



Université Mohammed Premier
Ecole Nationale des Sciences Appliquées
Al-Hoceima



Département : Génie Environnement & Génie Civil

Mémoire de Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

En Génie Civil

Etude de voirie, réseau d'assainissement et
réseau d'eau potable de la ville nouvelle de
Zenata

Réalisé Par :

Mr. BOULJALIL Hamza

Effectué à :

NOVEC.SA RABAT



Encadré à l'ENSAH par :

Prof. BENGAMRA Saïd

Encadré à NOVEC par :

Mr. EL KASRI Youssef

Soutenu le 14 juillet 2016

Devant le jury composé de :

Mr. Saïd BENGAMRA	: Professeur à l'ENSAH	Président
Mr. Lmokhtar IKHARAZENE	: Professeur à l'ENSAH	Examineur
Mr. Mohammed Amine MOUSSAOUI	: Professeur à l'ENSAH	Examineur
Mr. Youssef EL KASRI	: Ingénieur à NOVEC	Encadrant professionnel

Année universitaire : 2015/2016

www.GenieCivilPDF.com

Dédicaces

Aux deux êtres qui me sont les plus chers au monde

Qui sont fait de moi ce que je suis

Mes parents, vous qui m'avez élevé, qui m'avez toujours soutenu

Vous qui n'avez jamais cessé de croire en moi

A ma sœur

A mon petit frère

A toute ma famille

A tous mes amis et toutes mes amies pour leur disponibilité inconditionnelle et

amitié rare

A tous ceux qui ont contribué à ma formation, partant de mes enseignants

primaire et arrivant à mes professeurs au sein de l'ENSAH

A tous ceux que je connais et qui m'ont fait honneur de leurs conseils

indéniables

Je dédie ce modeste travail

BOULJALIL Hamza

Remerciements

Ce travail, ainsi accompli, n'aurait point pu arriver à terme, sans l'aide et le guidage d'Allah, louange au tout miséricordieux ; le Seigneur de l'univers.

La réalisation de ce travail aurait été plus ardue sans le concours de personnes à qui nous souhaitons exprimer ici ma reconnaissance.

Je tiens en premier lieu à exprimer toute ma gratitude à Monsieur EL AMRANI Jihad, Chef de département Aménagement urbain à NOVEC pour m'avoir accepté comme stagiaire.

Nous adressons nos remerciements spécialement aux encadrants externes Mr EL KASRI Youssef, et Mr KODSI Mohammed Ingénieur à NOVEC, pour leur générosité, leur disponibilité, leurs savoirs qu'ils ont partagé avec toute spontanéité, leurs conseils, leurs critiques constructives, et leur patience.

Ainsi, je remercie mon encadrant interne Monsieur Saïd BENGAMRAA, Professeur à l'Ecole Nationale des Sciences Appliquées d'Al Hoceima pour m'avoir encadrés de près et pour les efforts qu'il a consentis et ses conseils précieux.

A la fin, nous tenons également à remercier les membres du jury qui ont accepté de juger mon modeste travail.

Résumé

Le Maroc s'est engagé dans une politique visant l'accélération des actions de résorption de l'habitat insalubre et la promotion de la production de l'habitat social.

Conformément à cette politique, un Protocole d'Accord a été signé sous la Haute Présidence de Sa Majesté le Roi Mohammed VI et a mandaté le Groupe Caisse de Dépôt et de Gestion (CDG), à travers sa filiale dédiée la Société d'Aménagement Zenata (SAZ) pour la conception et l'aménagement de la Ville Nouvelle de Zenata. La SAZ est également garante de la cohérence globale du projet, de son développement et de sa mise en œuvre. Aujourd'hui, Zenata est le plus grand projet d'aménagement du Groupe CDG.

Mon travail consiste à une étude de voirie, d'assainissement et de l'eau potable d'une partie de 140 ha de la ville nouvelle de Zenata.

Pour la voirie : il a été effectué le tracé des axes des différentes voies du projet selon le plan de masse donné par l'architecte.

Pour l'assainissement : on a été effectué la conception et le dimensionnement d'un réseau séparatif de collecteurs enterrés ainsi le métré du réseau.

Le calage du profil en long et du profil en travers type de la chaussée et du réseau d'assainissement ainsi que le calcul du Métré ont été effectué à l'aide du logiciel COVADIS

Pour l'alimentation en eau potable, on a adopté un réseau maillé et la simulation a été étudiée à l'aide du logiciel EPANET.

Table des matières

Chapitre 1	11
1 Présentation de l'environnement du projet	11
1.1 Présentation de NOVEC.....	12
1.1.1 Fiche signalétique de l'entreprise	12
1.1.2 Histoire de NOVEC.....	13
1.1.3 Structure organisationnelle de NOVEC	14
1.2 Présentation du projet	15
1.2.1 Situation géographique	15
1.2.2 Consistance du projet.....	16
1.2.3 Topographie du site.....	16
1.3 Description du milieu physique.....	18
1.3.1 Climatologie.....	18
1.3.2 Aspect géologique	20
1.3.3 Aspect hydrogéologique.....	20
1.3.4 Aspect géotechnique.....	20
Chapitre 2	21
2 Etude de la voirie	21
2.1 Accessibilité	22
2.2 Choix de la catégorie	22
2.3 Conception du trace en plan de la voirie projetée.....	22
2.4 Calage de la voirie projetée.....	22
2.4.1 Profil en long	22
2.4.2 Coordination du Tracé en Plan et du Profil en Long.....	23
2.4.3 Profil en travers type de la chaussée	24
2.5 Structure de la chaussée	28
2.6 Bordures de trottoir	28
2.7 Métré de voirie.....	29
Chapitre 3	30
3 Etude d'assainissement	30
3.1 Introduction à l'assainissement	31

3.1.1	Définition.....	31
3.1.2	Natures des eaux d'assainissement	31
3.1.3	Les types de système d'assainissement	31
3.2	Gestion des eaux pluviales et des eaux usées.....	33
3.3	Détermination des débits d'eaux pluviales.....	33
3.3.1	Généralités	33
3.3.2	Méthode de calcul.....	33
3.3.3	Limites d'utilisation de la formule superficielle de Caquot.....	34
3.3.4	Choix de la période de retour.....	35
3.3.5	Coefficient de Montana a, b.....	35
3.3.6	Coefficient de ruissellement.....	35
3.3.7	Découpage en bassins versants.....	36
3.3.8	Assemblage d'un groupement de bassins élémentaires.....	36
3.4	Evaluation des débits des eaux usées	38
3.4.1	Dotation.....	38
3.4.2	Taux de raccordement.....	38
3.4.3	Taux de restitution à l'égout	38
3.4.4	Débits moyenne des eaux usées	38
3.4.5	Débit de pointe journalière	39
3.4.6	Débit de pointe horaire	39
3.5	Calcul des diamètres des collecteurs	40
3.5.1	Formule de Manning – Strickler	40
3.5.2	Diamètres minimaux	41
3.6	Conditions d'écoulement	41
3.6.1	Conditions d'auto curage pour EP.....	41
3.6.2	Conditions d'auto curage pour EU	41
3.7	Calage des réseaux d'assainissement.....	42
3.7.1	Tracé d'assainissement	42
3.8	Les Profils en long des collecteurs.....	42
3.9	Profil en travers	43
3.10	Modalités d'exécution des travaux de terrassement.....	43
3.11	Métré du réseau d'assainissement	44
Chapitre 4	45
4	Etude d'alimentation en eau potable	45
4.1	Possibilité d'alimentation en eau potable.....	46
4.2	Critère de conception et de dimensionnement	46

4.2.1	Trace en plan	46
4.2.2	Matériaux des conduites	46
4.2.3	Dédoublage des conduites	47
4.2.4	Débit de calcul	47
4.2.5	Vitesses admissibles	47
4.2.6	Pressions résiduelles	47
4.2.7	Calcul de la perte de charge	48
4.2.8	Calcul des diamètres	49
4.2.1	Vérification d'incendie	50
4.3	Pose des conduites	50
4.4	Organes de manœuvre et sécurité	51
4.4.1	Ventouses	51
4.4.2	Vidanges	52
4.4.3	Robinets – vannes	52
4.5	Calcul de débit	53
4.5.1	Hypothèses de calcul du débit	53
4.5.2	Dotations	53
4.5.3	Demande de base des nœuds	53
4.6	Dimensionnement du réseau par simulation hydraulique	54
4.6.1	Présentation du logiciel	54
4.6.2	Principe de calcul du logiciel	54
4.6.3	Données saisies	54
4.7	Résultat de la simulation	55
	Bibliographie	58
	Annexe	59

Liste des figures

Figure 1 : Chronologie de l'histoire de NOVEC.....	13
Figure 2 : Organigramme de NOVEC.....	14
Figure 3 : Plan de situation de la ville nouvelle de Zenata	15
Figure 4 : plan de masse de la ville nouvelle de Zenata.....	17
Figure 5 : Diagramme des températures maximale-minimales-moyennes	18
Figure 6 : Variations intra-annuelles des précipitations moyennes mensuelles.....	19
Figure 7 : Variations interannuelles des précipitations totales annuelles.....	19
Figure 8 : Coordination du Tracé en Plan et du Profil en Long pour angle sillant	23
Figure 9 : Coordination du Tracé en Plan et du Profil en Long pour angle rentrant.....	23
Figure 10 : Profil en travers type de la chaussée (34m).....	24
Figure 11 : Profil en travers type de la chaussée (20m).....	24
Figure 12 : Profil en travers type de la chaussée (16m).....	25
Figure 13 : La structure de chaussées.....	28
Figure 14 : Dimension d'une bordure T4	28
Figure 15 : Coupe tranchée type pour conduite circulaire	43

Liste des tableaux

Tableau 1 : Détail de la contenance du projet	16
Tableau 2 : Les températures maximale-minimales-moyennes	18
Tableau 3 : Norme REFT pour le calage des voies	23
Tableau 4 : Dimensions des différentes voies du projet.....	26
Tableau 5 : Volume des différentes couches.....	29
Tableau 6 : Paramètres de Montana pour la période de retour T=10 ans.....	35
Tableau 7 : les valeurs des coefficients de Caquot.....	35
Tableau 8 : Coefficient de ruissellement selon l'occupation du sol.....	36
Tableau 9 : Formules d'assemblages des bassins versants élémentaires	37
Tableau 10 : Dotations unitaires.....	38
Tableau 11 : Relation du diamètre nominal et largeur de tranche	43
Tableau 12 : Propriété géométrique du PVC PN 16	47
Tableau 13 : Largeur nominale de la tranchée	50
Tableau 14 : Dotations pour le calcul des besoins en eau	53
Tableau 15 : Longueur du réseau selon le diamètre.....	56

Liste des abréviations, sigles et acronymes

- REFT : Routes Economiques à Faible Trafic
- CDG : Groupe Caisse de Dépôt et de Gestion
- SAZ : Société d'Aménagement Zenata
- VNZ : ville nouvelle de Zenata
- SDAL : Schéma Directeur National d'assainissement liquide
- AC : amiante ciment
- PVC : Polychlorure de vinyle
- PEHD : polyéthylène haute densité
- CAO : Béton Centrifugé Armé Ordinaire
- BP béton précontrainte
- PN : pression nominal
- EU : eau usée
- EP : eau pluvial
- BV : bassin versant
- DN : diamètre nominal
- OPM : l'Optimum Proctor Modifié
- IP : indice de plasticité
- PI : poteau d'incendie
- AEP : alimentation en eau potable
- GNA : grave non traitée de type A
- GNF : grave non traitée pour couche de fondation.

Introduction

La population du Maroc a doublé entre 1981 et 2014, passant de 20 millions à 33,8 millions d'habitants.

Cette forte croissance démographique s'est faite au profit d'une urbanisation progressive qui s'est échelonnée sur plusieurs décennies.

Pour répondre à cette dynamique démographique et pallier un taux d'urbanisation croissant - 59% en 2014 et 68% en 2030 - le Maroc a adopté une stratégie économique, sociale et écologique caractérisée par de nombreux programmes d'aménagement urbains et de plans stratégiques pour dynamiser l'économie et améliorer la qualité de vie des citoyens.

