



Année Universitaire : 2014-2015



Master Sciences et Techniques : Hydrologie de Surface et Qualité des Eaux

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du Diplôme de Master Sciences et Techniques

Etude du réseau de voirie, d'assainissement et d'eau potable du lotissement PLAISANCE dans la nouvelle ville de TAMESNA.

Présenté par:

Zakaria SANBI

Encadré par:

- Pr. Raouf JABRANE, FST- Fès
- Abderrazak ETTALEB, AB ETUDE

Soutenu Le 25/06/2015 à 13.00 h devant le jury composé de:

Pr. Naoual RAIS de la FSTF

Pr. Abdelkader EL GAROUANI de la FSTF

Pr. Raouf JABRANE de la FSTF

Dr. Laila MESRAR

Stage effectué à : Bureau d'étude technique AB ETUDE,



Remerciements

De nombreuses pages ne suffiront sûrement pas pour exprimer la richesse des liens tissés au cours de ces derniers mois. Cependant, ces quelques lignes ne manqueront point de sincérité et de dévouement envers les personnes auxquelles j'adresse mes remerciements.

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma gratitude à tout le corps professoral du Master Spécialisé Hydrologie de surface et qualité des eaux dans la Faculté des Sciences et des techniques de Fès pour la qualité de leur enseignement ainsi que leur disponibilité tout au long de ces deux années de formation.

J'exprime ma reconnaissance pour mon encadrant au sein du bureau d'étude la AB ETUDE : Monsieur Ettaleb Abderrazzak pour la confiance, la rigueur et les conseils encourageants qu'il a usus me transmettre tout au long de la période du stage.

Mes profonds remerciements s'adressent aussi à Mr. Ahmed El idrissi Mendili Mr. Ahmed Ladham et Mr. Nafia El-alaouy pour leur aide et leur soutien tout au long de la période du stage.

Je tiens à remercier plus particulièrement mon encadrant de formation : Le Professeur Raouf JABRANE pour ses fructueux conseils, ses précieuses directives, le grand intérêt qu'il a porté à l'égard de mon projet et pour son encadrement judicieux.

Je profite de ces quelques lignes pour remercier tout le corps de AB ETUDE pour leur soutien, leur aide et pour l'environnement de travail encourageant qu'ils m'ont offerts.

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury, Pr. Naoual Rais, Pr. Abdelkader El Garouani et Dr. Laila Mesrar pour leurs remarques et leurs conseils qui ne participent que d'une volonté de me permettre d'aller à l'avant.

Enfin, que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail trouvent ici l'expression de notre reconnaissance.

Liste des abréviations :

- **A.E.P** : Alimentation en Eau Potable
- **APS** : Avant-projet-Sommaire
- **IDF** : Courbes d'intensité-durée-fréquence
- **C_{pj}** : Coefficient de pointe journalier
- **C_{ph}** : Coefficient de pointe horaire
- **CR** : Côte Radier
- **CT** : Côte Terrain
- **DN** : Diamètre Nominal
- **De** : Diamètre extérieur
- **E.P** : Eau Potable
- **EU** : Eau Usée
- **FD** : Fonte ductile
- **MI** : Mètre linéaire
- **P** : Précipitation
- **PU** : Prix Unitaire
- **PNA** : Programme National d'Assainissement
- **SDAL** : Schéma Directeur d'Assainissement Liquide
- **TN** : Terrain naturel

Liste des tableaux :

- **Tableau I.1:** Paramètres de la formule de Caquot.
- **Tableau I.2:** Coefficients de Montana adoptés pour l'étude.
- **Tableau I.3:** Formules d'assemblage des bassins versants.
- **Tableau I.4:** Rugosité des conduites.
- **Tableau II.1:** Evolution de la population des préfectures de Rabat, Salé et Skhirat-Témara de 1994 à 2010 par commune.
- **Tableau II.2:** Dotation d'eau potable par type d'occupation du sol sur lotissement.
- **Tableau II.3:** Calcul des besoins en eau pour les villas.
- **Tableau II.4:** Calcul des besoins en eau pour le centre commercial.
- **Tableau II.5:** Récapitulatif des besoins en eau.
- **Tableau II.6:** Les débits des eaux pluviales pour chaque bassin versant à l'exutoire.
- **Tableau II.7:** Besoins en eau potable du lotissement.
- **Tableau II.8:** Caractéristiques du réseau de distribution d'eau potable projeté.

Liste des figures:

- **Figure I.1:** Principe de la méthode des polygones de Thiessen.
- **Figure II. 1:** situation géographique de la ville de Tamesna.
- **Figure II.2:** Variation de la température au niveau du centre Sidi Yahya Zaers.
- **Figure II.3:** Variation des précipitations au niveau du centre Sidi Yahya Zaers.
- **Figure II.4:** Evolution de la population dans la région de RSZZ (1994-2002-2006-2010).
- **Figure II.5:** Plan d'aménagement de la ville de Tamesna.
- **Figure II.6:** Plan représentant les voies du lotissement Plaisance.
- **Figure II.7:** Profil en long de la voie n°2.
- **Figure II. 8:** Profils en travers du profil en long de la voie n°2.
- **Figure II.9:** Collecteurs et bassins versants constituant le réseau d'assainissement du lotissement.
- **Figure II.10:** Profil en long du collecteur B.
- **Figure II.11:** Coupe type de la tranchée.
- **Figure II.12:** Réseau de distribution d'eau potable du lotissement.

Listes des annexes :

- **Annexe N°1** : Récapitulation des cubatures des voies.
- **Annexe N°2** : Caractéristique de chaque bassin et sous bassin versant pour assemblage.
- **Annexe N°3** : Résultats du programme Caquot.
- **Annexe N°4** : Résultats du calage et dimensionnement du réseau d'assainissement.
- **Annexe N°5** : Métré des terrassements du réseau d'assainissement.
- **Annexe N°6** : Métré des regards d'assainissement.
- **Annexe N°7** : Répartition spatiale de la consommation d'eau potable entre les nœuds.
- **Annexe N°8** : Résultats des simulations d'eau potable.
- **Annexe N°9** : Métré des terrassements du réseau d'eau potable
- **Annexe N°10**:Détail estimatif du coût de la voirie et de l'assainissement.
- **Annexe N°11** : Détail estimatif du coût du réseau d'eau potable.

Introduction	1
CHAPITRE I: Synthèse Bibliographique	3
I.1. Données Générales de l'assainissement	3
I.1.1.Collecte:	3
I.1.2.Réseau:	3
I.1.2.1.Système séparatif:	4
I.1.2.2.Système unitaire :	4
I.1.2.3.Système mixte :	4
I.1.2.4.Système pseudo séparatif :	4
I.2.1.L'exploitation du logiciel COVADIS :	5
I.2.2.Calcul des débits des eaux usées:.....	5
I.2.3. Calcul des débits des eaux pluviales :	6
I.2.3.2.Choix de la période de retour :	7
I.2.3.3.Validité de la formule :	8
I.2.3.4.Coefficient de ruissellement :	8
I.2.3.5.Paramètres pondérés :	9
I.2.4.Dimensionnement des canalisations:.....	9
I.2.4.1.Formule de Manning & Strickler (1890):.....	9
I.2.4.2.Conditions limites de vitesse :	10
I.2.4.3.Choix des matériaux et de type de conduite :	10
I.2.5.Ouvrages Annexes	11
I.2.5.1.Regards de visite	11
I.2.5.2.Branchements particuliers	11
I.2.5.3.Regard Grille.....	11
I.2.5.4.Bouches d'égout:	12
I.2.5.5.Regards borgnes.....	12
I.3.Conception du réseau d'eau potable	12
I.3.1.Etude des besoins en eau potable :	12
I.3.1.2.Evaluation des besoins en eau	12
I.3.1.3.Besoins en eau d'incendie.....	13
I.3.2.Critère de base:	13
I.3.2.1.Débit de calcul	14
I.3.2.2.Calcul des pertes de charge.....	14
a. Pertes de charge linéaires :	14
b. Pertes de charge singulières:	15
I.3.2.3.Vitesses limite:.....	15
I.3.2.4.Répartition spatiale de la consommation :	15
I.3.2.5.Pressions requises au niveau du réseau de distribution	16
i. Pression minimale :	16
ii. Pression maximale:	16
I.3.2.6.Vérification du fonctionnement du réseau en cas d'incendie	16
I.3.2.7.Modélisation du réseau – simulations hydrauliques.....	17
I.3.3.Etude de distribution	17
I.3.3.1.Traçage du réseau de distribution.....	17
I.3.3.2.Conduite d'adduction	18
I.3.3.3.Conception du Réseau de distribution:.....	18
II.1.Présentation de la zone d'étude	19
II.1.1.Situation géographique :	19
II.1.2.Cadre physique :	21
II.1.2.1.Topographie :	21
II.1.2.2.Climatologie :	21
II.1.2.2.1.Température:	21

II.1.2.2.2.Precipitations:.....	21
II.1.2.3.Hydrogéologie:.....	22
II.1.2.4.La géomorphologie de la région :	22
II.1.2.5.Géologie de la zone d'étude	22
II.1.2.5.1.De point de vue structural	22
II.1.2.5.2.De point de vue lithologique	23
II.1.2.6.Pédologie de la région :	23
II.1.2.7.Contexte urbanistique :	23
II.1.2.7.1.Démographie.....	23
II.1.2.7.2.Urbanisme	26
II.1.2.7.2.1. Plan d'aménagement de toute la ville de Tamesna	26
II.1.2.7.2.2.Contenance du projet :	26
II.2. Etude du réseau de voirie	27
II.2.1.Trace en plan :	27
II.2.2.Profil en long.....	29
II.2.3.Profil en travers :	31
II.2.4.Constitution de la chaussée	33
II.2.5.Métre de la voirie	33
II.2.5.1.Métre des terrassements	33
II.2.5.2.Métre des regards :	34
II.3. Conception de Réseau d'Assainissement	34
II.3.1.Introduction :.....	34
II.3.2.Conception des conduites :	34
II.3.2.1.Système d'assainissement retenu pour toute la ville de Tamesna :	34
II.3.2.2.Système d'assainissement retenu pour le lotissement Plaisance	34
II.3.2.3.Traçage du réseau.....	35
II.3.2.4.Découpage du lotissement en bassins versants :.....	36
II.3.2.5.Placement des regards	37
II.3.2.6.Calcul des débits et assemblage des bassins versants élémentaires :.....	37
II.3.2.6.1.Programme de calcul utilisé :.....	37
II.3.2.6.2.Le débit des eaux usées	37
Le débit des eaux usées :	38
Le débit de pointe horaire :	38
II.3.2.6.3.Le débit des eaux pluviales :.....	39
II.3.2.7.Dimensionnement des collecteurs :.....	40
II.3.2.7.1.Dimensionnement des collecteurs :.....	40
II.3.2.7.2.Les contraintes rencontrées :	40
a. Diamètre minimal :	40
b. Recouvrement minimal :	40
II.3.2.8.Calage du réseau :	40
a. Contraintes du calage du réseau	41
b. Profils en long	41
II.3.2.9.Les ouvrages types d'assainissement :.....	43
II.3.3. Métre de l'assainissement :	43
II.3.3.1.Métre des terrassements :.....	43
II.3.3.2.Métre des regards :	44
II.3.4. Réseau de distribution d'eau potable.	44
II.3.4.1.Etude des besoins en eau :	44
II.3.4.2.Etude de distribution.	45
II.3.4.2.1.Conduite d'adduction:	45
II.3.4.2.2.Réseau de distribution:	46
II.3.4.2.2.1.Conception:	46
II.3.4.2.2.2.Répartition spatiale de la consommation :.....	48

II.3.4.2.2.3.Résultats des simulations :.....	48
II.3.4.2.2.4.Caractéristiques du réseau de distribution projeté :	48
II.3.4.2.2.5.Pièces du réseau de distribution d'eau potable :	49
a. Emplacement des vannes de sectionnement :	49
b. Emplacement des poteaux d'incendie :	49
c. Emplacement des vidanges et des venteuses :.....	49
II.3.4.3.Métré du réseau d'eau potable :	49
II.3.5. ESTIMATION DU COUT DU PROJET.....	50
II.3.5.1.Estimation du cout de la voirie et l'assainissement	50
II.3.5.2. Estimation du cout de réseau d'eau potable.....	50
CONCLUSION.....	52
BIBLIOGRAPHIE	55
ANNEXE	56

Introduction

Mon projet avait comme objectif principal la conception et l'estimation des coûts des réseaux de voirie; d'assainissement et d'eau potable (appelés communément réseaux VRD) du lotissement Plaisance dans la Ville Nouvelle de Tamesna.

Cette ville, qui s'inscrit dans les orientations du Schéma National d'Aménagement du Territoire, a été inaugurée par SA MAJESTE LE ROI, QUE DIEU L'ASSISTE, le 13 mars 2007. Elle s'étale sur plus de 840 Ha et se situe dans la commune rurale de Sidi Yahia Zaers; à 25 km de Rabat.

Le lotissement de mon projet a pour superficie globale **7,43Ha** et se situe au Sud - Est de la ville de Tamesna. Sa consistance se compose de **201** lots villas, un centre commercial et des places et jardins publics. La voirie s'étale sur **1Ha**. Le reste, soit **6.43Ha** est réservé aux autres aménagements.

Mon étude s'est intéressée plus particulièrement aux tracés des réseaux, au découpage des bassins versants, aux calculs des débits des eaux usées; des eaux pluviales et de l'eau potable; ainsi qu'aux dimensionnements et calage des conduites.

Le rapport d'étude a été organisé selon les trois parties suivantes :

- **Etude de la voirie,**
- **Etude d'assainissement**
- **Et étude d'eau potable.**

Dans la partie qui concerne l'étude du réseau de voirie en commençant par le tracé des axes des voies, les tabuler par piquets avec des équidistances entre piquets puis on fait le montage des profils en long-terrain naturel de chaque voie qui donne la forme du TN, la cote terrain naturel "CTN" au niveau de chaque piquets et les distances entre les piquets. Après qu'on fait le montage de tous les profils en longs-terrain naturel on passe aux calages des lignes projets d'une façon qu'elles épousent la ligne du terrain naturel pour minimiser au maximum les couts supplémentaires des terrassements, le calage de la ligne rouge ajoute d'autres informations pour le profil en long au niveaux des piquets comme la cote projet "CP", l'écart entre la cote terrain naturel "CTN" et la cote projet "CP" et les valeurs des pentes et des rampes de la ligne rouge d'une façon qu'on évite les stagnations de l'eau au niveau des voies d'accès. Puis on passe au montage des profils en travers de chaque profil en long qui nous donne au niveau des piquets une coupe transversale constituant la ligne TN et la ligne projet en estimant les valeurs des déblais et remblais selon la zone d'influence de chaque piquet.

