- Le développement d'odeur dans l'eau, par suite de la présence d'algue notamment les cyanophycées.
- Risque d'apparition de toxines lors du pompage de l'eau contenant des cyanobactéries par les agriculteurs.
- Risque d'apparition de germes très pathogène.
- Colmatage prématuré des filtres et tête de station dans le cas d'irrigation par goutte-à-goutte, ainsi par aspersion.

7-1 Impact de l'installation :

A) Emission atmosphérique :

Le décret exécutif n°93-165 du 10 juillet 1993 réglementant les émissions atmosphériques de fumées, gaz, poussière, odeur et particules solides, des installations fixes s'applique également aux chantiers de construction. Dans la phase de réalisation des poussières peut être produite ainsi les fumer des engins de transport et de pose des matériaux de construction.

En phase d'exploitation le bruit des pompes en fonctionnement ce bruit n'attend pas des niveaux élever en bonne fonctionnement de poste. L'exploitation de l'installation, devra être pratiquée de façon à limiter les nuisances olfactives qui pourraient en découler. Pour limite se facteur redoutable il faut que la conception et l'exploitation soyons de bonne qualité ; l'évacuation rapide des déchets de dégrillage.

B) Déchet :

Selon la loi n° 01-19 le dépôt, l'enfouissement ou l'immersion de déchet spéciaux autres que les sites et les installations qui leur sont réserves sont interdits. Les déchets reçus de panier de dégrillage doit fait l'objet de mise en décharge suit a ça nature prématuré.

C) Huiles usager :

Le décret exécutif n°93-162 du 10 juillet 1993 fixe les conditions et les modalités de récupération et de traitement des huiles usager ; ce décret règlementant le déversement des huiles et lubrifiants dans le milieu naturel par rejet direct à l'indirecte ou après ruissellement sur le sol ou infiltration des huiles et lubrifiants, neuf ou usager.

Les huiles de lubrification des pièces mécanique au des fois des vidange des bains d'huile des pompes doit être évacuer vers sa destination dicte dans la réglementation.

Conclusion

L'amélioration de la sécurité des travailleurs est devenue une obligation très contraignante du législateur qui poursuit et condamne lourdement les contrevenants mais elle est aussi, avant tout, une obligation sans laquelle il ne peut y avoir de projet technique acceptable.

Les stations de pompage ne sont pas des endroits plus ou moins dangereux que d'autres, elles ont leurs risques particuliers et ceux-ci doivent être connus à la fois des exploitants qui y travaillent et des constructeurs qui les conçoivent.

Conclusion générale

Dans l'objectif de dimensionner le réseau d'assainissement des localités de sidi AEK et 1^{er} novembre de la ville de Tipasa, en vue d'éliminer les rejets vers la mer pour finalité d'évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions favorables, afin d'éviter les problèmes menaçants la santé publique et le milieu naturel.

Pour ce faire, Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques d'après les plans d'occupation du sol. Après, nous avons fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est 164 l/s/ha en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire vu qu'il s'agit d'un raccordement avec un réseau déjà existant qui est de type unitaire, avec un schéma d'évacuation par collecteurs transversal (oblique), acheminant les eaux évacuées vers la STEP Chenoua.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et des équipements publics. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpés la zone en 09 surfaces élémentaires, choisis le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et optés pour la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans et un horizon de calcul jusqu'au 2052. Après avoir effectué ces calculs on a dimensionné le nouveau réseau avec des conduites en PVC d'où leurs diamètres varient entre 315 et 500 mm.

Afin d'assurer le bon raccordement et le bon fonctionnement du réseau on a diagnostiqué les tronçons existants ou on a constaté la faisabilité des nouveaux branchements.

Pour évacuer les eaux usées du site Matares on a dimensionnée une station de relevage ou on a assuré le refoulement en utilisant 2 pompes et une pompe de secours, ces dernières sont de type mono bloc et de diamètre de refoulement de 110 mm en PVC PN10.

Concernant les éléments constitutifs du réseau d'égout, pour les ouvrages principaux notre choix est tombé sur les canalisations type PVC CR4 en partant du diamètre 315 mm au diamètre 500 mm, pour les ouvrages normaux nous avons projetés des bouches d'égout, des regards de chutes et des regards de visite et pour les ouvrages spéciaux nous avons dimensionné un déversoir d'orage.

Du coté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût du projet qui est de **20 963 729,18 DA**, avec une durée de réalisation de **290jours**.Et enfin une sécurité de travail s'est imposée avec des mesures de protection.

En outre, il est recommandé de développer des outils de gestion de réseau pour que la ville devienne plus touristique et préserver ses richesses aquatiques.