Ainsi, dès le début des années 2000, divers projets entrepris sur le territoire, par le Gouvernement font depuis, de l'émergence des villes nouvelles, une stratégie nationale.

Au programme, plusieurs villes nouvelles sont en cours de réflexion ou de réalisation, dont notamment le projet de la Ville Nouvelle de Zenata.

Zenata est un projet d'envergure qui a une vocation patriotique. C'est un projet citoyen et structurant pour la région et le pays, que ce soit pour les générations actuelles ou futures. Toute l'ambition du Groupe CDG et de la SAZ est de développer un modèle de ville innovant et durable, en ligne avec les plans nationaux de développement ainsi qu'avec la Charte Nationale de l'environnement et du développement durable et garantissant une qualité de vie optimale à ses futurs habitants

Chapitre 1

1 Présentation de l'environnement du projet

Ce premier chapitre vise à introduire le projet dans son contexte général et son environnement. La première partie décrit brièvement le bureau d'étude NOVEC, où on a mené ce projet de fin d'études. La seconde est consacrée à la description du milieu naturelle.

1.1 Présentation de NOVEC

1.1.1 Fiche signalétique de l'entreprise

Bureau d'étude : Entreprise à Conseil d'Administration.

Siège social : Rabat.

Activité : Etant un acteur de premier ordre dans le domaine de l'ingénierie, NOVEC fait intervenir près de 600 collaborateurs dans des domaines d'activité divers, notamment le bâtiment, les aménagements urbains, le génie rural, l'alimentation en eau et l'assainissement, les grandes infrastructures (barrages, autoroutes, ouvrages d'art, ports, tunnels), les ressources en eau, l'énergie et l'environnement.

Valeurs de NOVEC : Les valeurs de NOVEC sont axées sur 6 piliers majeurs : l'éthique, l'esprit d'équipe, la satisfaction des clients, la performance, le développement durable et l'innovation.

Chiffres clés :

- Effectif : 600 personnes
- Chiffre d'affaires en 2011 : 307 MDH
- Nombre de références : plus de 3000 projets réalisés au Maroc et à l'international.

Slogan : "Emergence d'un pôle d'expertise et d'excellence dans le domaine de l'ingénierie".

Site web: www.novec.ma.

Logo NOVEC :



1.1.2 Histoire de NOVEC

La figure suivant (**figure 1**) présente la chronologie de l'histoire de NOVEC

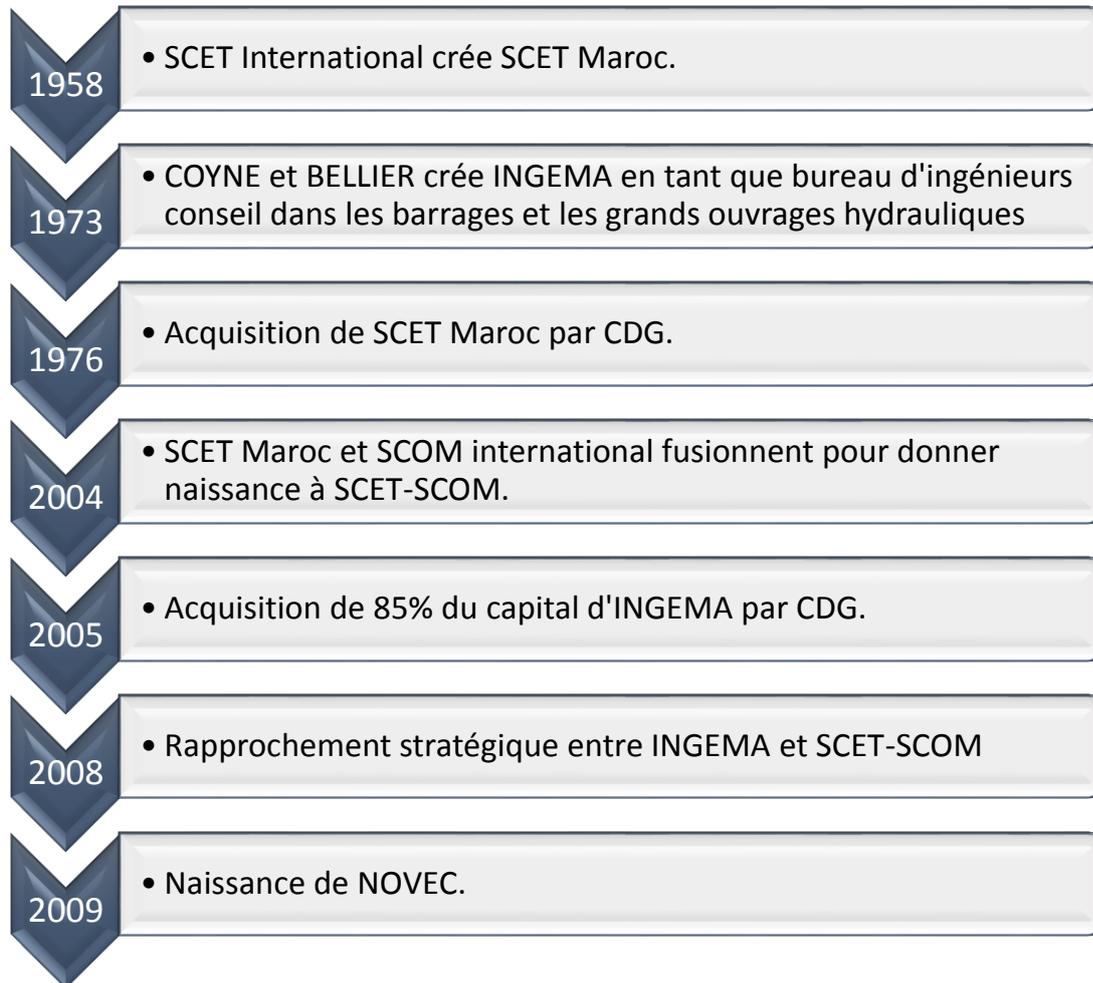


Figure 1 : Chronologie de l'histoire de NOVEC

1.1.3 Structure organisationnelle de NOVEC

Pour la structure organisationnelle de NOVEC est détaillé par la **figure 2** :

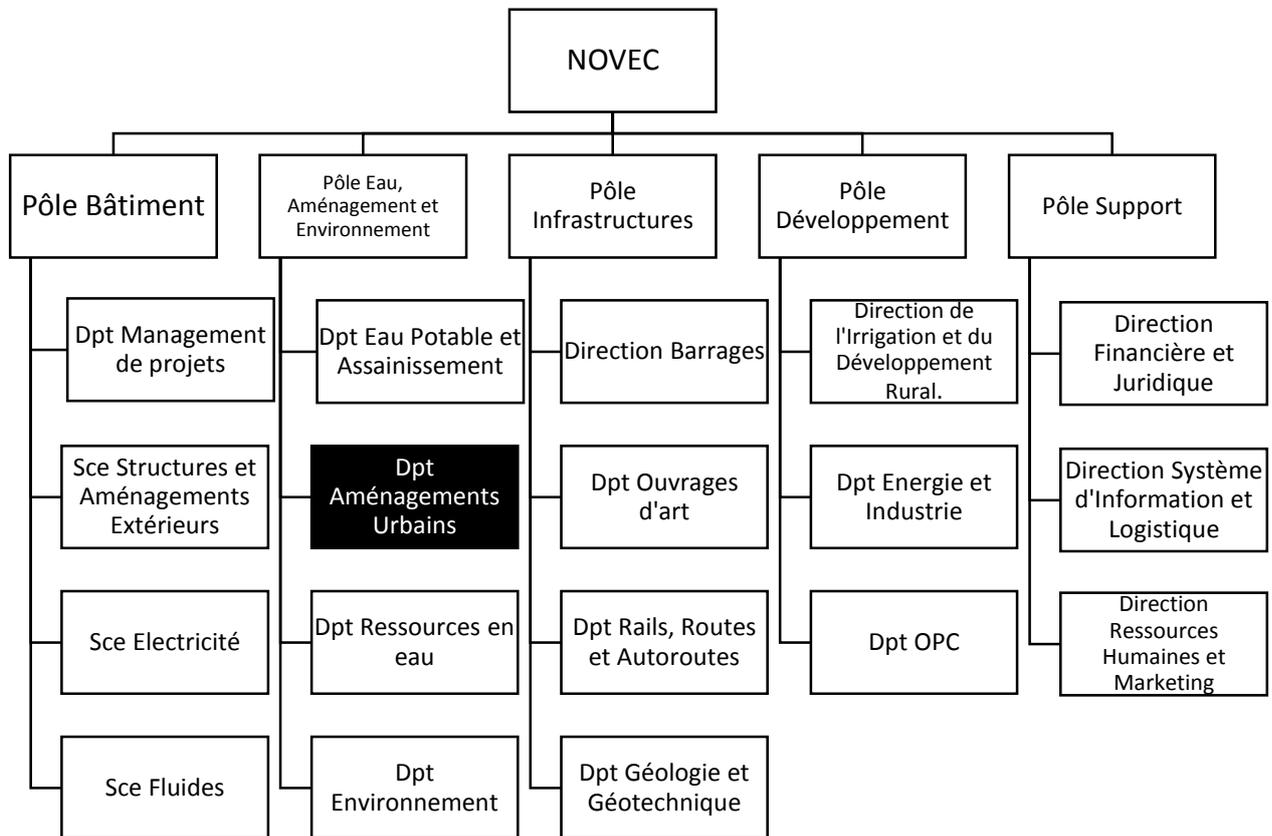


Figure 2 : Organigramme de NOVEC

1.2 Présentation du projet

1.2.1 Situation géographique

La zone d'implantation du projet est d'une superficie de près de 140ha dans la commune de Ain-Harrouda. Cette aire s'étend le long de la façade atlantique et une profondeur de près de 3 km. Elle se situe entre les deux principales agglomérations de la Région ; Casablanca et Mohammedia, ce territoire est délimité, au Nord-Ouest par l'atlantique, au Nord-Est par la commune urbaine de Mohammedia, au Sud-Est par l'autoroute Casablanca-Rabat et au Sud-Ouest par la commune de Sidi Bernoussi (zone industrielle). **(Figure 3)**



Figure 3 : Plan de situation de la ville nouvelle de Zenata

1.2.2 Consistance du projet

Le plan s'étend sur une surface de 140 ha dont de 4 zones principales :

- Zone d'activités économiques
- Zone de logements en immeubles continus en R+4
- Zone d'habitat économique en R+2
- Zone d'équipements d'intérêts publics et d'espaces verts.

Le détail de la contenance du projet est comme suit (**tableau 1**) :

Tableau 1 : Détail de la contenance du projet

Désignation	Surface lot en m ² /unité	Hauteur	Nb. d'unité
IMMEUBLES 80m ²	80.00	R+3	4 454.00
IMMEUBLES 20m ²	120.00	R+3	574.00
IMMEUBLES 250m ²	200.00	R+4	300.00
TERRAIN DE SPORT	2 000.00	RDC	3.00
MAISON DE JEUNE	1 000.00	R+1	3.00
ECOLE PRIMAIRE	3 500.00	R+1	6.00
COLLEGE	4 500.00	R+2	3.00
LYCEE	7 000.00	R+2	2.00
FOUR HAMAM	900.00	R+1	4.00
CENTRE D'ACTIVITES ARTISANALES	3 000.00	R+1	1.00
MOSQUEE	4 360.00	R+1	3.00
CRECHE	1 165.00	R+1	1.00
CENTRE CULTUREL	1 200.00	R+2	1.00
DAR TALIBA	1 200.00	R+2	1.00
CENTRE DE SANTE	500.00	R+2	2.00
POSTE DE LA PROTECTION CIVILE	500.00	R+1	1.00
MARCHE MUNICIPAL	2 000.00	R+1	2.00
FOYER FEMININ	500.00	R+1	2.00
C.Q.P	7 000.00	R+2	1.00
CENTRE D'ACTIVITES ARTISANALES PRIVE	5 000.00	R+1	1.00
ETABLISSEMENT PRESCOLAIRE	500.00	R+1	1.00
COMMISSARIAT DE POLICE	500.00	R+2	1.00
COMPLEXE ADMINISTRATIF	500.00	R+2	1.00
EQUIPEMENT PRIVE D'INTERET GENERAL	500.00	R+1	2.00
Espace vers	146002	-	-
Places parkings	-	-	2200

1.2.3 Topographie du site

La topographie du terrain est accidentée, Les côtes varient entre +10.824 m et +33.260 m.