Alors le projet a prévu l'aménagement de 7 voies et un parking avec leurs réseaux de drainage pour l'évacuation des eaux superficielles, ils doivent se raccorder avec les voies existantes hors lotissement :

- Boulevard My. ISMAIL.
- Boulevard MOHAMMED BEN ABDELLAH.
- Boulevard ABDELMOUMEN.
- Boulevard My. DRISS AL AKBAR.

Dans la partie qui concerne l'étude du réseau d'assainissement on a commencé par le choix de type d'assainissement pour le lotissement qui est le système unitaire vu que la totalité du réseau existant dans toute la ville de Tamesna est de type unitaire, puis on passe au calcul des débits des eaux usées et pluviales en commençant par l'évaluation des besoins en eau potable, avec un taux de rejet on retient le débit des eaux usées rejetées, en suite on calcule les débit des eaux pluviales par la méthode superficielle de **Caquot** en découpant notre lotissement en bassins versants artificiels sur lesquels on applique les formules d'assemblage des paramètres de la formule de Caquot soit pour les bassins en séries ou bien en parallèles.

Alors après qu'on détermine pour chaque bassin versant le débit des eaux pluviales et des eaux usées, on passe à calculer les diamètres des collecteurs qui vont assainir ces quantités des débits en utilisant la formule de **Manning & Strickler** et en même temps on fait le calage du réseau d'assainissement d'une façon à respecter les conditions hydrauliques d'écoulements comme les vitesses minimales de 0.6 m/s pour répondre aux conditions d'auto-curage et les vitesses maximales de 4 m/s pour éviter la corrosion des conduites.

Dans la phase de l'étude du réseau de distribution d'eau potable et après qu'on finis le traçage des conduites et l'emplacement des nœuds, en commençant d'abord par le calcul des besoins en eau potable en évaluant un débit de pointe horaire à assurer dans chaque nœud pour répondre aux besoins de la population existante sur leur zone d'influence délimitée par la méthode des polygones de **Tiessen**, le réseau de distribution sera assurée par piquage sur les conduites existantes dans les deux voies avoisinantes du lotissement, puis dans l'application **EPANET** on introduit pour chaque nœud le débit de pointe horaire à distribuer, pour les points de captage nous avons une charge d'eau de 3 bars (donnée par l'ONEP) et on donne pour les conduites des diamètres d'une façon décroissante en allant vers le cœur du lotissement ,et on lance la simulation en retenant à la fin des résultats pour les nœuds (les pressions) et pour les canalisations (les vitesses et les pertes de charge), puis on place les poteaux d'incendie qu'on a besoins pour recouvrir tout le lotissement, sachant que la zone d'action d'un poteau d'incendie (PI) est sur un rayon de 200 m, alors on doit assurer un débit de 17 l/s à soutirer du PI en question et on relance la simulation pour vérifier le fonctionnement du réseau en cas d'incendie, et nous estimons à la fin un coût total du projet.

CHAPITRE I: Synthèse Bibliographique

I.1. Données Générales de l'assainissement

L'assainissement liquide est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement dans ses différentes composantes. Il comprend la collecte, le traitement et l'évacuation des déchets liquides dans le milieu naturel.

I.1.1.Collecte:

Le réseau de collecte a pour fonction de collecter les eaux usées et les eaux pluviales et de les amener aux exutoires (STEP ; fosses septiques ou exutoires naturels), via des collecteurs. Ce transport se fait le plus souvent par gravité mais peut également se faire par refoulement lorsque la topographie ne se prête pas à un écoulement gravitaire.

I .1.2.Réseau:

L'établissement du réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation. Il s'agit d'assurer :

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

Les réseaux les plus souvent rencontrés sont soit l'unitaire, soit le séparatif soit le pseudo séparatif.

Le type du réseau d'assainissement dépend de plusieurs facteurs :

Les données naturelles du site :

- La géologie,
- La topographie,
- La pluviométrie,
- L'hydrographie et le régime des nappes
- La nature du site de rejet

Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

- Nature de l'agglomération,
- Importance de l'agglomération,
- Modes d'occupation du sol,

- Assainissement en place

Les données relatives au développement futur de l'agglomération.

I.1.2.1.Système séparatif:

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

Le système séparatif est celui adopté par un grand nombre de petites et moyennes agglomérations, mais c'est surtout celui choisi pour les extensions de ville, qui constituent de véritables appendices sur le réseau initial, souvent en système unitaire, créant ainsi un système hybride.

I.1.2.2.Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales se fait par un réseau unique, généralement pourvu de déversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux, directement dans le milieu naturel ;

I.1.2.3.Système mixte :

Désignant communément des réseaux constitués, selon les zones d'habitation, en partie en système unitaire et en partie en système séparatif ;

I.1.2.4.Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés (eaux de terrasses en particulier).En fait c'est un compromis entre les systèmes unitaire et séparatif ayant pour but d'évacuer aussi les eaux pluviales provenant des domiciles.

Remarque :

- Cette partie de la synthèse bibliographique est le fruit du document , Abdejalil Gouzrou (2005) : "Les ABC de l'Hydraulique", p.320-324.

I.2. Conception d'un Réseau d'Assainissement

I.2.1. L'exploitation du logiciel COVADIS :

En définition, **COVADIS** est un logiciel complet, simple et interactif de **topographie** et de **conception VRD**, il garantit une approche globale ainsi une maîtrise totale de tous les projets d'aménagements.

I.2.2. Calcul des débits des eaux usées:

Les débits des eaux usées sont déterminés à partir de la consommation d'eau potable pour les différents usages et les différents types d'habitats.

Le passage des consommations d'eau potable aux volumes d'eaux usées rejetées, impose la prise en considération de deux facteurs :

- Le taux de raccordement de la population à l'égout.
- Le taux de rejet de la population raccordée à l'égout correspondant à la part d'eau potable consommée, rejetée dans l'égout, pris en général égal à 80 %.

Le débit moyen journalier " Q_{mj} " ainsi obtenu est le résultat de la consommation d'eau affectée du coefficient de raccordement et de rejet. Mais pour estimer la production d'eaux usées dans le centre, le taux de raccordement est pris égal à 100%.

Les débits des eaux usées sont estimés sur la base de la formule qui s'écrit d'une façon générale comme suit :

$$Q_{mj} = \frac{P * r * D}{86400}$$

- Q_{mj} : débit moyen journalier des eaux usées (l/s).
- D : dotation d'eau potable variant de 50 à 350 l/j/ hab (rural, habitat résidentiel);
- r : taux de retour à l'égout estimé globalement à 80%.
- P : la population en hab.

Coefficient de pointe horaire " C_{ph} " :

Le débit de pointe journalière horaire " Q_{ph} " est obtenu à partir du débit moyen de la journée la plus chargée multiplié par le coefficient de pointe horaire :

$$Q_{ph} = C_{ph} * Q_{mj}$$

Le coefficient de pointe horaire " C_{ph} " est donné par la formule :

$$C_{ph} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mj}}}$$

Où " Q_{mj} " est exprimé en l/s.

I.2.3. Calcul des débits des eaux pluviales :

Ils existent plusieurs formules d'évacuation des débits d'eaux pluviales. parmi ces formules, nous avons deux modèles qui sont les plus répandus et utilisés actuellement, la méthode rationnelle et la méthode superficielle.

- Dans la présente étude, l'évaluation des débits d'eaux pluviales à l'exutoire d'un bassin versant est basée sur la méthode superficielle de Caquot, Abdejalil Gouzrou (2005) : "LES ABC DE L'HYDRAULIQUE", p :332.

I.2.3.1. Formule de Caquot (1949):

Elle s'écrit d'une façon générale comme suit :

$$Q_p(T) = K * C^u * I^v * A^w$$

$Q_p(T)$: est le débit de pointe considéré à un point donné du réseau et correspondant à la fréquence de dépassement T .

Q_p : Débit des eaux pluviales pour une période de retour T en m^3/s ;

I : Pente du bassin versant, pente moyenne des plus grands parcours de l'eau en m/m;

A : Superficie du bassin versant en ha;

C : Coefficient de ruissellement

K , u , v et w sont les coefficients numériques de la formule de Caquot.

Il est nécessaire de procéder à la correction du débit calculé par la formule précédente. Cette correction est réalisée en appliquant un coefficient correcteur " m " qui est égale à :

$$m = \frac{M}{2}$$

M : Coefficient d'allongement du bassin versant : $(M = L/ A)^{1(0)}$

L : Longueur du plus long cheminement hydraulique en hectomètre.

A : Surface du bassin versant (en ha).

La formule ainsi corrigée est la suivante:

$$Q_p(T) = K * C^u * I^v * A^w * (L/2 A)^{l(t)}$$

Le coefficient "**K**" ainsi que les exposants **u**, **v**, **w**, et **t** sont déterminés à partir des coefficients **a(T)** et **b(T)** des courbes **IDF** de la zone d'étude, qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation de Montana.

$$i(t, F) = a(F) \cdot t^{b(F)}$$

Où **i(t,F)** est l'intensité maximale de la pluie de durée **t**, de fréquence de dépassement **F**; **i** est exprimé en millimètres par minute et **t** en minutes.

L'utilisation des modèles de probabilité pour ajuster les courbes d'intensité paramétrées par le temps a permis de déterminer les coefficients **a** et **b**.

Les autres paramètres de la formule de Caquot sont détaillés ci-après:

Tableau I.1 : Les paramètres de la formule de Caquot

Paramètres	Formules
K	$[(a \cdot (0.5)^b) / 6.6]^{(1/1+0.287b)}$
U	$1/(1+0.287b)$
V	$(-0.41b)/(1+0.287b)$
W	$(0.95-0.507b)/(1+0.287b)$
l(t)	$(0.84b)/(1+0.287b)$

Le modèle de Caquot a été conçu pour utiliser les coefficients de la formule de Montana qui exprime les intensités de pluie en fonction de la durée de l'averse.

I.2.3.2. Choix de la période de retour :

Période de retour **T** (récurrence) est l'inverse de la fréquence au dépassement d'un événement, c'est la probabilité que cet événement soit atteint ou dépassé.

En bonne doctrine économique, un accroissement du coût global du projet ne serait justifié que s'il était inférieur au montant des dommages qu'il permet d'éviter. Il est souvent admis qu'il

est de bonne gestion de se protéger du risque de fréquence décennale pour les collecteurs principaux et quinquennale pour les collecteurs secondaires et tertiaires.

Pour les périodes de retour quinquennal et décennal, les valeurs de **a** et **b** de la région de Rabat sont les suivantes :

Tableau I.2 : Coefficients de Montana adoptés pour l'étude

T (ans)	a (T)	b (T)
5	4.99	-0.635
10	6.037	-0.626

I.2.3.3. Validité de la formule :

Les conditions de validation du modèle de Caquot sont les suivantes :

- La limite supérieure de la surface du bassin versant ou du groupement des bassins est fixée à 200 ha ;
- La valeur de la pente doit rester comprise entre 0,2 % et 5% ;
- La valeur du coefficient de ruissellement C, doit rester comprise en 0,2 et 1.

I.2.3.4. Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombée sur elle. Ce coefficient est assimilé au taux d'imperméabilisation du site. Il est défini comme étant le rapport de la surface totale des parties imperméables à la surface totale du bassin.

En pratique, celui-ci est déterminé sur la base du type d'occupation du sol défini dans le plan d'aménagement, il est évalué de la façon suivante :

- Zone Habitat dense : 0,8 à 0,9
- Zone habitat Economique : 0,6 à 0,80
- Zone Immeuble : 0,6 à 0,75
- Zone villas : 0,3 à 0,4
- Industriel : 0,5 à 0,80
- Voirie : 0,90

I.2.3.5. Paramètres pondérés :

La formule de Caquot constitue un modèle très global qui reflète les phénomènes d'écoulement pour un bassin homogène ; elle ne peut approcher la réalité que si les bassins versants présentent des pentes et coefficients de ruissellement de distribution spatiale homogène.

Afin de prendre en compte les hétérogénéités naturelles de ces variables, l'application du modèle à un groupement de sous-bassins hétérogènes de paramètres individuels " A_j ", " C_j ", " I_j ", " L_j " (longueur du drain principal), " Q_{pj} " (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres " A ", " C ", " I " et " M " du groupement selon qu'ils soient en séries ou en parallèles.

En général, un collecteur traverse plusieurs bassins versants, donc pour le dimensionnement, il faut déterminer le débit de l'assemblage des bassins versants desservis par ce collecteur, en générale on distingue deux types d'assemblages :

- Assemblage en série ;
- Assemblage en parallèle.

Tableau I.3 : les formules d'assemblage des bassins versants

Paramètres équivalents	$A_{\text{équivalent}}$	$C_{\text{équivalent}}$	$I_{\text{équivalent}}$	$M_{\text{équivalent}}$
Bassins en séries	A_j	$(C_j A_j) / A_j$	$[L_j / (L_j + I_j)]^2$	L_j / A_j
Bassins en parallèle	A_j	$(C_j A_j) / A_j$	$(I_j Q_{pj}) / Q_{pj}$	$L (Q_{pj} \text{MAX}) / A_j$

I.2.4. Dimensionnement des canalisations:

- Les sections à donner aux ouvrages se calculent souvent par la formule de Manning & Strickler Abdejalil Gouzrou (2005) : "LES ABC DE L'HYDRAULIQUE", p.332.

I.2.4.1. Formule de Manning & Strickler (1890):

La formule sert au dimensionnement des collecteurs est :

$$Q = K * S * R^n * I^{1/2}$$

Avec:

Q : est le débit à transiter en m^3/s .

K= 60 pour des conduites en béton d'un réseau unitaire ou les eaux pluviales d'un système séparatif. 70 pour des conduites en béton des eaux usées d'un réseau séparatif.

K = 100 pour canalisation en polyéthylène haute densité PEHD ou polychlorure de vinyle PVC.

n = 3/4 pour un réseau unitaire ou les eaux pluviales d'un système séparatif.

n = 2/3 pour les eaux usées.

R: est le rayon hydraulique en m

I : est la pente du collecteur en m/m

S : est la section mouillée en m^2 .

I.4.2.2. Conditions limites de vitesse :

Afin d'éviter les dépôts des matériaux solides d'une part et d'éviter la dégradation des joints et l'abrasion des canalisations d'autre part, les vitesses devront être comprises entre les valeurs limites suivantes : **0,30 m/s** $< V < 4m/s$.

Cette condition devra être accompagnée des deux conditions suivantes (auto-curage) :

- $V \geq 0,60$ m/s pour $Q = Q_{ps} / 10$.
- $V \geq 0,30$ m/s pour $Q = Q_{ps} / 100$ (Equivalent d'une hauteur de remplissage de 2/10 du diamètre).

Q_{ps} : Débit à pleine section.

I.2.4.3. Choix des matériaux et de type de conduite :

Il existe différents types de conduites dans le domaine de l'assainissement. Leur choix dépend de plusieurs facteurs dont les principaux peuvent être énumérés comme suit :

- Nature des eaux à transporter (corrosion, encrassement) ;
- Volume des effluents ;
- Qualité des matériaux utilisés et modes de fabrication ;
- Emplacement (sous chaussée ou sous trottoir) ;
- Résistance aux charges statistiques et dynamiques ainsi qu'à la pression interne ;
- Résistance aux produits chimiques ;
- Homogénéité dimensionnelle;
- Pente du terrain (vitesse et érosion) ;
- Nature du sous-sol (instabilité, corrosion, entrée d'eaux) ;
- Respect de l'environnement.

Office National d'Eau et Électricité L'ONEE préconise que:

- Pour les diamètres inférieurs à **400** les conduites seront en **PVC**.
- Pour les diamètres supérieurs à **400** les conduites seront en Béton Vibre Aixois BVA.

I.2.5.Ouvrages Annexes

I.2.5.1.Regards de visite

- Les regards sont des ouvrages d'accès au réseau ou des fenêtres conçus de permettre l'accès facile pour la vérification de l'état du réseau et par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau notamment l'accumulation de matière solides qui pourraient gêner l'écoulement ONEP, (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p.132-134.

La mise en place des regards suit les critères ci-cités:

- A chaque changement de diamètre ;
- A chaque changement de direction ;
- A chaque changement de pente ;
- Au droit de chutes.

En tronçon rectiligne courant, les distances appliquées entre regards de visite à aménager sur les collecteurs sont les suivantes :

- Regards de visite pour 800 mm : 30 à 50 m ;
- Regards de visite pour > 800 mm : plus de 50 m.

I.2.5.2.Branchements particuliers

- Ils seront en PVC de diamètres 200 mm et leur pente ne devra pas être inférieure à 1 %. Ils seront munis d'un regard de façade ou d'une boîte de branchement permettant l'intervention aisée des services d'entretien ONEP, (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p.132-134.

I.2.5.3.Regard Grille

- La capacité nominale d'évacuation d'un regard grille est d'environ 80 l/s. Elle correspond au débit d'un collecteur circulaire 300 mm avec une pente de 3 % et un coefficient de rugosité **K=70** dans la formule de Manning Strickler ($Q = 88l/s$ et $v=0.94$ m/s) ONEP, (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p.132-134.

I.2.5.4.Bouches d'égout:

- En réseau séparatif ou en réseau unitaire, Les bouches d'égout sont placées pour capter les eaux pluviales des voies, parkings et places. Les bouches d'égout sont équipées généralement d'appareils siphoniques pour éviter la remontée d'odeur en réseau unitaire, ou en panier ramasse boue pour les réseaux d'eaux pluviales (système séparatif ONEP, (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p.132-134.

I.2.5.5.Regards borgnes

- Un regard borgne de section minimum 600x600 intérieure dont le couvercle sera situé à 0,50 m du sol ou de la chaussée finie, lorsque le raccordement n'aura plus faire dans les regards de visite existants ; ainsi dans certains cas particuliers et pour éviter la multiplication excessive des regards de visite on pourra, notamment dans le cas de changement de pente et sur des canalisations de petit diamètre ($D < 500$ mm) installer un regard borgne ONEP, (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p.132-134.

I.3.Conception du réseau d'eau potable

I.3.1.Etude des besoins en eau potable :

- Cette partie de la synthèse bibliographique est faite en se basant sur les guides d'AEP et les normes fournis par l'ONEP, ainsi il suit les renseignements d' Amendis, (2004). guide des lotisseurs-Lot assainissement, p.150.

I.3.1.1.Dotations en eau potable :

Les besoins en eau pris en compte pour le projet correspondent aux dotations préconisées par l'ONEP et qui sont usuellement adoptées dans des projets de même nature, à savoir :

- **50 à 350 l/hab/j** (pour les habitats ruraux et les habitats résidentiels).
- **2 m³/ha/j** pour les mosquées.
- **15 m³/ha/j** pour les espaces verts et terrains de sport.
- **20 m³/ha/j** pour les centres commerciaux.
- **10 m³/ha/j** pour les autres équipements.

I.3.1.2.Evaluation des besoins en eau

Les besoins en eau potable sont calculés sur la base des critères usuels suivants :

- Taux de branchement : 100%

- Rendement réseau : 80%
- Coefficient de pointe journalier : 1.30
- Coefficient de pointe Horaire: 1.80
- Nombre de ménage/lot :
 - R+2 : 1 ménage/lot
 - R+2C : 1 ménage/lot
 - R+3C : 2 ménages/lot
- Nombre d'habitant par ménage : 5 habitants par ménage

I.3.1.3. Besoins en eau d'incendie

Pour pouvoir lutter contre les incendies, les services de la protection civile ont besoin d'alimenter en eau leurs véhicules engins - pompes.

Depuis les années 50, l'engin de base des sapeurs-pompier était la motopompe dont le débit horaire était de **60m³/h**. La durée moyenne d'un sinistre fût évaluée à l'époque à **2** heures. Il en résulte que les sapeurs-pompier devraient, depuis cette époque, pouvoir disposer sur place et en tout temps de **120m³** d'eau utilisables en 2 heures sans avoir à déplacer les engins. Ces besoins ne constituant que des minima.

Ainsi les deux principes pour l'évaluation des besoins en eau d'incendie sont :

- Le débit nominal d'un engin de lutte contre l'incendie qui est de **60 m³/h** ;
- La durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen qui peut être évaluée à deux heures.

Il en résulte que les services de la protection civile doivent pouvoir disposer sur place et en tout temps de **120m³**.

L'utilisation du réseau d'eau potable par l'intermédiaire de prises d'incendie (poteaux ou bouches) doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Réserve d'eau disponible en tout temps : **120 m³** ;
- Débit disponible : **60 m³/h** (17l/s) à une pression de 1 bar (0,1 MPa).

I.3.2. Critère de base:

Nous rappelons ci-dessous les données hydrauliques sur lesquelles nous nous basons pour la conception et le dimensionnement du réseau de distribution.

I.3.2.1.Débit de calcul

Le réseau de distribution projeté sera conçu et dimensionné pour répondre aux besoins en eau de pointe horaire à saturation du plan de masse. Concernant le stockage, l'infrastructure existante de l'ONEP servira pour satisfaire les besoins de stockage du lotissement projeté.

I.3.2.2.Calcul des pertes de charge

a. Pertes de charge linéaires :

- Les pertes de charge linéaires dans les conduites d'adduction et de distribution sont calculées selon les formules de **Darcy-Weisbach** et de **Colebrook**, Achour B.(2007) . " Calcul des conduites et cannaux par la MMR, Tome 1 ", Larhyss Edition Capital, p. 200.

Formule de Darcy-Weisbach(1854)

$$\Delta H = \lambda \frac{v^2}{2gD} L$$

- Formule de Colebrook (1939):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right]$$

Où:

H	:	Perte de charge linéaire (m) ;
	:	Coefficient de perte de charge (adimensionnel) ;
v	:	Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
g	:	Accélération de la pesanteur (9,81 m/s ²) ;
D	:	Diamètre de la conduite (m) ;
L	:	Longueur totale de la conduite (m) ;
k	:	Rugosité des parois de la conduite (m) ;
Re	:	Nombre de Reynolds (adimensionnel).

Le coefficient de rugosité k prendra les valeurs consignées dans le tableau suivant. Il faut noter que ce coefficient tient compte des singularités au niveau du réseau de distribution (vannes, robinets - vannes, coudes, cônes de réduction, etc.).

Tableau I.4:Rugosité des conduites

Designation	Matériau	k (mm)
Conduites projetées	PVC/PEHD	0,1

b. Pertes de charge singulières:

- Les pertes de charges singulières qui concernent essentiellement les diverses pièces spéciales : Tés, cônes, cadres, vannes, robinets flotteur, etc... sont de la forme, Achour B. (2007) . " Calcul des conduites et canaux par la MMR, Tome 1 ", Larhyss Edition Capital, p : 200.

$$H_s = K \frac{v^2}{2g}$$

- V** : vitesse d'écoulement (en m/s).
- g** : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s).
- K** : coefficient dépendant du type de la singularité.

Généralement on estime les pertes de charge singulières par un pourcentage de 10% dans le cas des conduites d'adduction et 15% dans les réseaux de distribution.

I.3.2.3. Vitesses limite:

Le dimensionnement des conduites se fera de manière à respecter les conditions de vitesse suivantes, (ONEP, 2010 ; Guide Technique Assainissement et AEP) :

- Vitesse minimale : **0,3** m/s ;
- Vitesse maximale : **2,0** m/s.

Il est à noter que pour certaines conduites projetées de diamètre minimal, la condition de vitesse maximale peut ne pas être respectée.

I.3.2.4. Répartition spatiale de la consommation :

- Les besoins en eau tels qu'ils ont été définis ci-dessus, sont répartis entre les zones d'occupation selon la méthode nodale qui se base sur la délimitation des zones d'influence de chaque nœud. La délimitation des zones d'influence est faite en appliquant la méthode des polygones de **Tiessen** ONEP, (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p.190.

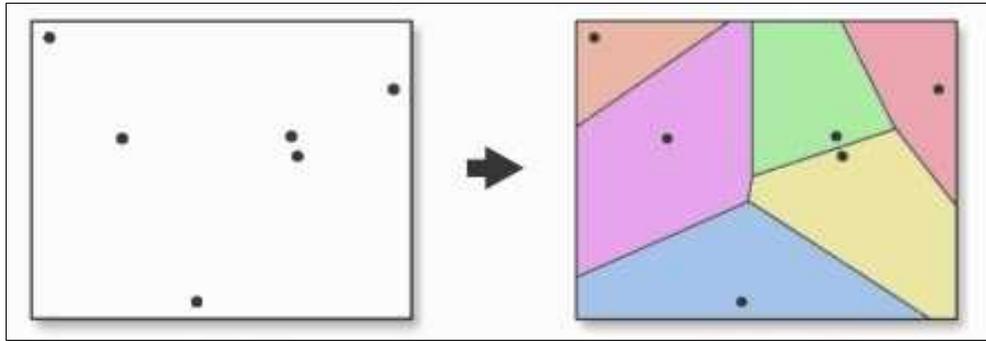


Figure I.1: Principe de la méthode des polygones de **Thiessen**.

Pour les abonnés domestiques, leur consommation sera répartie compte tenu du nombre de lots, affecté des densités et des dotations selon la typologie d'habitat.

Concernant les gros consommateurs (zones d'équipement, hôtels, etc.), leur consommation sera affectée au nœud du réseau le plus proche, les consommations sont calculées en multipliant la superficie de l'équipement par la dotation correspondante.

I.3.2.5. Pressions requises au niveau du réseau de distribution

Pour l'ensemble des nœuds constituant le réseau, les pressions au sol doivent satisfaire les conditions suivantes ONEP, (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p.45.

i. Pression minimale :

Le réseau de distribution doit assurer, dans les conditions les plus défavorables (pointe horaire), les pressions au sol suivantes :

- Habitat à R.D.C. : 12 mètres.
- Habitat à 2 niveaux : 16 mètres.
- Habitat à 3 niveaux : 20 mètres.
- Habitat à 4 niveaux : 24 mètres.

ii. Pression maximale:

En tout point du réseau de distribution projeté, la pression maximale ne doit pas excéder en aucun cas 6 bars. En cas de dénivelée importante, il y a lieu de concevoir un réseau étagé ou prévoir des appareils de réduction de pression (stabilisateurs aval, brises charge, etc.).

I.3.2.6. Vérification du fonctionnement du réseau en cas d'incendie

- Pour chaque poteau d'incendie (PI), le réseau projeté sera vérifié pour le débit de pointe journalière qui sera majoré d'un débit de 17 l/s (120 m^3 pendant 2 heures), à soutirer du

PI en question. La pression au sol au niveau du poteau d'incendie à considérer doit être égale au moins à 1 bar, ONEP, (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p .82.

Le choix des emplacements des poteaux d'incendie a été basé sur les points suivants :

- Respecter une zone d'influence minimale de chaque poteau, qui doit être d'un rayon minimal de 200m ;
- Les poteaux d'incendie doivent être implantés sur des conduites à diamètre minimal de 100 mm.
- Vérifier l'accès à tout point de la zone d'influence de chaque poteau à partir de ce dernier ;
- Accessibilité au poteau d'incendie par les sapeurs-pompiers (à proximité des voiries carrossables) ;
- Tenir en compte de l'optimisation des diamètres du réseau de distribution.

I.3.2.7.Modélisation du réseau – simulations hydrauliques

L'outil utilisé pour la modélisation et les simulations du réseau d'eau potable projeté est le logiciel "EPANET2." Ce logiciel interactif qui traite les problèmes d'écoulements en charge dans les réseaux maillés, s'appuie sur une méthode itérative de résolution très performante : l'algorithme hybride, lié au non linéarité des équations de perte de charge.

I.3.3.Etude de distribution

I.3.3.1.Traçage du réseau de distribution

Le tracé du réseau de distribution est réalisé pour assurer la couverture de la totalité des lots et de l'équipement projeté, en évitant les traversées fréquentes des voies de circulation par les conduites de branchement.

Le réseau de distribution d'eau projeté sera maillé afin de garantir une meilleure distribution des débits et un équilibre des pressions et d'offrir un maximum de sécurité de desserte d'eau potable.

Les poteaux d'incendie sont placés de façon à recouvrir une zone d'action de 200 m.

I.3.3.2. Conduite d'adduction

Représente les piquages réalisés sur les conduites existantes pour alimenter la zone objet de l'étude en eau potable.

I.3.3.3. Conception du Réseau de distribution:

Le réseau de distribution d'eau projeté sera maillé afin de garantir une meilleure distribution des débits et des pressions et d'offrir un maximum de sécurité de desserte d'eau potable.

CHAPITRE II : Etude de la voirie, d'Assainissement liquide, et le réseau de distribution

d'eau potable du lotissement Plaisance dans la nouvelle ville de Tamesna.