Le plan de masse du projet est présenté comme suit (**figure 4**) :



Figure 4 : plan de masse de la ville nouvelle de Zenata

1.3 Description du milieu physique

1.3.1 Climatologie

Les données climatiques traitées dans cette partie de l'étude sont relevées au niveau de la station Météorologique de Mohammedia, pour une période allant de 1991 à 2009. Les coordonnées de cette station

Sont : Latitude : 33° 43' N

Longitude : 7° 24' W

Altitude : 4,3 mètre.

Ces données météorologiques sont fournies par la Direction de la Météorologie Nationale.

1.3.1.1 Température

Les températures sont modérées dans les zones proches de l'océan, et plus contrastées à l'intérieur. Le paramètre température présente une variabilité intra-annuelle, et peu variable d'une année à l'autre. **Le tableau 2 et la figure 5** ci-dessous présentent les T_{\max} , T_{\min} . Et T_{moy} de la période étudiée.

Tableau 2 : Les températures maximale-minimales-moyennes

	JANV	FEVR	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUILLET	AOÛT	SEPT	OCTO	NOV	DÉC
MAX	16.8	17.3	18.7	19.7	21.9	23.9	25.4	25.8	24.7	22.8	20	18.1
MIN	9.8	10.7	12.4	13.7	16.1	19.1	20.6	21.1	19.5	17	13.4	11.5
MOY	13.3	14	15.6	16.7	19	21.5	23	23.5	21.1	19.9	16.7	14.8

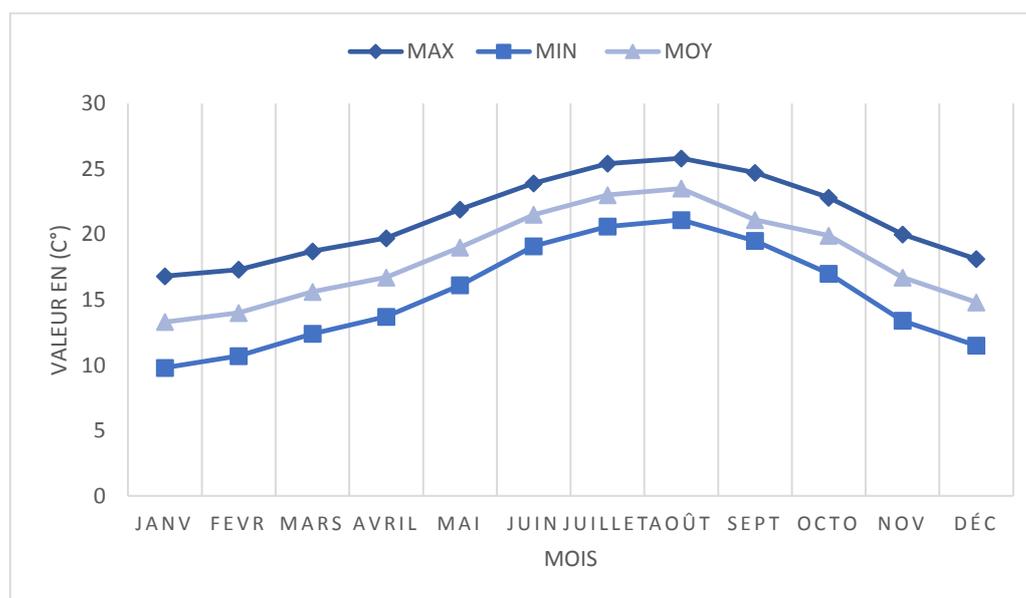


Figure 5 : Diagramme des températures maximale-minimales-moyennes

1.3.1.2 Précipitation

La pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 377 mm/an. Les pluies sont caractérisées par une variabilité saisonnière. Les variations intra-annuelles des précipitations moyennes mensuelles sont présentées sur la figure suivant (**figure 6**) :

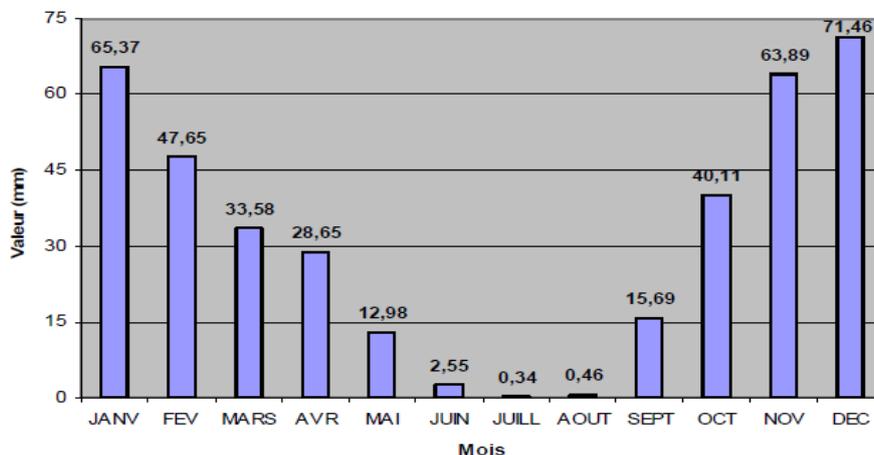


Figure 6 : Variations intra-annuelles des précipitations moyennes mensuelles

Ces précipitations se caractérisent également par une variabilité interannuelle importante (**figure 7**) :

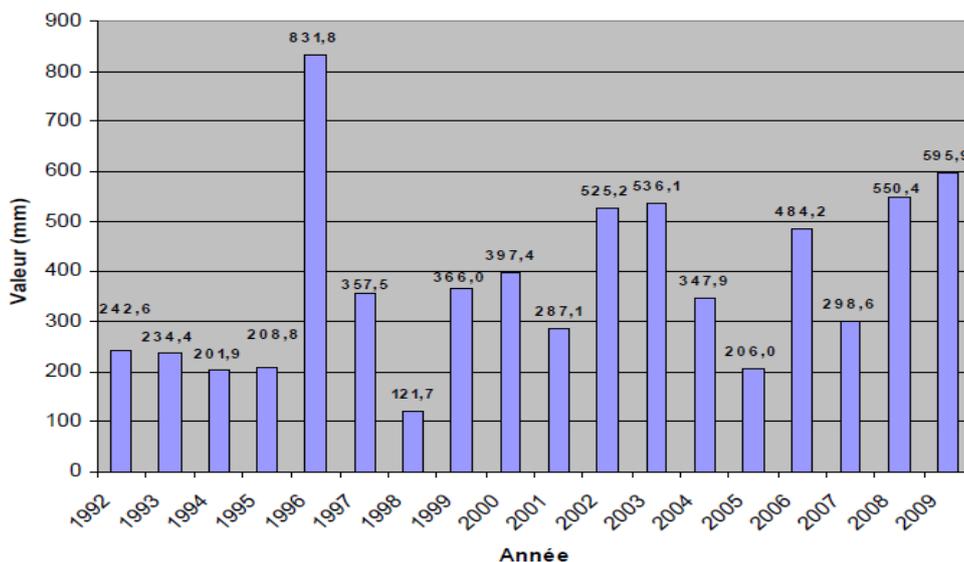


Figure 7 : Variations interannuelles des précipitations totales annuelles

1.3.1.3 Vents

Au niveau de la zone d'étude, le vent calme souffle 6,1% de l'année, alors que 54,3% des vents ont une force de 2 à 4 m/s, 27% sont entre 4 et 9 m/s, 18% sont entre 0 et 2 m/s et seulement 0,7% des vents dépasse les 9 m/s.

1.3.2 Aspect géologique

Le site de la ville de Zenata se situe dans le littoral atlantique Marocain, correspondant à la Meseta côtière. Il constitue une bande littorale large de 3 à 4 km allant du SW de Mohammedia au NE de Casablanca.

La Meseta côtière à laquelle correspond le site, est formée par une série de plaines subatlantiques constituées de schistes, de quartzite et de grès. Les schistes sont pratiquement imperméables, en dehors de la frange d'altération, alors que les grès et les quartzites présentent une perméabilité de fissures.

1.3.3 Aspect hydrogéologique

Le bassin des oueds côtiers Atlantique et de la Chaouia s'étend sur des terrains primaires, caractérisés par un contexte hydrogéologique défavorable à la présence de nappes d'eau souterraine

Sur le plan hydrogéologique, la province de Mohammedia ne présente pas de nappe généralisée. Les ressources en eau souterraines sont rares au niveau de cette province.

1.3.4 Aspect géotechnique

Les grès se trouvent à une profondeur maximale quasi systématique au-delà des 2.5 m. A partir des altitudes des terrains à l'état naturel, il faudra décaper entre 0.2 à 2.5 m pour atteindre le substratum dur qui est constitué par les grès (calcarenite). Il est fort probable qu'à l'exception de certaines surprises locales éventuelles, le substratum constitué de grès serait rencontré donc au plus à 2,5 m de profondeur.

De point de vue géotechnique le niveau probable général de fondation après décapage d'environ 1.5 à 2.5 m de la formation superficielle constituée par des limons, sables, tufs ... est à - 2.00m de profondeur en moyenne.

Chapitre 2

2 Etude de la voirie

L'idée d'une voie est née dans les temps anciens depuis que les gens se sont mis d'accord spontanément pour emprunter les mêmes parcours pour accomplir leurs activités quotidiennes. Cette idée n'a pas cessé d'évoluer à travers l'histoire compte tenu de l'évolution du mode de vie des usagers.

L'apparition des engins mécanique, a donné un grand pas pour la réalisation des voiries, qui, à présent fait l'objet de toute une étude technique avant d'entamer les travaux pour sa réalisation.

Dans ce projet en va réaliser les taches suivant :

- Le calage des voies
- Le métré du projet voirie

2.1 Accessibilité

Le projet sera accessible directement à partir de la route provincial P 3000 reliant Casablanca et Mohammedia et à partir de la route nationale N 9 reliant Mohammedia et Ain-Harrouda.

2.2 Choix de la catégorie

Compte tenu, d'une part, de la nature du terrain et du volume du trafic, et d'autre part, du souci économique et du rôle local que sera amené à jouer les voies projeté, il a été retenu pour cette route les caractéristiques géométriques des Routes Economiques à Faible Trafic (REFT), En principe des routes qui ne sont ni nationales, ni régionales et dont le trafic initial n'excède pas 150véh/j.

2.3 Conception du trace en plan de la voirie projetée

La conception des axes des voies du projet est effectuée selon le plan de masse donné par l'architecte. (**Voir plan annexe 1.1 voirie**)

Le linéaire total de la voirie projetée est d'environ **51.44 km**

2.4 Calage de la voirie projetée

2.4.1 Profil en long

Le calage du profil en long des différentes voies a été effectué à l'aide du logiciel COVADIS.

Les profils en long ont été élaborés de manière à assurer dans la mesure du possible :

- Un bon écoulement des eaux pluviales ;
- Une desserte correcte des propriétés riveraines au niveau des seuils de bâtiments,
- Une pente minimale de 0,03%, et une pente maximale de 4% ;
- Un rayon de courbure minimal assurant les conditions de visibilité pour les courbes saillantes et celles de confort (accélération verticale) pour les courbes rentrantes.

Voire **annexe voirie**

Tableau 3 : Norme REFT pour le calage des voies

CARACTERISTIQUES	NORMES REFT
<u>PROFIL EN LONG</u>	
Rampe :	
▪ Maximum normal	7%
▪ Maximum absolu	12%
Raccordement en angle saillant	
▪ Rayon de courbure minimum	1000m
Raccordement en angle rentrant	
▪ Rayon de courbure minimum	500m

2.4.2 Coordination du Tracé en Plan et du Profil en Long

En angle saillant :

Règle : Il ne faut pas coïncider le sommet de la parabole (PL) avec l'origine de la courbe en TP.

Objectif : Eviter que le virage soit masqué par le sommet de la parabole.

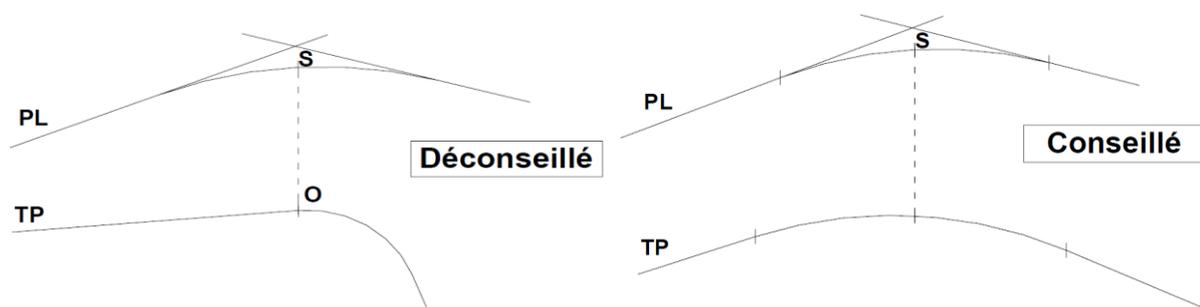


Figure 8 : Coordination du Tracé en Plan et du Profil en Long pour angle saillant

Coïncider la courbe en plan avec celle du PL dans la mesure du possible.

Angle rentrant :

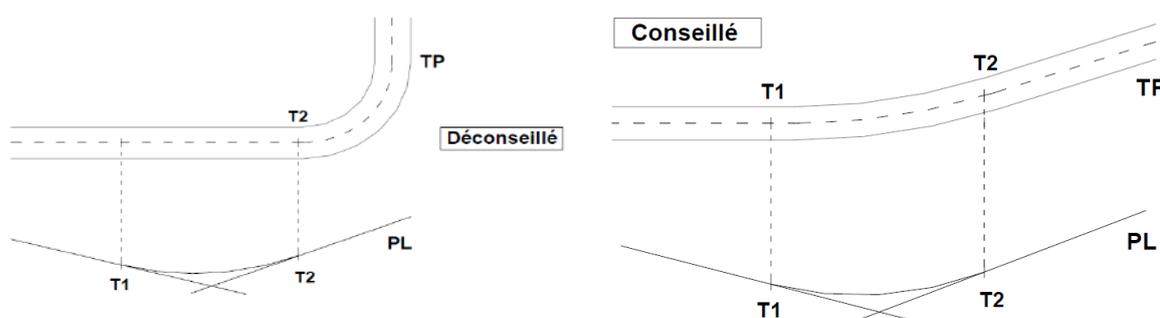


Figure 9 : Coordination du Tracé en Plan et du Profil en Long pour angle rentrant

T1 et T2 représentent les points de tangente entre les alignements droits et les arcs de cercle ou clothoïdes.

2.4.3 Profil en travers type de la chaussée

Les largeurs des différentes voies du projet sont de valeurs 16 m, 20 m et 34m.

Le calage du profil en travers type de la chaussée est effectué à l'aide du logiciel COVADIS.

Selon la largeur des différentes voies, on compte trois profils en travers types pour la voirie du projet comme schématisé ci-dessous (figure 10,11 et 12) :

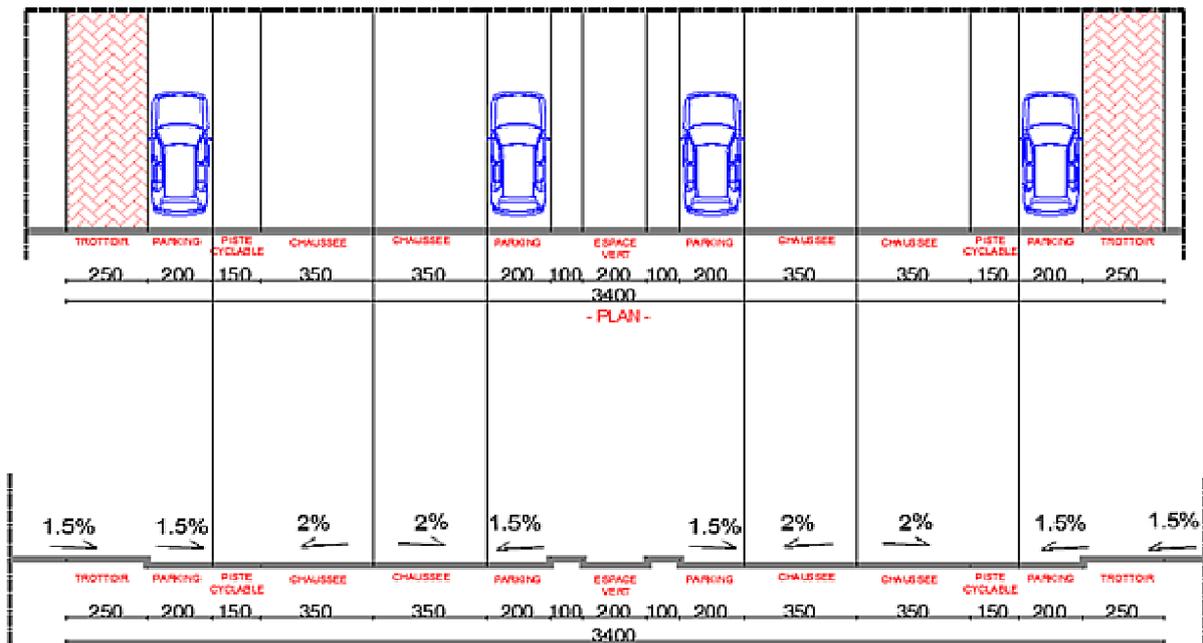


Figure 10 : Profil en travers type de la chaussée (34m)

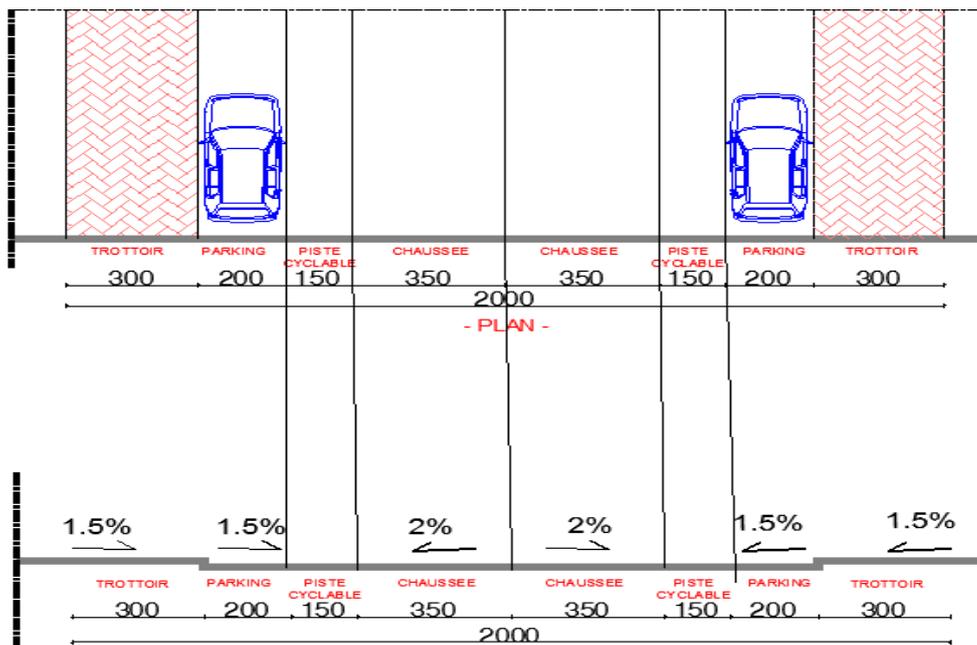


Figure 11 : Profil en travers type de la chaussée (20m)

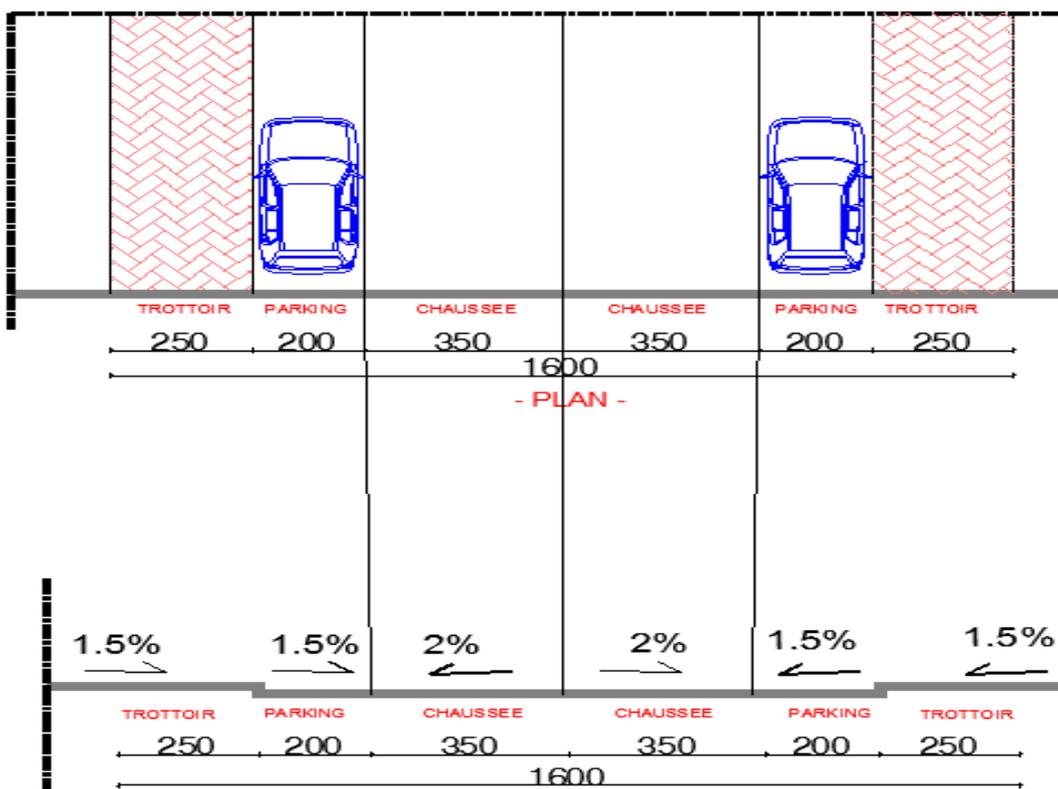


Figure 12 : Profil en travers type de la chaussée (16m)

Tous les profils soit en long ou en travers types sont réalisés mais, On a choisi de présenter un profil en travers type de chaque voie du projet de valeurs 16 m, 24 m et 34m (**annexe 1.3 voirie**).