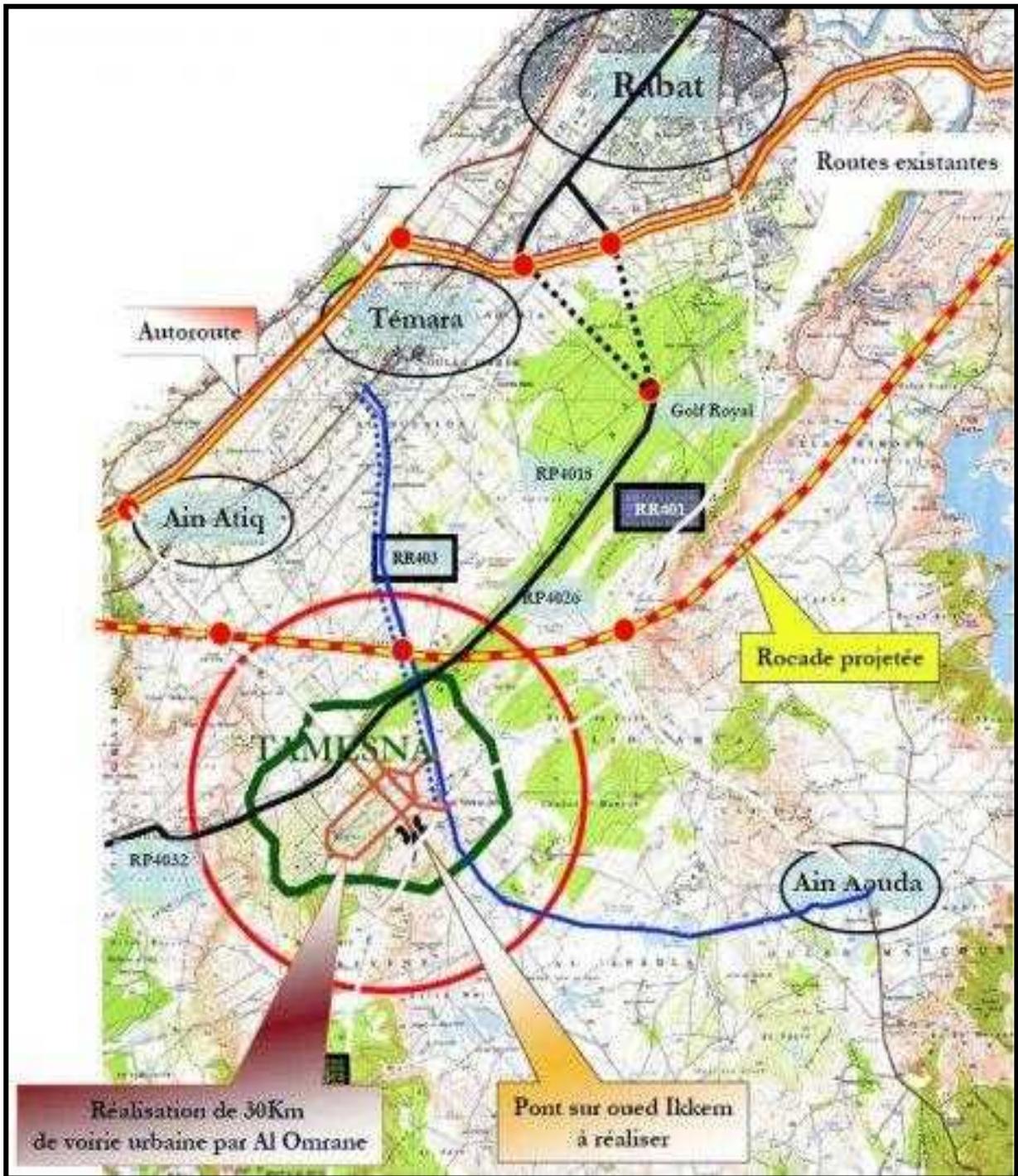
II.1.Présentation de la zone d'étude

II.1.1.Situation géographique :

La région de Rabat-Salé-Zemmour-Zaër est située au Nord-Ouest du Royaume sur le plateau central, couverte en grande partie, par la province de Khémisset et le plateau côtier, qui coïncide avec la Wilaya de Rabat-Salé. Elle est limitée par :

- la région de Rharb-Chrarda-Béni Hssen au Nord et au Nord-Est
- l'Océan Atlantique à l'Ouest
- la région de Meknès-Tafilalet à l'Est et au Sud-Est
- la région de Chaouia-Ouardigha au Sud et Sud-Ouest

L'aire d'étude concerne le périmètre d'aménagement de la nouvelle ville de Tamesna faisant partie de la préfecture de Temara-Skhirat dans la région de Rabat, Sale, Zemmour, Zaer.



• **Figure II.1:** Situation géographique de la ville de Tamesna .

La ville de Tamesna est située à Sidi Yahia des Zaërs, à 20 km de Rabat, à 8 km de Témara et à 15 km de Skhirate.

II.1.2.Cadre physique :

II.1.2.1.Topographie :

Le site projeté se situe dans une région où le terrain à une altitude max de 140.89 et une altitude min de 131.11 avec la pente max est de 12%.

II.1.2.2.Climatologie :

II.1.2.2.1.Température:

La température au niveau du centre Sidi Yahaya Zaers atteint leur valeur maximale en mois Août, et elle atteint leur valeur minimale en mois Janvier.

L'aperçu du climat montre la température moyenne mensuelle. La ligne rouge est la moyenne de la température maximale, tandis que la ligne bleue est la température minimale moyenne.

Les statistiques climatiques sont basées sur les données météorologiques de la dernière décennie .

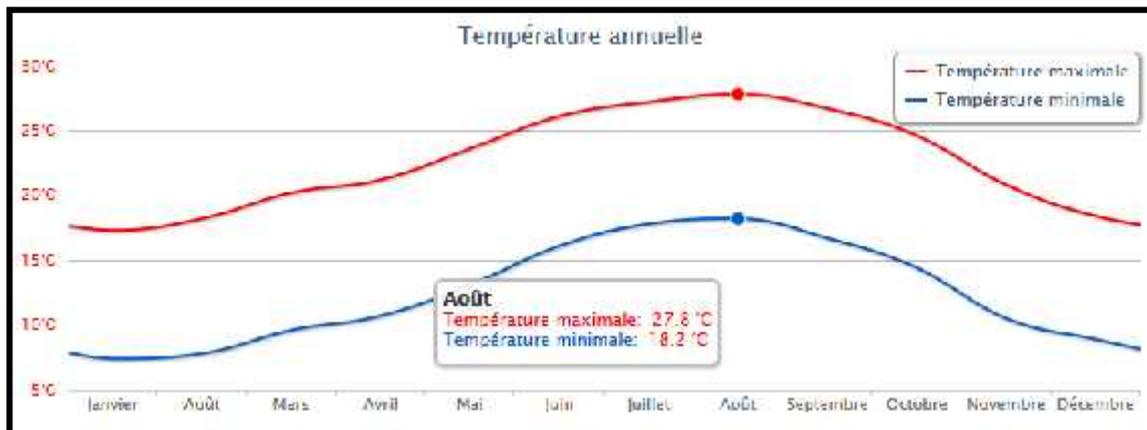


Figure II.2 : Variation de la température au niveau du centre Sidi Yahya Zaers.

II.1.2.2.2.Precipitations:

Les précipitations au niveau du centre de Sidi Yahya Zaer sont maximales en mois décembre et Janvier et presque nulle en mois Juin, Juillet et Août.

Les colonnes bleues montrent le nombre de jours des précipitations moyen par mois. Une journée avec des précipitations est définie comme étant de plus de 1 mm dans les dernières 24 heures.

Les statistiques sont fondées sur les données météorologiques de la dernière décennie.

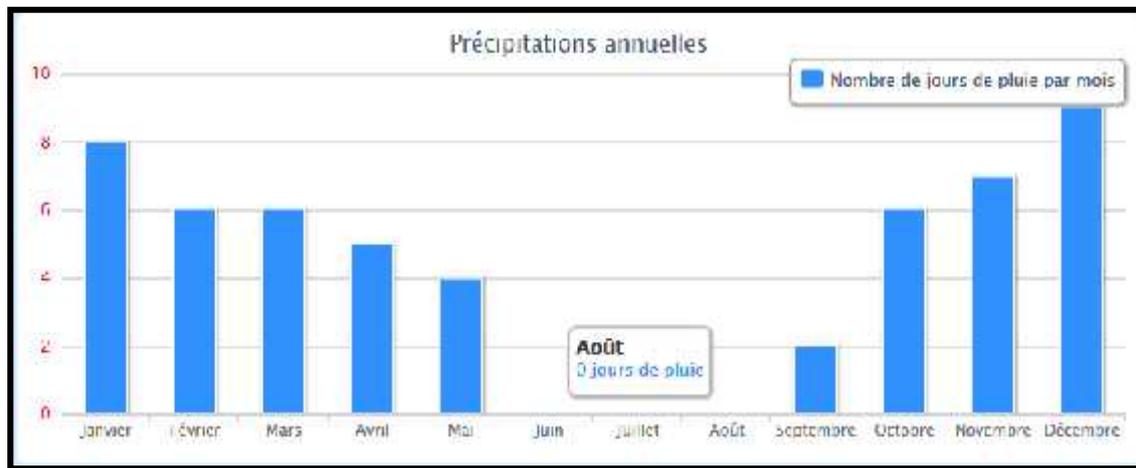


Figure II.3 : Variation des précipitations au niveau du centre Sidi Yahya Zaers SIS-CONSULTANT (2006): "Monographie opérationnelle de la région de RABAT-SALE-ZEMMOUR-ZAËR".

II.1.2.3. Hydrogéologie:

Au cours de la reconnaissance faite en avril 2004, et d'après le laboratoire qui avait la mission de faire l'étude géotechnique de la zone concernée par l'étude a réalisé 30 sondages exécutés sur des profondeurs allant de 1m à 4m par rapport au terrain naturel, ils n'ont décelé la présence d'eau.

II.1.2.4. La géomorphologie de la région :

La région de Rabat-Salé-Zemmour-Zaër se caractérise par un relief composé de deux plateaux :

- Le Plateau Central, situé dans sa plus grande partie dans la province de Khémisset, se caractérise par une plaine légèrement inclinée par la puissante couche paléozoïque. Quant aux bas plateaux Zaër, ils se relèvent régulièrement pour atteindre 290m à N'Kheïla, 390m à Had Brachoua et 470m aux environs de Rommani .
- Le Plateau côtier, large de 10 à 30 km, formé de plaines douces inclinées vers l'Océan. Il est délimité plutôt sur la base des critères administratifs et coïncide avec les limites de l'agglomération de Rabat-Salé et Skhirat-Témara, entre le barrage de Sidi Mohamed Ben Abdellah et le littoral atlantique.

II.1.2.5. Géologie de la zone d'étude

II.1.2.5.1. De point de vue structural

La région de cette étude appartient au domaine Mésétien et plus exactement à la zone de transition entre le massif hercynien central et la Meseta côtière septentrionale.

De point de vue structural la zone d'étude est située entre deux domaines structuraux distincts:

- Région côtière du Nord-Ouest.
- Méséta côtière septentrional.

II.1.2.5.2. De point de vue lithologique

Le terrain est bordé au Sud par la plaine alluviale d'Oued Yekem, la série lithologique caractéristique de la région de sidi Yahia-Zaer est la suivantes :

- Des argilites sableuses grésifiées et pélite de couleur rouge brique avec des bancs microbrèches à éléments de calcaire gris claire d'âge Dévonien.
- Une série de grès fin à grossier, micacée, microgonglomeratique carbonaté avec la présence de quelque encroutements calcaires.

II.1.2.6. Pédologie de la région :

Les travaux de terrassement dépendent de nature du sols à excaver, ainsi deux types de sols ont été rencontré :

- Sols meubles : zone des marnes, facilement au moyen d'une pelle mécanique.
- Formation rocheuse : dalles gréseuses sous la formation marneuse nécessitant des moyens pneumatiques.

Ces formations ont été à des profondeurs variant de 3 à 4m.

II.1.2.7. Contexte urbanistique :

II.1.2.7.1. Démographie

En termes de province, préfecture et commune, la population de la région connaîtra l'évolution suivante de 1994 à 2010.

Tableau II. 1 : Evolution de la population des préfectures de Rabat, Salé et Skhirat-Témara de 1994 à 2010 par commune (Source : Recensement de 1994 effectué par la Direction de la Statistique et projections jusqu'à 2010 effectuées par le bureau d'étude SIS Consultants)

Préfecture	Communes/ Arrondissements	Année									
		1994	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Rabat	Agdal Ryad	74006	79292	79885	80479	80953	81428	81903	82259	82615	82971
	El Youssoufia	195208	209151	210716	212282	213534	214787	216039	216978	217918	218857
	Rabat Hassan	146488	156980	158155	159330	160270	161210	162150	162855	163560	164265
	Touarga	8080	8684	8749	8814	8866	8918	8970	9009	9048	9087
	Yacoub Al Mansour	199675	213960	215562	217163	218445	219726	221007	221968	222929	223890
Total préfecture		623457	668067	673067	678068	682068	686069	690069	693068	696070	699070
Salé	Hssain	74930	100689	104365	108161	112074	115988	120020	124051	128322	132592
	Salé Laayayda	83777	112577	116688	120931	125307	129683	134191	138699	143473	148247
	Shoul	19959	26820	27800	28311	29853	30896	31970	33044	34181	35318
	Sidi Bouknadel	31994	42993	44562	46183	47854	49525	51247	52969	54792	56615
	Salé bab Lamrissa	114120	153351	158951	164731	170691	176652	182793	188935	195437	201940
	Salé Detmann	102143	137256	142267	147441	152776	158111	163607	169104	174924	180744
	Salé Tabrekt.	204881	275314	285366	295743	306444	317146	328171	339197	350871	362545
Total préfecture		631803	851002	882003	914004	947005	980006	1014007	1048008	1084009	1120010
Skhirat-Témara	Ain El Aouda	13708	19040	19824	20508	21448	22344	23240	24192	25144	26096
	Harhoura	6386	8874	9239	9605	9996	10414	10832	11275	11719	12163
	Skhirate	29599	41106	42799	44491	46305	48239	50174	52229	54284	56339
	Témara	126303	175406	182629	189851	197590	205844	214099	222866	231639	240409
	El Menzeh	4637	6426	6691	6955	7239	7541	7844	8165	8486	8807
	Cumazza	8204	11390	11859	12328	12831	13367	13903	14472	15042	15611
	Sidi Yahya Zaer	19285	26792	27895	28998	30180	31441	32702	34042	35381	36721
	Ain Artig	15513	21556	22444	23331	24282	25297	26311	27389	28467	29544
	Mers El Kheir	11155	15504	16142	16781	17465	18194	18924	19699	20474	21250
Sabbah	10011	13906	14479	15051	15665	16319	16974	17669	18364	19059	
Total préfecture		244801	340000	354000	368000	383000	399000	415000	432000	449000	466000