Tableau 4 : Dimensions des différentes voies du projet

	caractéristique des axes		
	Longueur en m	Emprise en m	surface en m ²
Voie P1	808.80	34.00	27499.21
Voie P2	1272.24	34.00	43256.21
Voie P3	899.85	34.00	30594.91
Voie E	817.99	20.00	16359.89
Voie E bis	235.99	20.00	4719.80
Voie F	395.99	20.00	7919.75
Voie F bis	513.87	20.00	10277.43
Voie G	236.00	20.00	4720.00
Voie G bis	376.50	20.00	7529.98
Voie S-1	149.50	20.00	2990.00
Voie S-2	152.49	20.00	3049.88
Voie S-3	221.11	20.00	4422.29
Voie V-1	316.00	20.00	6319.96
Voie V-2	470.41	20.00	9408.15
Voie W	361.52	20.00	7230.32
Voie A1	51.85	16.00	829.63
Voie A2	56.50	16.00	904.00
Voie B-1	149.50	16.00	2392.00
Voie B-2	152.49	16.00	2439.91
Voie H	1491.73	16.00	23867.67
voie I	1193.58	16.00	19097.23
Voie K-1	149.50	16.00	2392.00
Voie K-2	101.50	16.00	1624.02
Voie L	870.11	16.00	13921.78
Voie L-1	167.58	16.00	2681.26
Voie L-2	198.08	16.00	3169.35
Voie M	688.46	16.00	11015.35
Voie N	643.53	16.00	10296.56
Voie O	597.94	16.00	9567.10
Voie Q	178.66	16.00	2858.58
Voie T-1	149.50	16.00	2392.00
Voie T-2	101.50	16.00	1624.02
Voie T-3	40.00	16.00	640.00
Voie Z	256.11	16.00	4097.83
Voie Z bis	39.69	16.00	635.01
Voie 31	391.66	16.00	6266.53
Voie 42	268.19	16.00	4291.09
Voie 53	160.25	18.00	2884.42
Voie 54	108.29	16.00	1732.63
Voie 29-1	270.75	16.00	4332.07
Voie 43	261.65	16.00	4186.39
Voie 55	40.00	30.00	1200.13
Voie 11	314.06	16.00	5024.98
Voie 22	432.41	16.00	6918.60
Voie 29-2	101.38	16.00	1622.04
Voie 44	255.99	16.00	4095.86
Voie 12	159.80	16.00	2556.77
Voie 23	101.38	16.00	1622.04
Voie 34	152.31	16.00	2436.91
Voie 45	247.34	16.00	3957.47

Voie 1	86.95	16.00	1391.16
Voie 13	183.87	16.00	2941.89
Voie 24	534.56	16.00	8552.98
Voie 35	60.62	16.00	969.96
Voie 46	233.83	16.00	3741.33
Voie 2	433.21	16.00	6931.37
Voie 14	144.82	16.00	2317.19
Voie 25	220.06	16.00	3520.98
Voie 36	143.19	16.00	2291.09
Voie 47	398.54	16.00	6376.56
Voie 50-1	234.69	16.00	3755.09
Voie 15	38.76	16.00	620.21
Voie 26	270.75	16.00	4332.07
Voie 37	39.75	16.00	636.07
Voie 48	362.84	16.00	5805.47
Voie 3-1	100.88	16.00	1614.04
Voie 16	38.76	16.00	620.21
Voie 27	183.87	16.00	2941.89
Voie 38	291.15	16.00	4658.39
Voie 49	654.71	16.00	10475.37
Voie 50-2	101.98	16.00	1631.72
Voie 3-2	148.58	16.00	2377.26
Voie 4-1	57.15	16.00	914.39
Voie 17	155.03	16.00	2480.42
Voie 28	39.75	16.00	636.07
Voie 39	139.36	16.00	2229.75
Voie 50-3	153.59	16.00	2457.40
Voie 4-2	60.62	16.00	969.96
Voie 5-1	151.56	16.00	2424.98
Voie 18	216.17	16.00	3458.67
Voie 20-1	101.38	16.00	1622.04
Voie 5-2	148.58	16.00	2377.26
Voie 6-1	100.88	16.00	1614.04
Voie 7	148.58	16.00	2377.26
Voie 10-1	100.88	16.00	1614.04
Voie 19	101.38	16.00	1622.04
Voie 20-2	99.29	16.00	1588.63
Voie 21-1	101.38	16.00	1622.04
Voie 32-1	229.27	16.00	3668.35
Voie 6-2	148.58	16.00	2377.26
Voie 10-2	148.58	16.00	2377.26
Voie 21-2	151.52	16.00	2424.28
Voie 32-2	266.85	16.00	4269.61
Voie 33-1	220.06	16.00	3520.98
Voie 8-1	100.88	16.00	1614.04
Voie 33-2	266.85	16.00	4269.61
Voie 8-2	148.58	16.00	2377.26
Voie 9-1	195.29	16.00	3124.63
Voie 9-2	155.45	16.00	2487.16
Voie 51	120.64	16.00	1930.25
Voie 40	231.81	16.00	3708.91
Voie 30	292.26	16.00	4676.21
Voie 41	263.46	16.00	4215.30
Voie 52	164.86	16.00	2967.47
Somme	27658.44	,,,,,,	514390.89

2.5 Structure de la chaussée

La structure de chaussée adoptée pour ce projet est représentée dans la (figure 13) :

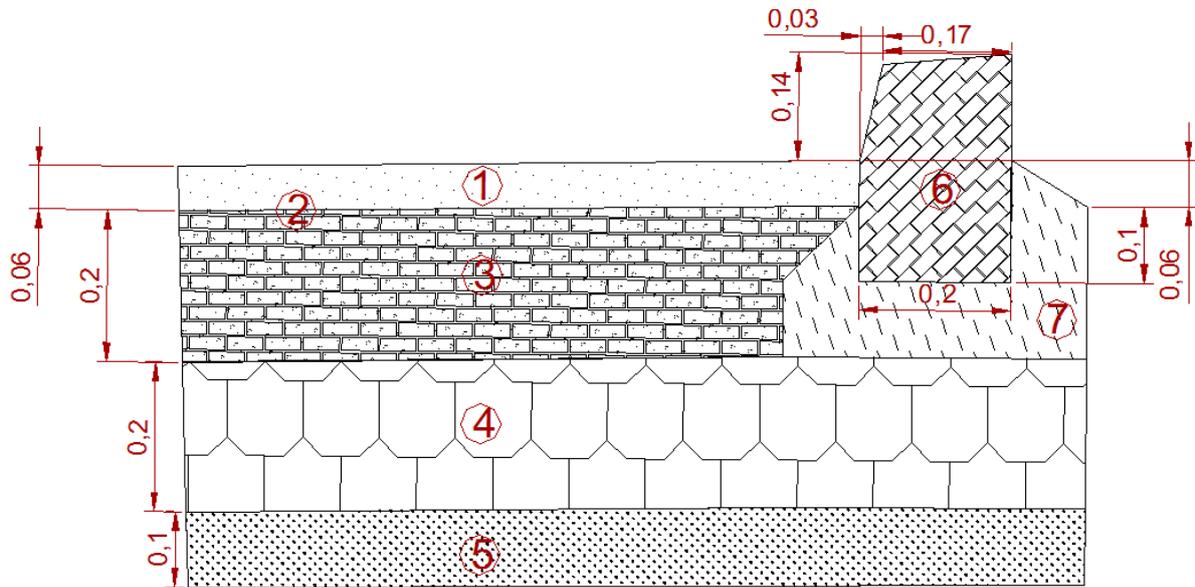


Figure 13 : La structure de chaussées

- | | |
|--------------------------------|--|
| 1- Enrobe bitumineux | 5- Couche anti-contaminant AC |
| 2- Couche d'imprégnation | 6- Bordure T 4 |
| 3- Couche de base en GNA | 7- Semelle en béton maigre avec épaulement |
| 4- Couche de fondation en GNF1 | |

2.6 Bordures de trottoir

Les voies seront abordées par des bordures qui permettent d'un côté de protéger le corps de chaussée contre toute dégradation et d'un autre côté, ils permettent de canaliser les eaux de ruissellement vers les bouches d'égout. Les bordures de trottoir seront de Type T4 pour l'ensemble des voies. Les dimensions adoptées pour ce type de bordure sont représentés dans le schéma suivant (figure 14) :

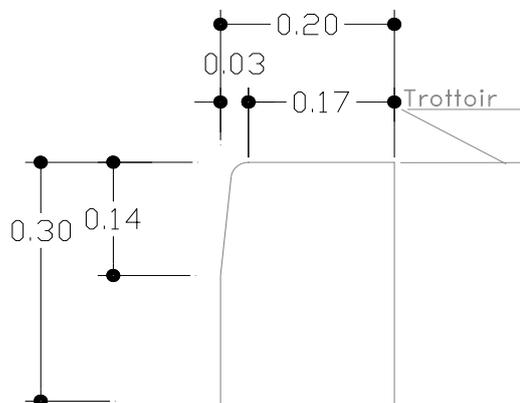


Figure 14 : Dimension d'une bordure T4

2.7 Métré de voirie

Le tableau suivant (**tableau 5**) récapitule le volume total déblayé, remblayé ainsi que celui des différentes couches utilisées dans le réseau de voirie

Tableau 5 : Volume des différentes couches

	Désignations	Total
Terrassements en m ³	Déblais m ³	83983.0
	Remblais m ³	122688.6
	Décapage sur une épaisseur de (0.50 m) m ³	267779.3
Matériaux de structure	GNA m ³	71216.1
	GNF1 m ³	75922.5
	COUCHE ANTICONTAMINANT (AC) m ³	37961.2
	BORDURE T4 m ³	3485.2
	Longueur de la bordure m	61143.8
	ENROBE BITUMINEUX en m ³	21669.4
	ENROBE BITUMINEUX en m ²	361155.9
	SEMELLE EN BETON MAIGRE AVEC EPAULEMENT m ³	3537.5

Le tableau présentant le Métré détaillé des travaux de voiries est présenté en **Annexe 1.4 voirie**

Chapitre 3

3 Etude d'assainissement

La présente partie a pour objet de définir les critères de base pour la conception et le dimensionnement des ouvrages d'assainissement. Il comprend les points suivants :

- Calcul des débits des eaux pluviales (E.P), et des eaux usées (E.U) ;
- Dimensionnement des conduites EP et EU.
- Le calage des réseaux EP et EU.
- Le métré des réseaux EP et EU.

3.1 Introduction à l'assainissement

3.1.1 Définition

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement

3.1.2 Natures des eaux d'assainissement

Les eaux d'assainissement sont de trois types :

- Eaux de ruissellement
- Eaux usées, d'origine domestique
- Eaux industrielles

Ces eaux peuvent être séparées ou mélangées, ce qui fait apparaître la notion de l'effluent urbain constitué par des eaux usées, d'origine domestiques, plus ou moins polluées par des eaux industrielles et plus ou moins diluées par des eaux de ruissellement. Les caractères de chacune de ces trois catégories sont :

3.1.2.1 Eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de la pluie. La pollution de ces eaux est variable dans le temps, plus forte au début d'une précipitation qu'à la fin par suite de nettoyage des aires balayées par l'eau.

3.1.2.2 Eaux usées, d'origines domestiques

Les eaux usées d'origine domestiques comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette...)
- Les eaux vannes (en provenance des WC, matières fécales et urines).

3.1.2.3 Eaux industrielles :

Les eaux industrielles sont celles en provenance des diverses usines.

3.1.3 Les types de système d'assainissement

Les systèmes d'assainissement les plus rencontrés sont :

- Le système séparatif
- Le système unitaire
- Le système pseudo-séparatif
- Le système individuel

3.1.3.1 Système séparatif

Le système séparatif se compose de deux réseaux : un réseau pour les eaux usées et un réseau pour les eaux pluviales.

La collecte séparative des eaux usées domestiques nécessite des ouvrages de section réduite en raison du volume limité des effluents en cause. C'est un système économique pour autant que l'évacuation des eaux pluviales ne nécessite pas un autre réseau complet c'est-à-dire qu'elle puisse être réalisée en faisant un large appel au ruissellement dans les caniveaux.

3.1.3.2 Système unitaire

Il s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilité de concevoir économiquement un réseau des eaux pluviales de surface, c'est à dire :

- Si l'exutoire est éloigné des points de collecte.
- Lorsque les pentes du terrain sont faibles, ce qui impose de grosses sections aux réseaux d'égouts séparatifs.
- Lorsque la proportion de surfaces imperméables (toitures, chaussées, parking, cours) est très élevée et que leurs pentes sont faibles, ce qui impose des ouvrages d'évacuation importants, où il est possible, sans dépenses supplémentaires, d'ajouter les eaux résiduaires domestiques.

Il est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque habitation.

3.1.3.3 Système pseudo-séparatif

Les eaux météoriques y sont divisées en deux parties :

- D'une part, les eaux provenant des surfaces de voiries qui s'écoulent par des ouvrages conçues à cet effet : caniveaux, fossés, etc...
- D'autre part, les eaux des toitures, cours, jardins qui déversent dans le réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

Ce système est intéressant lorsque les surfaces imperméabilisées collectives (voiries, parking, etc. ...) représentent une superficie importante avec de fortes pentes.

Il constitue alors une alternative au réseau séparatif, en réduisant le nombre de branchements par habitation à un.

3.1.3.4 Assainissement individuel

L'assainissement individuel est le système utilisé dans les zones urbaines à faible densité dans lesquelles les eaux usées d'une habitation sont éliminées au niveau même de cette habitation ou à l'extérieur dans un terrain limitrophe via une fausse septique.

3.2 Gestion des eaux pluviales et des eaux usées

Selon les prévisions du schéma Directeur d'Assainissement liquide de la région de Casablanca pour la zone de Zenata, La gestion des eaux usées et des eaux pluviales se fera par système séparatif.

Le réseau d'assainissement primaire de projet est composé de 2 grands collecteurs (HB' et HC) qui évacuent les eaux pluviales vers la mer et déversent les eaux usées au niveau de l'intercepteur anti-pollution, en cours de réalisation par la Lydec.

3.3 Détermination des débits d'eaux pluviales

3.3.1 Généralités

Depuis la révolution industrielle et le développement urbain, l'ingénieur s'est heurté à la définition de méthodes de dimensionnement de canalisations visant à évacuer les débits engendrés par les zones imperméabilisées lors d'évènements pluvieux.

3.3.2 Méthode de calcul

L'évaluation avec le logiciel **Covadis** des débits des eaux pluviales à l'exutoire d'un bassin versant est basée sur la méthode superficielle de **CAQUOT**.

Cette formule donne, pour une période de retour donnée, le débit de pointe en un point donné du réseau. Elle tient aussi compte d'un effet de capacité des conduites.

La formule générale de Caquot s'énonce comme suit :

$$Q(T) = K(T). I^{U(T)}. C^{V(T)}. A^{W(T)}. m(T)$$

Avec :

Q : débit en m³/s

T : période de retour (années)

I : pente moyenne du bassin versant (m/m)

C : coefficient de ruissellement du BV

A : superficie du BV en hectares

m : coefficient correcteur d'allongement du BV

Et avec les coefficients de Caquot définis comme suit :

$$K(T) = \left[\frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6(\beta + \delta)} \right]^{1/(1-b(T) \cdot f)}$$

$$U(T) = \frac{b(T) \cdot c}{1-b(T) \cdot f}$$

$$V(T) = \frac{1}{1-b(T) \cdot f}$$

$$W(T) = \frac{[b(T) \cdot d] + [1-\varepsilon]}{1-b(T) \cdot f}$$

$$m(T) = \left[\frac{L}{2\sqrt{A}} \right]^{Z(T)}$$

$$Z(T) = [0,84b(T)] / [1-b(T) \cdot f]$$

Avec :

L : longueur du BV (hm)

Les valeurs des paramètres μ , c , d , f , ε , $\beta + \delta$ sont données par l'instruction technique Française (1977) :

$\mu = 0,5$; $c = -0,41$; $d = 0,507$; $f = -0,287$; $\varepsilon = 0,05$; $\beta + \delta = 1,1$

3.3.3 Limites d'utilisation de la formule superficielle de Caquot

Les limites d'utilisation de la formule superficielle définies par l'Instruction Française de 1977 sont les suivantes :

- Pente I : $0,002 \leq I \leq 0,05$
- Coefficient de ruissellement : $0,2 \leq C \leq 1$
- Superficie : ≤ 200 ha
- Coefficient d'allongement : $L/\sqrt{A} \geq 0,8$

3.3.4 Choix de la période de retour

Les ouvrages d'assainissement pluviaux sont conçus pour prévenir les inondations provoquées par la pluie. Toutefois, cette dernière à un caractère plus ou moins exceptionnel exprimée par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour « T » = 1/F.

Pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement, on adopte pour le présent projet une période de T = 10 ans.

3.3.5 Coefficient de Montana a, b

Les paramètres a et b de Montana préconisés par le Schéma Directeur National d'assainissement liquide (SDAL) pour la zone du projet pour une période décennal sont (**tableau 6**) :

Tableau 6 : Paramètres de Montana pour la période de retour T=10 ans

Réurrence	A	b
10 ans	5.136	-0,641

Donc les valeurs des **coefficients de Caquot** sont :

Tableau 7 : les valeurs des coefficients de Caquot

K(T)	U(T)	V(T)	W(T)	Z(T)
1.2676	0.3221	1.2254	0.7659	-0.6598

Avec : $m(T) = (L/2(A)^{0,5})^Z(T)$

3.3.6 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement qui est le rapport du volume d'eau ruisselé par le volume d'eau tombé, est généralement assimilé au taux d'imperméabilisation du site : rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale ; Il dépend aussi de l'occupation du sol.

On a envisagé les valeurs suivantes (**tableau 8**) :

Tableau 8 : Coefficient de ruissellement selon l'occupation du sol

Nom	Valeur
Habitations très denses	90 %
Habitations denses	60 %
Habitations moins denses	40 %
Voies en macadam non goudronné	35 %
Allées de gravier	20 %
Surfaces boisées	5 %
Zone de centre-ville	70 %
Zone industrielle	50 %
Cimetières et parcs	10 %
Rue	80 %
Trottoirs	75 %
Ecole	50 %
Sport	15 %

3.3.7 Découpage en bassins versants

L'impluvium de la zone d'étude qui totalise une superficie d'environ **140 ha**, est organisé en **328** bassins versants élémentaires, de superficies ne dépassant pas 2.5 ha. Les caractéristiques des bassins versants élémentaires sont présentées en **annexe 2.3**

3.3.8 Assemblage d'un groupement de bassins élémentaires

La formule superficielle développée ci-avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous-bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j , C_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.

Ces formules, qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement soit en “ série ” ou en “ parallèle ” sont exprimées ci-après (**tableau 9**) :

Tableau 9 : Formules d'assemblages des bassins versants élémentaires

paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} MAX)}{\sqrt{\sum A_j}}$

Avec :

- I_i : pente du tronçon i
- L_i : longueur hydraulique du bassin versant i
- Q_i : débit du tronçon i
- N : nombre des tronçons
- C_i : coefficient de ruissellement du bassin versant i
- A_i : surface du bassin versant i
- M_{eq} : coefficient correcteur d'allongement
- Q_p : débit de pointe

Les caractéristiques des BV élémentaires et des assemblages des bassins et la note de calcul des débits EP sont présentées en **Annexes 2.3**, **Annexes 2.4** et **Annexes 2.5**

3.4 Evaluation des débits des eaux usées

Les débits des eaux usées à prendre en compte pour le dimensionnement du réseau ont été obtenus en tenant compte de la densité de population, du taux d'occupation du sol prévisible et de la dotation en eau potable pour les différents usagers. Au préalable, il a été opéré un découpage de l'aire d'étude en bassins versants des eaux usées **Annexes 2.10**

3.4.1 Dotation

Les consommations futures en eau potable sont évaluées en appliquant les dotations et les consommations spécifiques adoptées par l'étude d'AEP aux différentes catégories d'usagers à savoir (**tableau 10**) :

Tableau 10 : Dotations unitaires

Désignation	Dotation	Unité
Immeuble	90	l/hab/j
École/lycée/collège	25	m ³ /j/Unité
Mosquée	5	m ³ /j/Unité
Crèche	5	m ³ /j/Unité
Centre de santé/Centre socio-éducatif/Foyer féminin	10	m ³ /j/Unité
Poste de police/Poste de sécurité/District de police	5	m ³ /j/Unité
Four Hammam	35	m ³ /j/Unité
Administration/bibliothèque/maison de jeunes	25	m ³ /j/ha

- Pour les immeubles en prend 5 habitant /niveau
- Ces dotations sont maintenues constantes jusqu'à l'horizon de l'étude.

3.4.2 Taux de raccordement

Une évolution des taux de raccordement au réseau d'AEP devra atteindre 100%

3.4.3 Taux de restitution à l'égout

Le taux de restitution à l'égout de la consommation est pris égal à 80 %.

3.4.4 Débits moyenne des eaux usées

La production des eaux usées dépend de la consommation d'eau potable, du taux de retour à l'égout T_{res} ainsi que du taux de raccordement au réseau d'égout T_{rac} . Elle est calculée comme suit :

$$Q_{m,EU} = T_{res} \times T_{rac} \times Q_{m,AEP}$$

Avec

- $Q_{m,AEP}$: consommation moyenne d'eau potable.

3.4.4.1 Besoins de consommation d'eau potable

Le calcul des besoins de consommation d'eau potable se fait sur la base de la formule suivante :

$$Q_{m, AEP} = q_{pb} \times P_b + Q_{Adm} + Q_{Ind}$$

- P_b : population branchée au réseau d'eau potable

Avec :

$$P_b = TB \times P_{tot}$$

- TB taux de branchement au réseau d'eau potable
- P_{tot} population totale de la ville.
- q_{pb} : dotation en eau de la population branchée
- Q_{Adm} besoins de consommation d'eau potable des administrations
- Q_{Ind} besoins de consommation d'eau potable des industries : $Q_{Ind} = q_{ind} \times S$
avec ; q_{ind} est la dotation surfacique d'équipement industriel et S et la surface.

3.4.5 Débit de pointe journalière

Le calcul de pointe lors du jour de production maximale $Q_{max,j}$ est fait en se basant sur la pointe journalière relative à la consommation en eau potable. Le débit maximal journalier se calcule de la manière suivante :

$$Q_{p,j} = C_{pj} \times Q_{m,EU}$$

Le coefficient de la pointe journalière, C_{pj} , est le rapport du volume moyen d'eau potable des trois journées successives les plus chargées de l'année sur le volume moyen annuel.

Pour ce projet $C_{pj}=1.3$ donner par la Lydec

3.4.6 Débit de pointe horaire

Le débit de pointe horaire tient compte de la variation de la production en eaux usées lors d'une journée. Le débit maximal horaire se calcule de la manière suivante :

$$Q_{ph} = C_{ph} \times Q_{p,j}$$

- Q_{ph} = Débit de pointe horaire.
- C_{ph} = Coefficient de pointe horaire.

Le coefficient de pointe horaire est déterminé par la formule suivante :

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{m,EU}}} \leq 3$$

La note de calcul des débits EU sont présentées en **Annexes 2.11** du rapport

3.5 Calcul des diamètres des collecteurs

Le dimensionnement consiste à trouver les diamètres des collecteurs constituant le réseau, le calcul du diamètre théorique requis dans chaque canalisation se fait en se basant sur le calcul des Débits des assemblages des bassins versants élémentaires et sur le calcul de la vitesse cette dernière est donnée par plusieurs modèles tels que le modèle de **Manning-Strickler et de Bazin**, La Vitesse est fournie donc par plusieurs équations mais en ce qui concerne mon cas j'ai utilisé l'équation de **Manning-Strickler**.

3.5.1 Formule de Manning – Strickler

Sachant que le débit à évacuer est donné par la formule d'écoulement adoptée ci-dessous :

$$Q = V * S$$

Q : débit évacué en m³ / s

V : vitesse d'écoulement en m / s

S : section de l'ouvrage en m² ($S = \pi * D^2 / 4$)

La formule la plus adoptée pour le dimensionnement des canalisations en écoulement à surface libre, est la formule suivante :

$$Q = K_S . S . (R_h)^\alpha . I^{1/2}$$

Q : Débit transité par la canalisation en m³/s,

S : Section de la canalisation (Surface mouillée à pleine section) en m²

R_h : Rayon hydraulique de la canalisation (R_h=D/4 en m pour une conduite circulaire).

I : Pente de la canalisation en m/m

K_s : Coefficient de Manning & Strickler qui dépend de la rugosité de la canalisation en fonction du matériau choisi.

- K= 100 pour les canalisations en PVC (Polychlorure de Vinyle non plastifié)
- K=90 pour les canalisations en CAO (Centrifugé Armé Ordinaire)

α : c'est un coefficient qui varie en fonction du type du système d'assainissement :

- α =3/4 pour le réseau des eaux pluviales en système unitaire ou en système séparatif.
- α =2/3 pour le réseau des eaux usées domestique en système séparatif.

3.5.2 Diamètres minimaux

Diamètres minimaux adoptés pour les collecteurs sont :

- 300mm pour EU
- 400mm pour EP

3.6 Conditions d'écoulement

3.6.1 Conditions d'auto curage pour EP

Ces conditions sont à peu près satisfaites dans les ouvrages calculés pour l'évacuation du ruissellement de fréquence décennale en y réalisant des vitesses de 0,60 m/s pour 1/10 du débit à plein section et de 0,30 m/s pour 1/100 de ce même débit. Ces vitesses sont toutes deux obtenues avec des vitesses à pleine section de l'ordre de 1 m/s sur les canalisations circulaires et de 0,90 m/s sur les tuyaux ovoïdes.