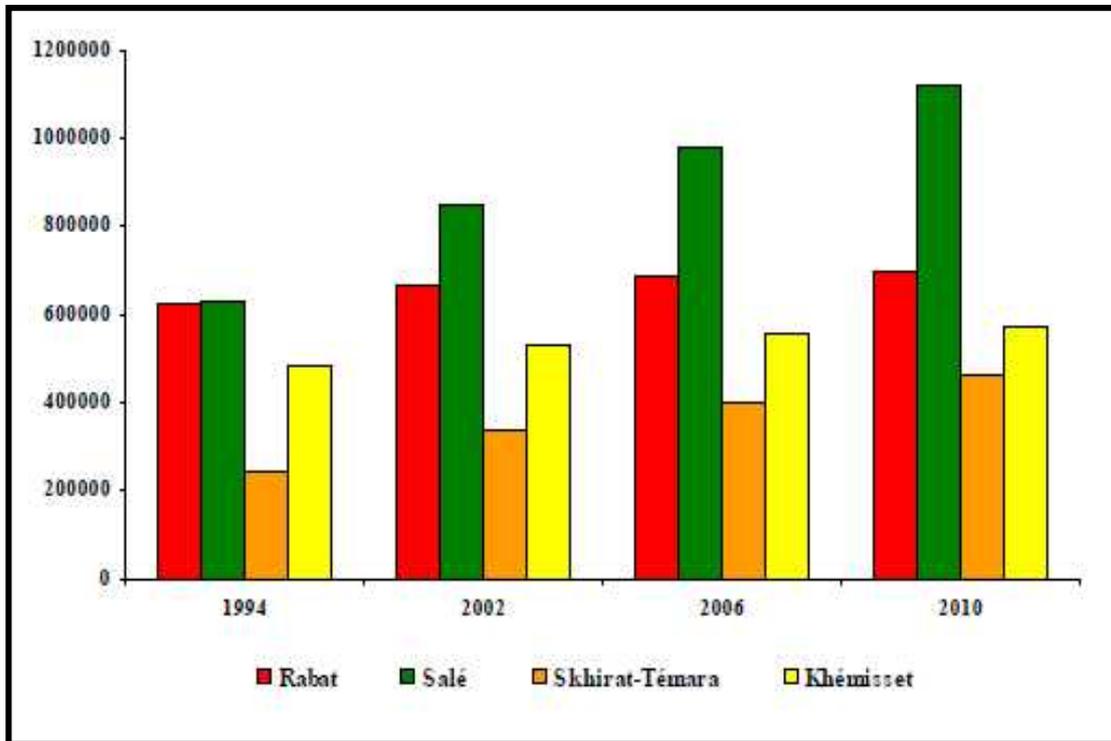


Figure II.4 : Evolution de la population dans la région de RSZZ en 1994-2002-2006-2010
(Source : "Monographie opérationnelle de la région de RABAT-SALE-ZEMMOUR-ZAËR").

En conclusion, il convient de remarquer que la tendance à la transition démographique dans la région est perturbée en notant que la préfecture la moins concentrée en population et celle de **Skhirat-Témara** ou se trouve notre zone d'étude.

Alors l'aménagement d'une nouvelle ville peut stimuler une évolution considérable de la population sur cette préfecture.

II.1.2.7.2. Urbanisme

II.1.2.7.2.1. Plan d'aménagement de toute la ville de Tamesna

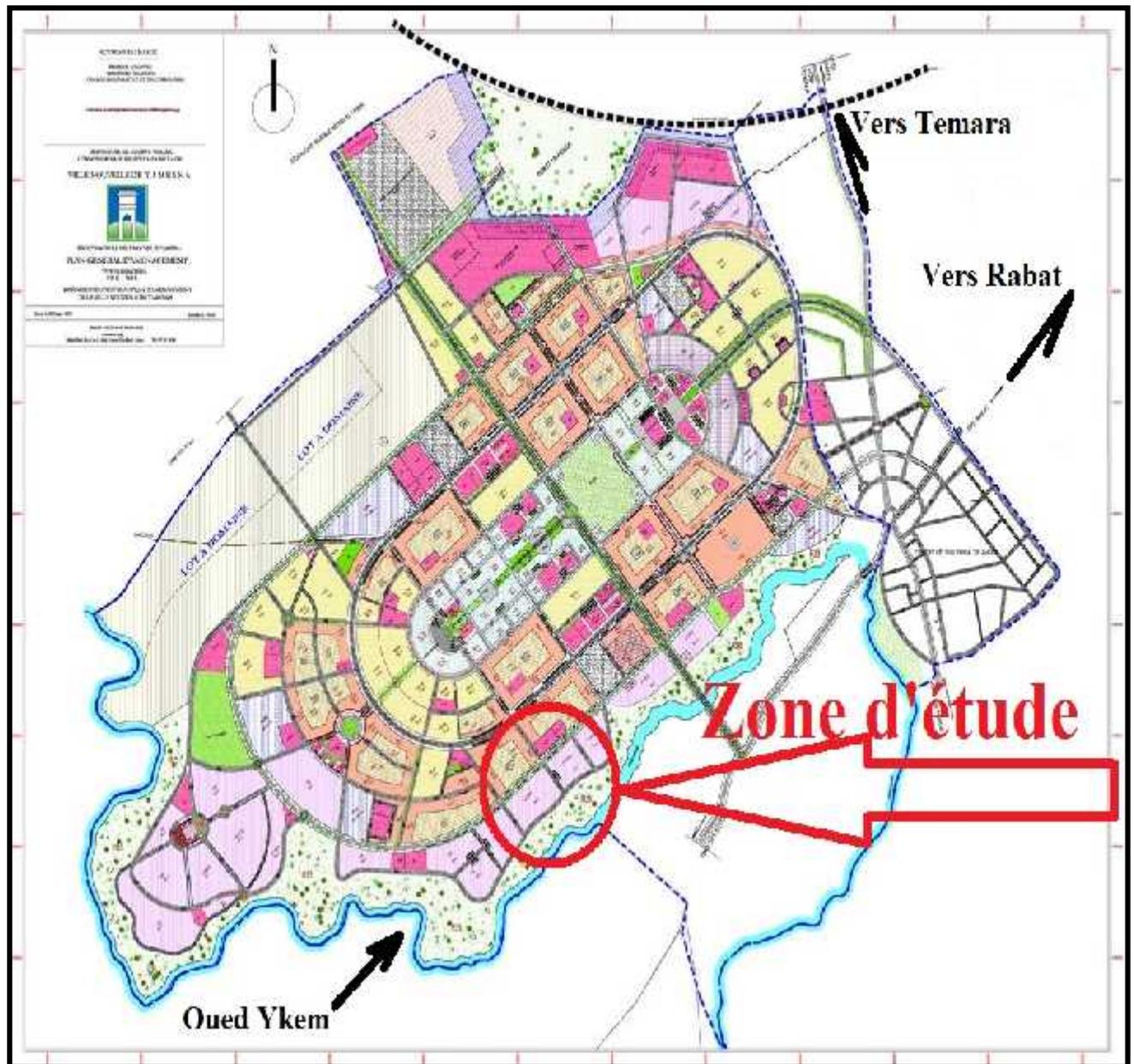


Figure II.5: Plan d'aménagement de la ville de Tamesna SIS-CONSULTANT.

II.1.2.7.2.2. Contenance du projet :

Le projet prévoit la réalisation du réseau de voirie et d'assainissement (réseau principal), et il sera composé comme suit :

- Zones villas (nombre totale 201 villa) avec une surface totale de 7.38 ha.

- Centre commercial (surface totale de 0.05ha).
- Aire jeux pour enfants.

II.2. Etude du réseau de voirie

Notre cas d'étude est de faire la conception de voirie, d'assainissement et du réseau de distribution d'eau potable donc on passe premièrement par l'aménagement des voies puis après l'étude de réseau d'assainissement car c'est une nouvelle ville et dans le marché il est prévu cet aménagement.

II.2.1.Trace en plan :

Le tracé en plan d'une voie est l'un des éléments qui permettent de caractériser la géométrie de la voie. Il est constitué par la projection horizontale de l'ensemble des points définissant le tracé.

Le tracé en plan est profondément marqué par l'influence de la dynamique des véhicules : leur stabilité n'est acquise qu'à condition de respecter les lois liant vitesse du véhicule, rayon de courbure du tracé en plan et dévers de chaussée (comprenant l'effet des forces centrifuges). Il faut tenir compte également de l'influence des facteurs physiologiques intervenant lors de la conduite et éventuellement des problèmes de visibilité (il faut rendre visible une certaine longueur de trajet pour pouvoir conduire).

Le tracé en plan comporte :

- des alignements droits.
- des arcs de cercle.
- des arcs de courbe à courbure progressive: essentiellement des arcs.

II.2.2.Profil en long

Le profil en long d'une voie est défini par une succession de droites dont on connaît les rampes ou les pentes ainsi que certaines côtes indispensables pour fixer leur position.

On raccorde ces droites par des courbes dont les rayons sont fonction des conditions de circulation admises.

Le profil en long suit, dans toute la mesure du possible le terrain naturel, dans le cas contraire, la route sera en remblai (au-dessus du terrain naturel) ou en déblai (en dessous du terrain naturel).

Pour les voies urbaines, le profil en long diffère assez peu du profil d'une route de rase campagne, mais il est soumis à des contraintes plus sévères car il doit assurer notamment un écoulement correct des eaux de ruissellement et une desserte correcte des propriétés riveraines.

Les pentes maximales doivent être limitées à 12%. Les pentes minimales sont à limiter à 0,20%.

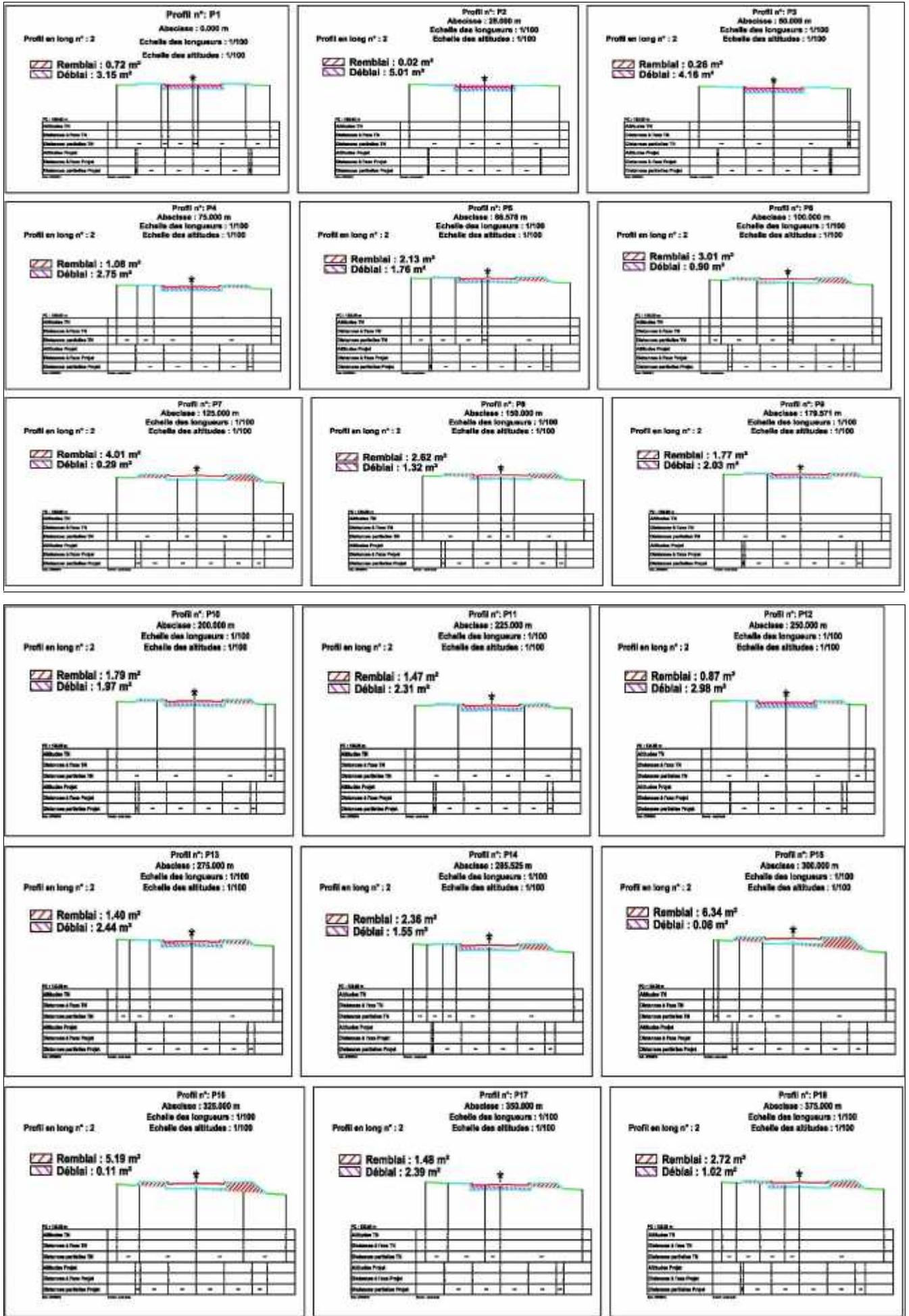
II.2.3.Profil en travers :

Pour définir un profil en travers, on utilise différents termes qui désignent différents éléments:

- La chaussée : elle est constituée de bandes de roulement ou des voies proprement dites, ouvertes à la circulation.
- Une chaussée peut être à une voie (sens unique) ; à deux voies (double sens) ; à trois voies ou à 2 * 2 voies et au-delà. Le profil type est formé par un ou deux versants de pente de 1.5 à 3%.
- La largeur d'une voie élémentaire est de 2.5 à 2.75m pour un trafic faible ; 3 à 3.50m pour un trafic moyen et 3.50 à 4m si le trafic est important (1000 à 1500 véhicules par heure de feu vert).
- Les trottoirs : espaces latéraux permettant la circulation des piétons le long des voies urbaines avec un minimum de 2.50 m. Cette largeur est portée à 5m si l'on veut une rangée d'arbres (emplacement du tronc à deux mètres de la chaussée).
- Les terres – pleins centraux : A partir et au-delà de 2 *2 voies, il est préférable de séparer les deux chaussées au moyen d'un terre-plein central.

Le terre-plein central assure comme fonction :

- La sécurité pour éviter les chocs frontaux entre véhicules des deux sens de la circulation.
- Facilite l'implantation d'une voie tourne gauche de 3m si sa largeur dépasse 4m.
- Permet d'implanter une ligne de transport en commun si sa largeur dépasse 8m.
- Au-delà de 12 m, il constitue un mail pour la promenade des piétons et peut recevoir des activités de loisir.



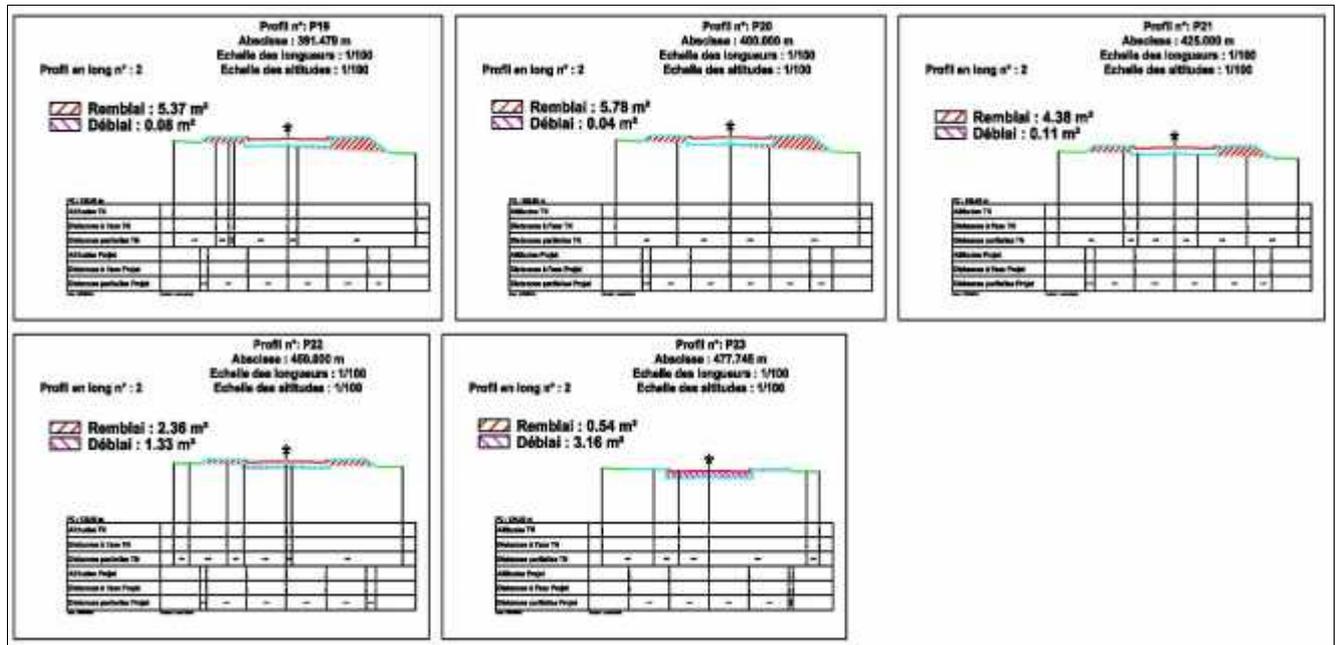


Figure II. 8: Profils en travers du profil en long de la voie n°2.

II.2.4. Constitution de la chaussée

Une étude géotechnique doit avoir lieu pour la détermination des corps de chaussées à réaliser.

Cette étude portera sur:

- La détermination lithologique des sols par réalisation de 10 puits manuels de 2m de profondeur.
- Le prélèvement des échantillons de sol en vue de leur analyse en laboratoire.
- La Détermination des caractéristiques géotechniques des sols analysés.
- Et enfin, les études des structures de chaussée des voies pour un type de trafic faible à moyen avec un revêtement superficiel en béton bitumineux.

Il serait souhaitable de réaliser également deux sondages carottés de 8 m de profondeur le long de l'emprise du dalot.

II.2.5. Métré de la voirie

II.2.5.1. Métré des terrassements

Le métré des voies consiste à évaluer le volume des déblais et remblais le volume de la couche de GNF de 20 cm d'épaisseur, GNB de 20 cm d'épaisseur, couche d'imprégnation, couche de béton bitumineux de 5cm.

II.2.5.2.Métre des regards :

Le réseau de voirie du lotissement se comporte comme un réseau d'évacuation des eaux superficielles par le fait des regards a grilles et bouches d'égout avaloir suivant les règles posé par l'ONEP :

- Au niveau des points bas il faut mettre en place 4 regards à grilles.
- Au long d'une voie il doit placer des bouche d'égouts a chaque 40m et des regards a grillé à chaque 70m.

Dans notre lotissement nous avons estimé **30** bouches d'égout avaloir et **35** regards à grille pour évacuer les eaux pluviales tombants sur l'emprise des 7 voies du lotissement.

- **Annexe N°1 : Récapitulation des cubatures de la voirie.**

II.3. Conception de Réseau d'Assainissement

II.3.1.Introduction :

La conception de Notre étude est effectuée à l'aide des logiciels:**Autocad et Covadis 9.1.**, en l'utilisant pour faire sortir les caractéristiques qu'on a besoins du réseau dessinés (les altitudes des regards, les longueurs des conduites, les surfaces, ...)

II.3.2.Conception des conduites :

II.3.2.1.Système d'assainissement retenu pour toute la ville de Tamesna :

L'examen et l'analyse des facteurs influençant le choix du système d'assainissement pour la ville de Tamesna: les données naturelles du site, les données relatives à la situation actuelle de l'agglomération existante, les données relatives au développement futur de l'agglomération, ont permis de retenir le réseau unitaire.

II.3.2.2.Système d'assainissement retenu pour le lotissement Plaisance

Vu que Toute la ville de Tamesna est assainie par le système unitaire et que notre lotissement se raccorde sur un réseau unitaire à l'extérieur juge de choisir un système unitaire pour évacuer les eaux pluviales et les eaux usées du lotissement.

III.3.2.3. Traçage du réseau

Le traçage du réseau d'assainissement a été fait sur la base du plan coté fait par un topographe et d'un plan de masse fait par un architecte, vu qu'il s'agit d'un réseau d'assainissement dans une zone urbaine.

A cet égard, on a pris en considération certains critères pour le traçage du réseau :

- Faire passer les conduites via les terrains publics d'une façon axiale, si possible, à travers les chaussées pour éviter tout dérangement probable avec les citoyens dans le cas des réparations ou de réhabilitation du réseau en futur .
- Suivre la pente pour que l'écoulement soit gravitaire dans la majorité des tronçons.
- Placer la conduite d'une façon à permettre au maximum de population à s'en raccorder (minimiser le coût).

La délimitation des bassins et sous bassins versants a été faite suivant les bases classiques appliquées en assainissement :

- La pente.
- La superficie < 200 ha (validité de la formule de Caquot).

Le calcul des débits des sous bassins est fait à l'aide du model Caquot (un programme à base d'MS-DOS de calcul des débits des eaux pluviales sur la base de la formule de Caquot).

II.3.2.5.Placement des regards

Les regards de visite doivent être implantés dans les singularités suivantes :

- Changement de direction ou de pente des collecteurs.
- Changement de diamètre des collecteurs
- Changements des cotes radiers des collecteurs
- Intersection des collecteurs
- En alignement droit, la distance maximale entre les regards visites est d'environ 50m,
- Les regards de visite à avaloir ou à grille doivent être implantés à tous les points bas.
- Dans le cas où les hauteurs de chute dépassent 0.80m, il faut prévoir des ouvrages de chutes (regard accolés).

II.3.2.6.Calcul des débits et assemblage des bassins versants élémentaires :

II.3.2.6.1.Programme de calcul utilisé :

Dans le calcul des débits nous avons utilisé un modèle programmé à base d'MS-DOS qui s'appelle " **Caquot** ", ce modèle programme la formule de Caquot.

II.3.2.6.2.Le débit des eaux usées

Tableau II.2: Dotation d'eau potable par type d'occupation du sol sur lotissement ABDEJALIL GOUZROU (2005) : "LES ABC DE L'HYDRAULIQUE", P.100.

Type d'occupation du sol	Dotation (l/j/hab)	Dotation (m ³ /j/ha)
Lots villas	150	-
Centre commerciale	-	20

Tableau II.3: Calcul des besoins en eau pour les villas

Type d'habitat	Nombre de lots	Population par lots	Population totale	Dotation (l/j/hab)	Besoin en eau (m ³ /j)
Lots villas	201	5	1005	150	150.75

Tableau II.4: Calcul des besoins en eau pour le centre commercial.

Type d'occupation du sol	Surface (ha)	Dotation (m ³ /ha/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Centre commerciale	0.05	20	1

Tableau II.5: Récapitulatif des besoins en eau.

Type d'occupation du sol	Nombre de lots	Surface (ha)	Population par lots	Besoin en eau (m ³ /j)
Lots villas	201	7.33	1005	150.75
Centre commerciale	-	0.05	-	1
Totale	202	7.38		151.75

Le débit des eaux usées :

Avec un taux de rejet, posé par l'ONEP, est égal à 0.80.

Le débit moyen rejeté est égale à:

$$Q_{mj} = 0.80 * 151.75$$
$$= 121.4 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit de pointe horaire :

Le débit de pointe journalière horaire est obtenu à partir du débit moyen de la journée la plus chargée par application du coefficient de pointe horaire :

$$Q_{ph} = C_{ph} * 121.4$$

Avec :

$$C_{ph} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mj}}}$$

Alors on obtient : $C_{ph} = 1.73$

Donc le débit de pointe horaire Q_{ph} est égale à : **209.65 m³/j**

Soit : $Q_{ph} = 0.0024 \text{ m}^3/\text{s}$

II.3.2.6.3. Le débit des eaux pluviales :

À l'aide du programme Caquot, on a effectué un assemblage des bassins versants, en série et en parallèle pour aboutir aux débits des assemblages.

On fait sortir pour chaque bassin et sous bassin versant, à l'aide du logiciel Covadis, les caractéristiques suivantes (voir annexe n°2) :

- La surface de bassin ou sous bassin versant.
- Coefficient de ruissellement correspondant à chaque bassin versant, selon le type d'occupation du sol.
- Longueur hydraulique (Talweg principal)
- Cote amont du Talweg principal
- Cote aval du Talweg principal.
- Période de retour.

Puis on fait un autre tableau caractéristique des apports de chaque sous bassin pour que le programme Caquot connaitre, dans la phase d'assemblage, le temps où il y a un assemblage en série ou bien en parallèle (voir annexe n°2).

- **Annexe N°2 : Caractéristique de chaque bassin et sous bassin versant pour assemblage.**

Et on obtient les résultats des débits de tous les sous-bassins après assemblage.

Tableau II.6: Les débits des eaux pluviales pour chaque bassin versant à l'exutoire.

Bassin versant	BVA	BVB	BVC	BVD	BVE	BVF	BVG	BVH	BVI	BVJ
Débits des eaux pluviales (m ³ /s)	0.545	0.235	0.194	0.378	0.031	0.030	0.037	0.032	0.056	0.035

NB: On constate que le débit des eaux usées (**0.0024 m³/s**) est beaucoup plus petit que le débit des eaux pluviales pour le plus petit bassin versant (**0.030 m³/s**).

Alors, vu que nous avons retenu le système unitaire, il suffit de dimensionner les collecteurs pour les débits des eaux pluviales

- **Annexe N°3 : Résultats du programme Caquot.**

II.3.2.7. Dimensionnement des collecteurs :

II.3.2.7.1. Dimensionnement des collecteurs :

Dans le calcul des diamètres des collecteurs qui vont assainir les quantités des débits calculés (par le modèle superficielle de Caquot) on utilise la formule de Manning Strickler qui est égale à :

$$Q = 100 * R^{3/4} * I^{1/2} * S$$

Et si on considère que l'écoulement se fait à pleine section on retient alors :

- Le rayon hydraulique "R" devient : **R=D/4.**
- La section mouillée "S" devient : **S = D²/4.**

Q : le débit d'eau à transiter par le collecteur en (m³/s)

D : le diamètre de collecteur.

Donc d'après les débits d'eau pluviale qu'on a calculée par le programme Caquot on calcule le diamètre de chaque collecteur.

II.3.2.7.2. Les contraintes rencontrées :

a. Diamètre minimal :

Les contraintes d'entretien imposent de ne pas mettre des conduites de diamètre inférieur à **400 mm** pour un réseau en unitaire.

b. Recouvrement minimal :

Il faut toujours assurer que le recouvrement ne doit pas être inférieur à 0.80m.

II.3.2.8. Calage du réseau :

Pour remplir ses fonctions de façon économique et efficace tout à la fois, le réseau d'évacuation des eaux devra tirer parti de la topographie locale. En particulier, il conviendra d'éviter les longueurs de canalisation inutiles et surtout d'éviter les sur- profondeurs des tranchées coûteuses en terrassement.

Les collecteurs sont projetés à une profondeur minimale de 0.80 m au-dessus de la génératrice supérieure afin d'éviter d'une part les surcharges roulantes et, d'autre part, les encombrements avec les autres réseaux (eau potable, électricité, téléphone...).

Le calage et le dimensionnement du réseau d'assainissement est réalisé avec un programme en Excel.

- **Annexe N°4 : Résultats du calage et dimensionnement du réseau d'assainissement.**

- a. Contraintes du calage du réseau**

La conception du réseau d'assainissement a été optimisée de façon à respecter l'objectif fixé par notre étude (qui est de l'optimisation du coût des ouvrages d'assainissement) et aussi tenir compte des contraintes du calage suivantes.

- Respecter surtout la pente minimale de 0,4% pour répondre aux conditions d'auto-curage (pour le cas des conduites en PEHD)
- Respecter surtout la pente maximale de 5%
- éviter les contre pentes pour minimiser les coûts de terrassements
- Respecter un recouvrement minimal de 1,2m.
- Respecter une profondeur maximale de 2,5 m.

- b. Profils en long**

Le profil en long est une présentation graphique d'une coupe verticale suivant le développement de l'axe longitudinal de la canalisation principale. Il nous permet d'avoir une idée sur l'allure du terrain naturel ainsi que de notre canalisation et de déterminer le type des ouvrages annexes qu'il faut envisager.