Dans le souci de prévenir la dégradation des joints des ouvrages non visitables ou d'assurer la sécurité du personnel des ouvrages visitables, la vitesse de l'eau ne devra pas dépasser 4m/s à 5 m/s.

La pente minimale pour les EP est 2 pour mille.

3.6.2 Conditions d'auto curage pour EU

Les conditions d'auto curage sont les suivantes :

- A pleine ou à demi-section, la vitesse d'écoulement doit être supérieure à 0,70 m/s, cette limite pouvant, à l'extrême rigueur être abaissée à 0,50 m/s.
- Le remplissage de la conduite doit être assuré au 2/10 du diamètre pour le débit moyen, la vitesse d'écoulement étant alors au minimum de 0,30m/s.

Les conditions d'auto curage sont souvent délicates à réaliser dans les parties amont des réseaux où les débits sont faibles ; on est alors conduit à rechercher des pentes de 4 à 5 pour mille afin d'améliorer le régime des vitesses, tout en ne perdant pas de vue la nécessité du remplissage au 2/10 du diamètre.

A l'aval, il pourra être admis des pentes de 3 pour mille, le minimum 2 pour mille étant même admis moyennant une pose particulièrement soignée des canalisations.

Pour Les détails de calcule du dimensionnement de réseau d'assainissement voir **annexe 2.5 pour EP et annexe 2.12 pour EU**.

3.7 Calage des réseaux d'assainissement

L'implantation des canalisations se fait à l'aide des altitudes mentionnée au plan il est donc indispensable de disposer au départ du plan parcellaire et des voiries projeté dans ce projet, les collecteurs sont projetés à une profondeur minimale de 0.8m au-dessus de la génératrice supérieure pour le réseau EP et 1.2m pour le réseau EU afin d'éviter d'une part les surcharges roulantes et, d'autre part, les encombrements avec les autres réseaux (eau potable, électricité, téléphone...).

3.7.1 Tracé d'assainissement

Le plan d'assainissement représente le tracé du réseau selon le système d'assainissement édicté par le schéma directeur de la ville, ce plan est réalisé à l'aide des Logiciels **COVADIS** et **AUTOCAD**.

Des Collecteurs d'assainissement qui doivent être implanté :

- Sous axes des voies.
- Le réseau d'assainissement des eaux usées doit être placé au-dessous du réseau EP
- La distance minimale horizontale entre les canalisations EP et EU devra être de 0.40 m.

Des regards de visite qui sont implantés au niveau des singularités suivantes :

- A chaque changement de diamètre, de direction ou de pente
- Au droit de confluence entre 2 ou plusieurs collecteurs
- Au droit des chutes (approfondissement de collecteur).
- espacés au maximum de 70 m (contraintes d'entretien).

Pour le trace en plan EP voir **annexe 2.1**

Pour le trace en plan EU voir **annexe 2.9**

3.8 Les Profils en long des collecteurs

Le profil en long représente les pentes d'un réseau, La pente doit être limitée pour des raisons des conditions d'écoulements. Le profil en long est défini pour limiter les volumes de déblai et de remblai, afin de limiter le coût du projet .Ces profils sont réalisés sur le logiciel **COVADIS** J'ai réalisé environ 400 profils en long, j'ai choisie de présenter trois exemples pour EU et trois autres exemples pour EP voire **annexe 2.6 pour EP et annexe 2.13 pour EU**

3.9 Profil en travers

Le profil en travers est une représentation d'une coupe verticale suivant un plan perpendiculaire à l'axe de la route. Il indique les positions des différentes canalisations souterraines.

De même pour les profils en travers j'ai réalisé tous les profils en travers, j'ai choisi quelques exemples voir **annexe 2.7 pour EP et annexe 2.14 pour EP**.

3.10 Modalités d'exécution des travaux de terrassement

La conduite sera posée en tranchée (**figure 15**), dont la largeur nominale sera comme suit (**tableau 11**) :

Tableau 11 : Relation du diamètre nominal et largeur de tranchée

DN	Largeur de tranchée
DN ≤ 200 mm	LT = 0,60 m
200 ≤ DN ≤ 400 mm	LT = 0,90 m
400 ≤ DN ≤ 600 mm	LT = 1,20 m
DN > 600 mm	LT = DN + (2 x 0,40) m

La profondeur de la tranchée est déterminée par le profil en long tandis que la hauteur minimale du remblai au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau a été fixée à 0.8 m pour les tronçons des EP et 1.2m pour les EU.

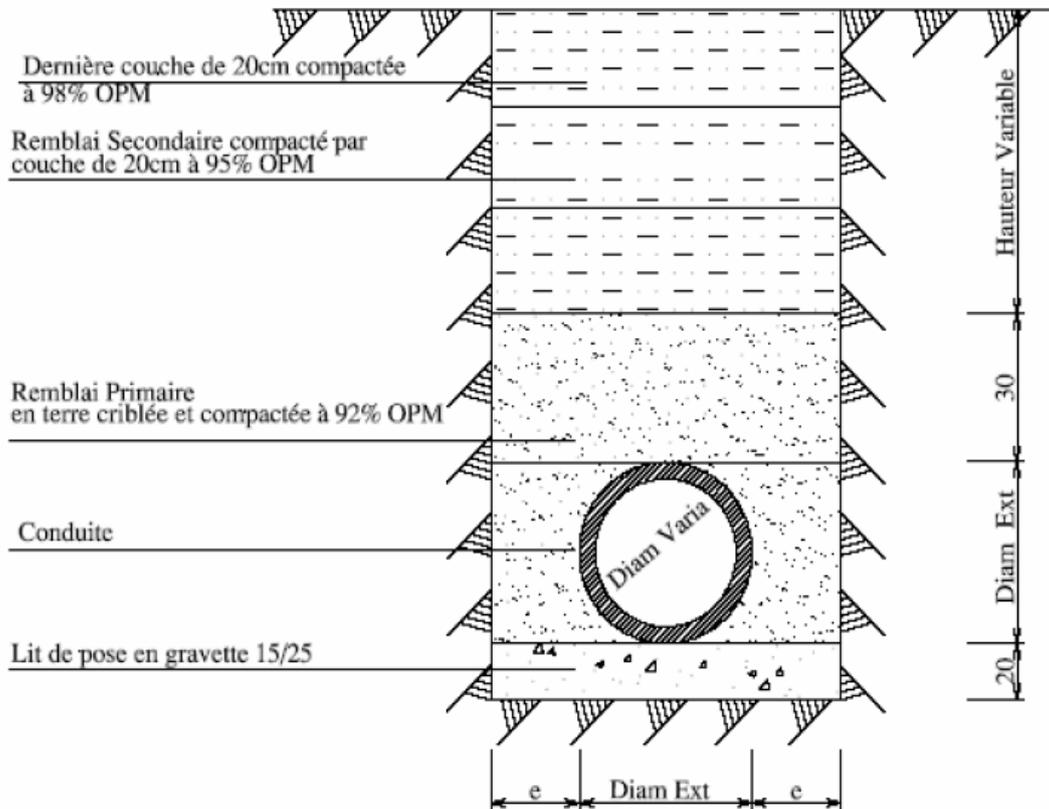


Figure 15 : Coupe tranchée type pour conduite circulaire

Une attention particulière doit être portée au lit de pose, pour la bonne tenue des collecteurs. Le fond de fouille doit être dressé soigneusement et compacté (après que les pierres, les mottes et les affleurements de points durs seraient enlevés), de telle sorte que l'indice de compactage du sol, en place, atteigne 95 % de l'OPM.

L'épaisseur et la nature du matériau du lit de pose sont fonction de la nature du sol et de la présence ou non de la nappe :

- Terrain rocheux : le lit de pose est constitué de gravette ou gravillon 5/10 ; il a une épaisseur de 15 cm ;
- Terrain meuble autre que rocheux : le lit de pose est constitué de terre fine ou de sable, tamisé si nécessaire ; il a une épaisseur de 10 cm ;
- Zone de nappe : couche de 20 cm de gravier 5/15 ($IP < 12$ et compacté en deux couche au taux de 95 % de l'OPM).

Dans les zones de présence de la nappe, le lit de pose ne devrait être étalé qu'après épuisement et rabattement des eaux, jusqu'à 40 cm au-dessous de la cote des fonds de fouille la plus basse de la tranchée.

Le remblai primaire

Le remblai primaire est utilisé pour le remblayage de la tranchée jusqu'à 0,30 m au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation. Il est constitué de matériaux granulaires.

Remblai secondaire

Le remblai secondaire est utilisé pour le remblayage de la tranchée, entre la dernière couche du remblai primaire et la couche de surface. Il est constitué :

- Soit par des matériaux extraits sélectionnés : Ces derniers ne doivent contenir, ni racines ni terre végétale, ni matières organiques ou argile ;
- Soit par des matériaux d'apport qui devront faire l'objet d'une approbation préalable du maître d'ouvrage à partir de leurs caractéristiques granulométriques.

De même, au droit des joints (et principalement dans la zone de la nappe), la conduite doit être enrobée dans des remblais d'argiles bien compactés et damés, afin d'assurer une étanchéité quasi-parfaite au droit des joints.

3.11 Métré du réseau d'assainissement

La profondeur de la tranchée est mesurée à partir de la ligne rouge de voirie jusqu'à la côte de la génératrice inférieure de la canalisation, elle est augmentée de l'épaisseur du lit de pose.

Voire annexe 2.8 et annexe 2.15 pour les métrés détaillé et global des EU et EP.

Chapitre 4

4 Etude d'alimentation en eau potable

La présente partie a pour objet de définir les critères de base pour la conception et le dimensionnement des ouvrages d'AEP. Il comprend les points suivants :

- La conception du réseau AEP
- La simulation réseau AEP avec le logiciel EPANET
- Dimensionnement des conduites AEP
- Le métré des réseaux AEP

4.1 Possibilité d'alimentation en eau potable

Le projet de la VNZ sera alimenté en eau potable à partir du réservoir de Tit Mellil de la Lydec, alimenté quant à lui par les systèmes d'AEP existants de l'ONEP (Fouarat et les adductions Bouregreg BR1 et BR2).

L'alimentation en eau potable du projet sera prévue à partir d'un piquage sur une conduite AC DN 600mm

La pression disponible au niveau du piquage est de l'ordre **7 bars**.

4.2 Critère de conception et de dimensionnement

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

4.2.1 Trace en plan

- Le réseau est maillé.
- Toutes les canalisations sont posées en tranchée sous trottoir
- Limiter le nombre de traversée de la chaussée
- Prévoir une protection en béton en cas de traversée de la chaussée et en cas où la profondeur est inférieure à 80 cm
- Le dédoublement des conduites sera réalisé à partir des emprises des voies supérieures à 12m

4.2.2 Matériaux des conduites

Plusieurs facteurs entrent en jeu pour le choix du matériau de canalisations ; les principaux sont les suivants :

- les possibilités de diamètres offerts par le matériau ; ainsi, pour les diamètres supérieurs à 400 mm, les tuyaux en plastique ne sont pas standardisés, et c'est le béton précontraint qui est utilisé ;
- les pressions admissibles par les tuyaux : dans ce sens, le béton précontraint est recommandé jusqu'à une pression caractéristique de 20 bars ; au-delà, seule la fonte convient ;
- la résistance chimique à l'eau agressive ;
- la longévité des conduites compte tenu de la qualité des eaux véhiculées ;
- la facilité de pose ;
- les conditions du marché local et le prix du tuyau.

Le choix de la nature des conduites est porté sur :

- Le PVC PN16 (**tableau 12**) pour le réseau de distribution jusqu'au diamètre DN 400 mm, avec un diamètre minimal de 75 mm

Tableau 12 : Propriété géométrique du PVC PN 16

DN	Epaisseur en mm	diamètre intérieur en mm
75	5.6	63.8
90	6.7	76.6
110	8.1	93.8
160	9.5	141
200	11.9	176.2
225	13.4	198.2
250	14.8	220.4
315	18.7	277.6
400	23.7	352.6

- le béton précontraint pour les diamètres au-delà de DN 400 mm, et pour les traversées de voies du Projet.