Un profil en long doit fournir les informations suivantes :

- le profil du projet et de la canalisation ;
- les cotes terrains (CT) pour différents points du terrain naturel et de la voie;
- les cotes radiers (CR) pour chaque conduite ;
- la distance de la conduite (du tronçon) ;
- la pente de la conduite (du tronçon) ;

Profil en long du collecteur B

Echelle en X : 1/1000
Echelle en Y : 1/100

PC : 132.13 m

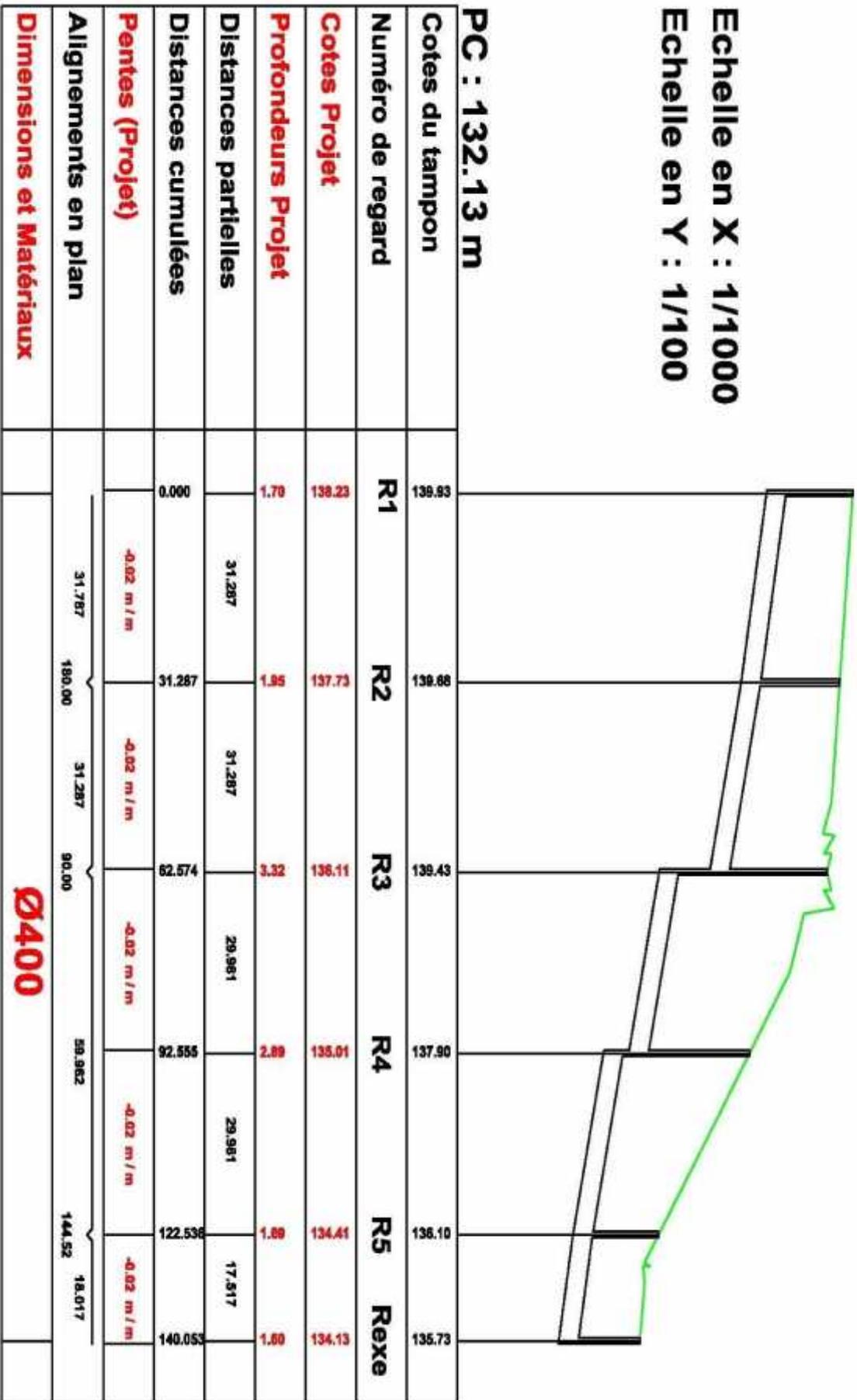


Figure II.10: Profil en long du collecteur B.

II.3.2.9. Les ouvrages types d'assainissement :

Dans notre projet les ouvrages types d'assainissement qu'on aura besoins ce sont des ouvrages pour branchements particuliers, comme les fosses réceptrices (boites de branchements) et les regards bornes, des ouvrages de collecte en surface comme les bouches d'égout à grille et les bouches d'égout à avaloir, les canalisations circulaires et les ouvrages d'accès au réseaux, comme les regards de visite sur conduites circulaires et les regards de chute.

II.3.3. Métré de l'assainissement :

II.3.3.1. Métré des terrassements :

La largeur des tranchées pour pose de canalisation est prise égale au diamètre extérieur de la conduite circulaire augmentée de 50 cm.

Le lit de pose sera en sable sera mis en place sur une épaisseur de 0,1 m en terrain non rocheux.

Le lit de pose en gravette sera mis en place sur une épaisseur de 0,15 m en terrain rocheux ou en terrain engorgé d'eau.

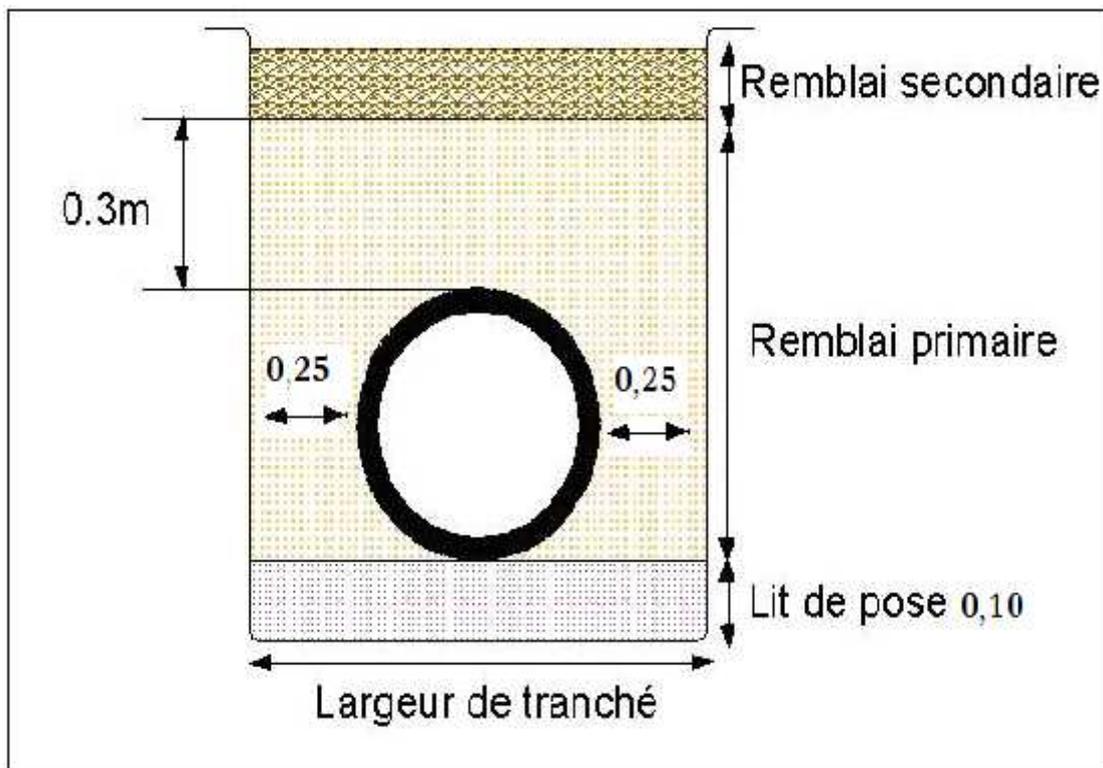


Figure II.11: Coupe type de la tranchée.

- Annexe N°5 : Métré des terrassements d'assainissement.

II.3.3.2.Métre des regards :

En respectant les règles de l'art dans l'emplacement des regards de visites :

- A chaque changement de diamètre ;
- A chaque changement de direction ;
- A chaque changement de pente ;
- Au droit de chutes.

En tronçon rectiligne courant, les distances appliquées entre regards de visite à aménager sur les collecteurs sont les suivantes :

- Regards de visite pour 800 mm : 30 à 50 m ;
- Regards de visite pour > 800 mm : plus de 50 m.

Dans notre projet nous avons un cumule des regards de visite d'environ 54 unités, parmi lesquelles il y a 16 regard accolés mise en place dans les raccordements ou la chute dépasse 0.80 m ce qui est très noté dans les raccordements avec les regards des réseaux existants.

- **Annexe N°6: Métre des regards d'assainissements.**

II.3.4. Réseau de distribution d'eau potable.

II.3.4.1.Etude des besoins en eau :

Les besoins moyens journaliers du lotissement sont donnés au tableau ci-dessous, (sachant que le lotissement Plaisance est un lotissement constitue que des villas, alors on considère **1ménage/lot** pour tous les habitats).

Avec les données suivantes :

Rendement du réseau : **0.80.**

Coefficient de pointe journalière (C_{pj}) : **1.30.**

Coefficient de pointe horaire (C_{ph}): **1.80.**

On récapitule les résultats des calculs de la consommation dans le tableau suivant :

Tableau II.7: Besoins en eau potable du lotissement.

Type d'habitat	Nombre	Surface (ha)	Population	Consommation (m ³ /j)	Distribution (l/s)		
					D.M	D.P.J	D.P.H
Villas	201	7.38	1 005	150.75	2.18	2.84	5.10
centre commerciale	1	0.05	-	1.00	0.01	0.02	0.03
Totaux	202	7.43	1005	151.75	2.20	2.85	5.14

Avec :

D.M : est le débit moyen journalier, qui est égale à :

$$DM = \frac{\text{Consommation}}{\text{Rendement du réseau}}$$

D.P.J : est le débit de pointe journalier, qui est égale à :

$$D.P.J = D.M * C_{pj}$$

D.P.H : le débit de pointe horaire, qui est égale à :

$$D.P.H = D.P.J * C_{ph}$$

II.3.4.2. Etude de distribution.

II.3.4.2.1. Conduite d'adduction:

Le réseau de distribution d'eau potable et d'incendie du lotissement sera assuré par piquages sur les conduites **DN110** existantes longeant les deux voies existantes avoisinantes du lotissement.

Quatre piquages ont été alors préconisés : deux pour alimenter la partie nord du lotissement, et les deux autres pour alimenter sa partie sud.

Le réseau de distribution projeté sera dimensionné sur la base d'une charge d'eau à l'entrée de chaque piquage de 3 bars (donnée par l'ONEP).

II.3.4.2.2.Réseau de distribution:

II.3.4.2.2.1.Conception:

Le réseau de distribution d'eau projeté sera maillé afin de garantir une meilleure distribution des débits et des pressions et d'offrir un maximum de sécurité de desserte d'eau potable.

Le réseau projeté sera constitué de 51 nœuds et d'environ 69 tronçons de conduites comme l'indique la figure ci-dessous ;

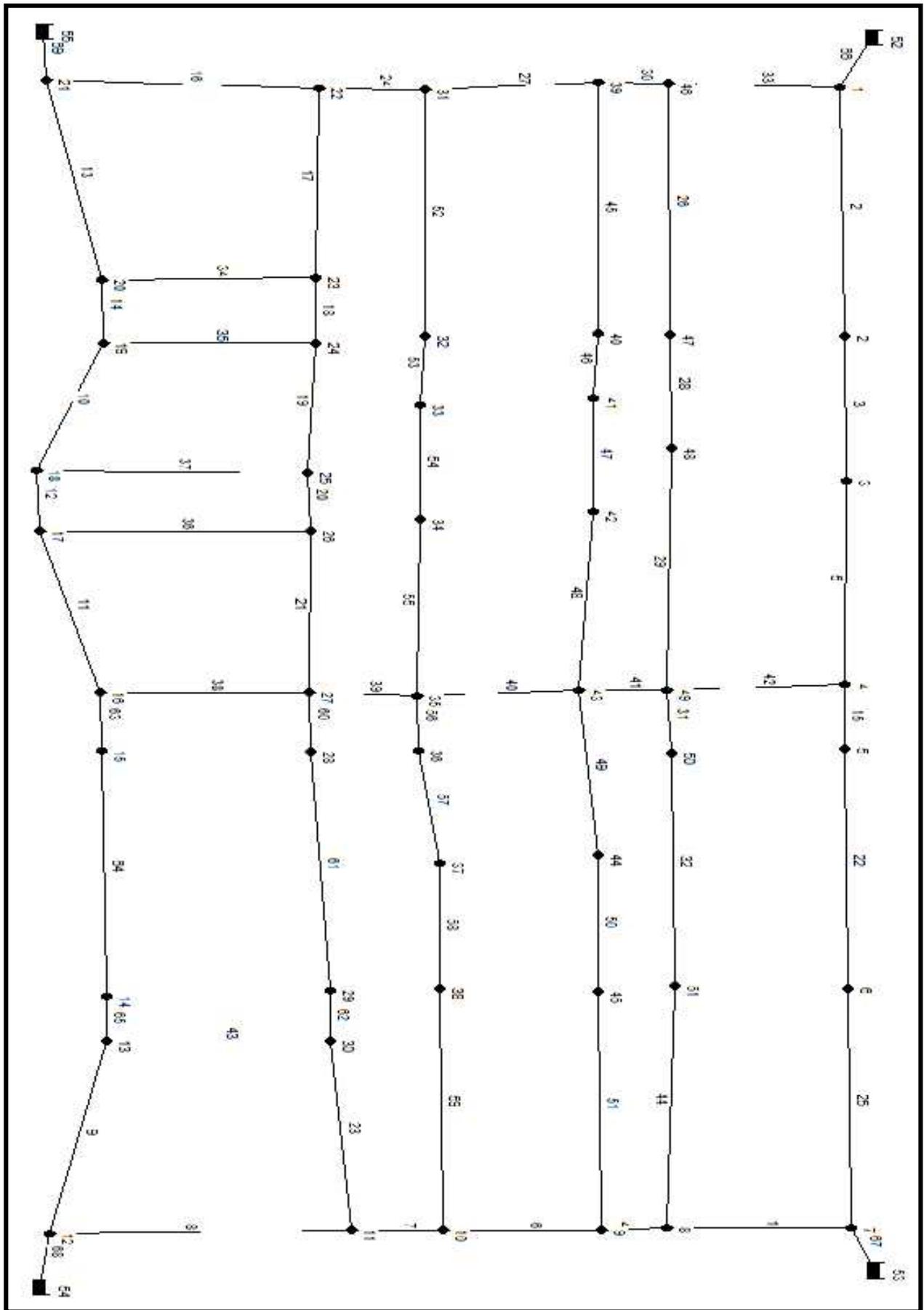


Figure II.12: Réseau de distribution d'eau potable du lotissement.

II.3.4.2.2. Répartition spatiale de la consommation :

Les consommations par type d'usagers ont été réparties selon l'approche méthodologique exposée dans l'annexe n°7.

- **Annexe N°7 : Répartition spatiale de la consommation d'eau potable entre les nœuds.**

II.3.4.2.3. Résultats des simulations :

D'après les résultats de modélisation, il s'est avéré que les pressions dans les différents points du réseau de distribution répondent au critère des pressions requises au niveau du réseau.

Les résultats détaillés des simulations sont présentés en annexe N°8. En examinant ces résultats, nous constatons que pour les sollicitations du réseau les plus extrêmes (pointe horaire et fonctionnement du réseau en cas d'incendie), les pressions sont suffisantes en tout point du réseau de distribution projeté.

- **Annexe N°8 : résultats des simulations d'eau potable.**

II.3.4.2.4. Caractéristiques du réseau de distribution projeté :

Le réseau de distribution projeté, destiné à la desserte en eau potable du lotissement, sera constitué de conduites en PVC PN 16 pour tous les diamètres (**DN110, DN90, DN75 et DN63** mm), le linéaire total d'environ **3696m**.

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques du réseau d'AEP projeté:

Tableau II.8: Caractéristiques du réseau de distribution d'eau potable projeté.

Diamètre Nominal (mm)	Matériau	Classe	Longueur (ml)
63	PVC	PN16	280.814
75			1848.46
90			472.83
110			1092.94
TOTAL			3695.047

II.3.4.2.2.5. Pièces du réseau de distribution d'eau potable :

a. Emplacement des vannes de sectionnement :

Les vannes de sectionnement ont pour but de contrôler l'écoulement dans les différents tronçons dans le cas de réparation ou d'une fuite, alors il nous permet d'isoler que le tronçon où se trouve la fuite.

Alors on les place d'une façon raisonnable pour faciliter les travaux d'une réhabilitation éventuelle du réseau.

b. Emplacement des poteaux d'incendie :

Vu aux critères du choix d'emplacements des poteaux d'incendie (une zone d'influence minimale de chaque poteau, qui doit être d'un rayon minimal de 200m et que les poteaux d'incendie doivent être implantés sur des conduites à diamètre minimal de 100 mm), on implante deux poteaux d'incendie pour répondre aux besoins du lotissement entiers.

c. Emplacement des vidanges et des ventouses :

Les vidanges seront posés dans les points bas du réseau par contre les ventouses seront placés dans les point hauts pour évacuer l'air emprisonné et garanti ainsi la bonne performance de débit des réseaux, par le fait que l'air ne fera pas une bulle rétrécissant le diamètre de passage de l'eau.

II.3.4.3. Métré du réseau d'eau potable :

Dans la phase de métré nous prenons en compte les quantités de volumes terrasseés en fonctionne du diamètre de la conduite par la formule suivante :

$$V = L * l * H$$

Avec :

L : la largeur du tranché.

l : la longueur du tranche.

H : la profondeur du tranché.

- **Annexe N°9 : Métré des terrassements du réseau d'eau potable.**

II.3.5. Estimation du cout du projet.

II.3.5.1. Estimation du cout de la voirie et l'assainissement

Dans l'estimation du cout de la voirie et d'assainissement nous définissons les différents prix qu'on a dans le projet en déterminant leur prix unitaire par l'estimation des couts des matériels et des services représentés,

Pour l'estimation du coût des terrassements en déblais et en remblais pour voirie, il faut prendre en considération la nature du sol avant de proposer un cout pour les travaux de terrassement en déblais, et la même chose pour les terrassements en remblais qu'il subit un compactage.

Pour l'estimation du coût des travaux de voirie nous donnons des coûts raisonnables aux matériaux et ouvrages annexes, constituant le réseau de voirie, y compris leurs mises en place.

Pour l'assainissement nous estimons aussi les couts du déblais en tranchée en terrain de toute nature, et les terrassements en remblais primaire, qui sera compacté par couche, et en remblais secondaire, généralement commence à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, et un lit de pose en dessous de la conduite ca dépend du matériaux utilisé, comme il contient les couts des différent type de canalisations soit la collecte ou pour branchement, ainsi les ouvrages annexes comme les regards de visite, regards de chute, fosses réceptrices, tampon de regards, ...etc.

En obtenant à la fin un cout total récapitule tous les travaux de voirie et d'assainissement, comme il est représenté dans l'annexe n°10.

- **Annexe N°10 : Détail estimatif des réseaux la voirie et assainissement.**

II.3.5.2. Estimation du cout de réseau d'eau potable

Dans l'estimation du coût des travaux d'eaux potable nous définissons de la même façon, qu'on a suit dans la phase précédente, les prix unitaires des taches des travaux.

Nous commençons par une estimation du coût totale des terrassements en déblais et le lit de pose.

Puis nous estimons le coût total des conduites en fonction de leurs diamètres, leurs natures (PVC, PEHD, ...), leurs pressions nominales (PN) et leurs linéaires y compris la fourniture, transport à pied d'œuvre et leurs poses.

Et pour l'estimation des pièces spéciales et robinetterie nous avons l'estimer à 60 % du cout des conduites et les ouvrages annexes nous avons l'estimer à 50 % du cout des conduites.

En obtenant à la fin un cout total récapitule tous les travaux d'eau potable, comme il est représenté dans l'annexe n°11.

- **Annexe N°11 : Détail estimatif du réseau d'eau potable**

Conclusion

La présente mémoire représente une étude d'un projet de voirie, d'assainissement et d'eau potable du lotissement Plaisance dans la nouvelle ville de Tamesna.

Pour la voirie il est prévu d'aménager 7 voies et un parking avec leur réseau de drainage pour l'évacuation des eaux superficielles avec les ouvrages qu'ils seront aménagés, ces voies seront raccordés avec les boulevards situant à l'extérieur du lotissement :

- Boulevard My. ISMAIL
- Boulevard MOHAMMED BEN ABDELLAH
- Boulevard ABDELMOUMEN
- Boulevard My. DRISS AL AKBAR

En retenant à la fin une quantité des déblais estimés de **4 395.33 m³** et de remblais de **3 231.53 m³**, alors on peut conclure que notre terrain est plus ou moins plat.

Pour le réseau d'assainissement la collecte des eaux pluviales et les eaux usées du lotissement est faite par un système unitaire pour ne pas rencontrer des problèmes au niveau du raccordement du réseau avec le réseau existant, car toute la ville de Tamesna est assainie par le système unitaire.

Pour faire la conception du réseau d'assainissement nous avons commencé par une étude globale des données de base qui porte sur la connaissance des données physiques de la zone d'étude, à savoir la climatologie, la topographie, l'hydrogéologie et la démographie, puis on a procédé au calcul des débits des eaux usées pour toutes la population de ce lotissement que l'on trouve égale à **0.0024 m³/s**.

Puis on passe au calcul des débits des eaux pluviales en utilisant la méthode superficielle de **Caquot** pour les dix bassins versants artificiels sur lesquelles on découpe le lotissement et on applique les formules d'assemblage pour les bassins soit en séries soit en parallèles en retenant à la fin un débit à l'exutoire de chaque bassins versants.

Nous constatons que le débit des eaux usées (**0.0024 m³/s**) est beaucoup plus petit que le débit d'eau pluviale du plus petit bassin versant (**0.030 m³/s**), alors vue que nous avons retenu un système d'assainissement unitaire, il suffit de dimensionner les collecteurs que pour les débits des eaux pluviales.

après qu'on termine le calcul des débits des eaux pluviales on doit dimensionner les collecteurs qui vont assainir ces débits en utilisant la formule de Manning & Strickler qui nous donne des diamètres pour chaque collecteur et en même temps on fait le calage du réseau qui consiste à respecter certaines conditions hydrauliques comme les vitesses minimales de **0.6m/s** et les vitesses maximales de **4 m/s** et d'assurer le recouvrement minimale de **0.80 m** pour les collecteurs projetés et au niveau des regards si la chute dépasse **0.8m** on doit faire à la place d'un regard simple un regard accolé. Puis nous allons chercher les diamètres commercialisés les plus proches aux diamètres calculés par la formule **Manning & Strickler** et nous avons à la fin un réseau constitués de **Ø400, Ø500 et Ø600** avec un linéaire totale de **2000 ML**, puis on fait le montage des profils en long d'assainissement pour chaque collecteur.

Dans l'étude d'eau potable, afin de tracer notre réseau maillé d'une façon à garantir une meilleure desserte en eau potable en retenant un réseau constitué de **51** nœuds et **69** tronçons de conduites, nous avons commencé par le calcul des besoins en eau potable de tous les habitants et les équipements du lotissement qui sont de l'ordre de **151.75 m³/j**, et en prenant en compte le rendement du réseau et les coefficients de pointe horaire et journalier, alors on doit assurer dans notre réseau un débit de pointe horaire de **5.14 l/s**, ce débit sera assuré par 4 piquage sur les conduites **DN110** existant hors lotissement avec une charge de **3 bars** à l'entrée de chaque piquage (donnée par l'ONEP).

Ce débit de pointe horaire sera réparti sur les nœuds constituant le réseau et on utilise le logiciel **EPANET** pour lancer la simulation hydraulique du réseau d'eau potable du lotissement, et on retient des résultats concernant les nœuds et les conduites.

Pour les résultats des nœuds on vérifie les valeurs de pression qu'elles doivent être supérieur ou égale à **1,6 bar**, sachant que notre lotissement est une zone des villas (habitats à 2 niveaux), et on trouve qu'au niveau de tous les nœuds les valeurs de pressions sont respectés.

Pour les résultats des conduites on vérifie les valeurs de vitesse qu'elles doivent être comprises entre **0.3** et **2.0 m/s**, et les valeurs des pertes de charge qui doivent être inférieur à **12m/km**. Alors on constate que les valeurs des vitesses et des pertes de charges ne sont pas toujours respectés et ça due à la charge de 3 bars, donnée par l'ONEP, à l'entrée des piquages.

Alors nous retenons un réseau de distribution d'eau potable pour le lotissement constitué des diamètres **DN63, DN75, DN90 et DN110** totalisant un linéaire de presque **3700 ML**.

Dans le dernier chapitre on fait une estimation totale du projet, en estimant le cout des travaux de voirie y compris les travaux des terrassements d'environ **2 795 Kdhs**, et le coût des travaux

d'assainissement y compris le remblai et le déblai des tranchés de **2 461 Kdhs**, soit un coût total de la voirie et l'assainissement en TTC de **6 307 Kdhs**.

Pour le réseau d'eau potable on estime le coût des terrassements à **178 Kdhs** et le coût des conduites à **235 Kdhs**, comme on estime le cout des pièces spéciales et la robinetterie à 60% du coût total des conduites et le coût des ouvrages annexe a 50% du coût total des conduites, soit un coût total en TTC du réseau d'eau potable estimé à **806 Kdhs**.

Bibliographie

- **ABDEJALIL GOUZROU (2005) : "LES ABC DE L'HYDRAULIQUE",p .100-320-324-332.**
- **ACHOUR B.(2007) . " Calcul des conduites et cannaux par la MMR, TOME 1 ", Larhyss Edition Capital, p : 200.**
- **Amendis, (2004) . guide des lotisseurs-Lot assainissement, p :150.**
- **J.-L. Bertrand-Krajewski.(2007). " URGC Hydrologie Urbaine ", INSA de Lyon,p :630.**
- **LYDEC. (2002) .Guide pour les aménageurs de projets de lotissements & d'ensembles immobiliers, Casablanca , p .145-155.**
- **ONEP (2005) .Modélisation et simulation d'un réseau de distribution d'eau potable. Marché n° 42/2004. Note hydraulique urbaine. Rapport définitif p .32 .**
- **ONEP. (2010). Guide Technique Assainissement et AEP, p . 82-132-134-190.**
- **SIS-CONSULTANT (2006): "Monographie opérationnelle de la région de RABAT-SALE-ZEMMOUR-ZAËR".**

ANNEXE



Mémoire de fin d'études pour l'obtention du Diplôme de Master Sciences et Techniques

Nom et prénom : Zakaria SANBI

Année Universitaire : 2014/2015

**Titre : Etude du réseau de voirie, d'assainissement et d'eau potable du lotissement
PLAISANCE**

dans la nouvelle ville de TAMESNA.

Résumé

Mon projet avait comme objectif principal la conception et l'estimation des coûts des réseaux de voirie, d'assainissement et d'eau potable (appelés communément réseaux VRD) du lotissement Plaisance dans la Ville Nouvelle de Tamesna.

On se basant sur trois axes :

Etude du réseau de voirie en commençant par le traçage des axes des voies, les tabuler par piquets avec des équidistances entre piquets puis on fait le montage des profils en long-terrain naturel de chaque voie qui donne la forme du TN. Après qu'on fait le montage de tous les profils en longs-terrain naturel on passe aux calages des lignes projets, Puis on passe au montage des profils en travers de chaque profil en long qui nous donne au niveau des piquets une coupe transversale constituant la ligne TN et la ligne projet en estimant les valeurs des déblais et remblais selon la zone d'influence de chaque piquet.

Dans la partie qui concerne l'étude du réseau d'assainissement on a commencé par le choix de type d'assainissement pour le lotissement qui est le système unitaire, puis on passe au calcul des débits des eaux usées et pluviales en commençant par l'évaluation des besoins en eau potable, avec un taux de rejet on retient le débit des eaux usées rejetées, en suite on calcule les débit des eaux pluviales par la méthode superficielle de **Caquot** en découpant notre lotissement en bassins versants artificiels sur lesquels on applique les formules d'assemblage des paramètres de la formule de Caquot soit pour les bassins en séries ou bien en parallèles.

Alors après qu'on détermine pour chaque bassin versant le débit des eaux pluviales et des eaux usées, on passe à calculer les diamètres des collecteurs qui vont assainir ces quantités des débits en utilisant la formule de **Manning & Strickler**.

Dans la phase de l'étude du réseau de distribution d'eau potable et après qu'on finis le traçage des conduites et l'emplacement des nœuds, en commençant d'abord par le calcul des besoins en eau potable en évaluant un débit de pointe horaire à assurer dans chaque nœud pour répondre aux besoins de la population existante sur leur zone d'influence délimitée par la méthode des polygones de **Tiessen**, puis dans l'application **EPANET** on introduit pour chaque nœud le débit de pointe horaire à distribuer et puis on lance la simulation en retenant à la fin des résultats pour les nœuds (les pressions) et pour les canalisations (les vitesses et les pertes de charge), puis on place les poteaux d'incendie qu'on a besoins pour recouvrir tout le lotissement.

Mots clés :

Etude de voirie, assainissement, alimentation en eau potable, coefficient de pointe journalier, coefficient de pointe horaire, besoin en eau.