4.2.3 Dédoublage des conduites

Le dédoublement des conduites sera réalisé à partir des emprises des voies supérieures à 12m

4.2.4 Débit de calcul

Le réseau est dimensionné pour transiter le débit de consommation d'eau potable à la pointe horaire.

4.2.5 Vitesses admissibles

On s'efforcera dans la mesure du possible de limiter les vitesses aux valeurs suivantes pour des motifs de sécurité et pour garder une bonne qualité de l'eau distribuée :

- Vitesse maximale : 1,8 m/s pour remédier aux problèmes de coup de bélier importants au niveau des conduites du réseau et pour protéger ces dernières contre la corrosion.
- Vitesse minimale : 0,3 m/s pour éviter la formation de dépôt dans les canalisations et pour préserver la qualité de l'eau distribuée.

4.2.6 Pressions résiduelles

Le fonctionnement hydraulique normal du réseau de distribution doit se faire de façon à assurer ce qui suit :

Pression minimale

Le réseau de distribution doit assurer dans les conditions les plus défavorables (pointe horaire), une pression minimale de 12 m chez tout usager. Il en ressort que la pression au sol requise aux différents consommateurs est fonction du type d'habitat (nombre de niveaux) desservi par chaque nœud, peut être déterminée comme suit :

$$\mathbf{P_s = P_r + H + P.D.C}$$

Avec :

P_s = pression au sol

P_r = pression résiduelle chez l'utilisateur (prise égale à 10 m)

H = hauteur de construction (hauteur moyenne de 3 m par niveau)

$P.D.C.$ = perte de charge des tuyaux à l'intérieur du bâtiment ($P.D.C.$ moyenne de 0.5 m par niveau)

D'où les valeurs de pression au sol suivantes selon le type d'habitat sont :

- Habitat RDC = 13.5 m
- Habitat R + 1 = 17 m
- Habitat R + 2 = 20.5 m
- Habitat R + 3 = 24 m
- Habitat R + 4 = 27.5 m

Pression maximale

La pression au sol sera telle que la pression maximale soit limitée à 60 m.

4.2.7 Calcul de la perte de charge

• Pertes de charges singulières

Elles sont introduites dans une conduite par la présence de singularités correspondant toujours à un changement de direction des particules fluides et à une modification diamètre

Les pertes de charges singulières sont calculées comme suit :

$$\Delta H_s = K_s \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

K_s : coefficient de singularité

V : vitesse (m/s)

Leur influence n'est plus comparée aux pertes de charge linéaire, et par conséquent on les estime à 10% de celles-ci

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_l$$

- **Pertes de charges linéaires**

Les pertes de charge linéaires sont calculées sur la base de la formule de Darcy et de ColeBrook :

$$\Delta H_l = J = \frac{\lambda L V^2}{D 2g}$$

λ est défini comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec

- J : Pertes de charge linéaires (m/m)
- ΔH_s : Pertes de charges singulières ;
- ΔH_l : Pertes de charges linéaires ;
- V : Vitesse (m/s) ;
- D : Rayon hydraulique (m) ;
- Re : Nombre de Reynolds ;
- k : Rugosité de la paroi de la conduite ;
- L : Longueur de la conduite en m.

On retiendra les valeurs de rugosité (k) suivantes :

- 0,1 mm pour le PVC et le PEHD
- 0,3 pour le Béton Précontraint (BP)

Ces valeurs tiennent compte du vieillissement des conduites et des pertes de charge singulières.

Les pertes de charges ne doivent pas dépasser **10m /km** au maximum

4.2.8 Calcul des diamètres

L'expression qui permet de calculer le diamètre est :

$$Q_p = V.S$$

V : vitesse [m/s]

S : section de la conduite (m²)

Qp : débit de pointe (m³/s)

Donc

$$D = 2 \sqrt{\frac{Qp}{V}}$$

D (m) : diamètre de la conduite

4.2.1 Vérification d'incendie

Conformément aux normes de lutte contre l'incendie (normes françaises NFS .61.211 de 1951), la vérification du réseau en cas de lutte contre l'incendie sera faite en considérant un débit de 17 l/s soutiré au nœud le plus proche du sinistre.

Le réseau de distribution a été vérifié en cas des débits de pointe horaire, avec des pressions au point d'installation de l'appareil de lutte contre l'incendie ne devront pas être inférieures à 1bar.

Les appareils de lutte contre l'incendie doivent couvrir une superficie d'un rayon de 100 m (assurer un inter distance circulaire maximale de 200 m entre deux poteaux d'incendie) et doivent être répartis suivant l'importance des risques. L'appareil normalisé est le poteau d'incendie DN 100 mm

Le diamètre minimal des conduites à partir desquelles seront alimentées les poteaux d'incendie est le DN 110mm.

4.3 Pose des conduites

La conduite sera posée en tranchée dont la largeur nominale en tout terrain est :

Tableau 13 : Largeur nominale de la tranchée

DN	Largeur de tranchée
DN ≤ 160 mm	LT = 0,60 m
160 < DN ≤ 315 mm	LT = DN + (2 x 0,25) m
315 < DN	LT = DN + (2 x 0,30) m

L'épaisseur minimale du remblai sur la génératrice supérieure extérieure du tuyau est fixée à 0,80 m.

La conduite sera posée sur un lit de pose en sable fin de 0,1 m d'épaisseur pour le terrain ordinaire ou en gravier de 0,15 m d'épaisseur pour le terrain rocheux ou en présence de nappe.

4.4 Organes de manœuvre et sécurité

Pour permettre une exploitation adéquate des conduites, il est nécessaire de prévoir l'installation d'un certain nombre d'organes de manœuvre et de sécurité qui comprennent :

- Ventouses
- vidanges
- Robinets vannes, ou vannes de sectionnement

4.4.1 Ventouses

Les ventouses sont de type automatique à 3 fonctions et ayant un diamètre en fonction des débits d'air à transiter.

Les débits d'air de dimensionnement des ventouses sont :

- Gros orifice : en fonction des conditions de vidange et de remplissage des conduites.
- Petit orifice : en fonction de la quantité d'air transportée par l'eau.

Au cours du remplissage du réseau, la vitesse de l'eau doit être comprise entre 0,05 et 0,5 m/s. Sur la base d'une valeur moyenne de 0,25 m/s, le débit d'eau sera de 2 et 17 l/s pour des diamètres de 110 et 315 mm, ce qui correspond au débit d'air à évacuer de la conduite au moment de son remplissage.

Par contre en fonctionnement normal, les débits d'air en suspension à dégazer, peuvent être évalués sur la base de 1 à 2% du débit d'eau transité.

Dans le cas d'une casse franche, on admettra une dépression de 3 m et on tiendra compte des pertes de charges localisées à l'entrée de la ventouse et qui peuvent être évaluées par $K \cdot V^2 / 2g$ ($k=2$). Ainsi, dans une situation critique donnée, le débit d'eau vidangée utilisant la formule suivant :

$$Q = S \cdot V = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$= 0,785 \cdot D^2 \cdot ((H-3) / (0,00064 \cdot (L / D^{4/3}) + 0,102))^{1/2}$$

Avec :

- K = constante de Strickler = 100
- Q = débit déchargé (m³/s)
- D = diamètre de la conduite (en m)
- H = dénivelée géométrique (en m)
- L = longueur (en m)

4.4.2 Vidanges

Les vidanges ont été dimensionnées afin de permettre la vidange du tronçon correspondant en un laps de temps compris entre 1 et 2 heures.

Le débit déchargé par une vidange peut être donné, avec suffisamment d'approximation par l'expression :

$$Q = m \cdot S \sqrt{2gh_{moy}}$$

Où :

- Q : débit vidangé en m³/s ;
- m : coefficient de débit pour lequel on peut adopter la valeur de 0,7 ;
- S : section de la vidange ;
- h_{moy} : hauteur moyenne d'eau dans le tronçon de la conduite contrôlé de vidange.

Pour une longueur du tronçon (L), contrôlée par la vidange et pour un diamètre (D) de la conduite en m et afin de s'assurer des temps de vidange mentionnés, les diamètres des vidanges (d) en mm sont donnés par :

$$T=1 \text{ heure} \quad d(mm) = 9.5 \times D \sqrt{\frac{L}{\sqrt{h_{moy}}}}$$

$$T=2 \text{ heure} \quad d(mm) = 6.6 \times D \sqrt{\frac{L}{\sqrt{h_{moy}}}}$$

4.4.3 Robinets – vannes

Pour faciliter la gestion et l'exploitation des futurs réseaux de distribution, il est nécessaire de prévoir des vannes de sectionnement dans le réseau permettant d'isoler des tronçons pour procéder aux réparations et entretiens éventuels.

4.5 Calcule de débit

4.5.1 Hypothèses de calcul du débit

Les hypothèses de calcul prises en compte lors de la réalisation de cette étude, telles que les dotations, le nombre d'habitants par logement et bien d'autres, ont été fournies par la LYDEC. Le débit de consommation de pointe horaire est calculé sur la base de la consommation moyenne à la distribution (3.4.4.1 Besoins de consommation d'eau potable), majorée des coefficients suivants :

- Rendement du réseau de distribution : 0,8 alors le coefficient de perte : 1.25
- Coefficient de pointe journalière : 1,2
- Coefficient de pointe horaire : 1,8

L'horizon de l'étude est la saturation de tout le lotissement, avec un taux de branchement de 100%.

4.5.2 Dotations

Pour ce qui concerne les dotations prises en considération pour les besoins en eau, elles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Dotations pour le calcul des besoins en eau

Désignation	Dotation	Unité
Immeuble	90	l/hab/j
École/lycée/collège	25	m ³ /j/Unité
Mosquée	5	m ³ /j/Unité
Crèche	5	m ³ /j/Unité
Centre de santé/Centre socio-éducatif/Foyer féminin	10	m ³ /j/Unité
Poste de police/Poste de sécurité/District de police	5	m ³ /j/Unité
Four Hammam	35	m ³ /j/Unité
Administration/bibliothèque/maison de jeunes	25	m ³ /j/ha

Immeuble = 5 habitant /niveau

4.5.3 Demande de base des nœuds

Après avoir calculé les demande de base de chaque logement, on va essayer de concentrer les débits moyenne dans les nœuds en affectons à chaque nœud 50% des débits additionné entre ce nœud et les nœuds voisin.

Une fois cette opération accomplie, on calcule les débits de pointe journaliers et de pointe horaires. **Le tableau Annexe 3.2**

4.6 Dimensionnement du réseau par simulation hydraulique

4.6.1 Présentation du logiciel

Le logiciel EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur ce logiciel se définit par des tuyaux (tronçons), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Dans le cadre de mon étude, le logiciel doit nous permettre d'avoir la meilleure conception réseau qui assure les débits, les diamètres, les pressions et les vitesses les plus convenables possible.

4.6.2 Principe de calcul du logiciel

Le logiciel se base dans le calcul du réseau maillé sur la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois, à savoir la loi des nœuds qui affirme que le débit entrant dans un nœud est qu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud.

Ainsi, le logiciel présente de choisir l'équation des pertes de charge souhaitée parmi 3 les plus connues : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning.

4.6.3 Données saisies

4.6.3.1 Longueur des conduites

L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre. La construction du réseau a été facilitée par le fait qu'il m'a été possible d'importer la trace du réseau à partir du fichier AUTOCAD par l'utilisation du logiciel EPACAD.

Le tableau annexe 3.3 récapitule les longueurs des tronçons de ce réseau.

4.6.3.2 Diamètres des conduites

Le second paramètre à introduire est le diamètre interne des tuyaux en mm, en se référant au **tableau 10** qui exprime l'équivalence entre les diamètres internes et nominaux pour les conduites en PVC utilisées dans ce projet. Ce paramètre sera saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation qu'on va le changer jusqu'à avoir les vitesses et les pressions nécessaires.

4.6.3.3 Rugosité des conduites

Puisque nous allons calculer les pertes de charge par la formule de DARCY-WEISBACH car théoriquement c'est la plus correcte, nous attribuerons un coefficient de rugosité de 0,1 mm pour les conduits PVC et 0.3 pour les conduits en BP

4.6.3.4 Altitude des nœuds

C'est la première caractéristique à saisir pour un nœud, nous avons pu déterminer ces cotes au sol en se basant sur un fichier Covadis sur lequel on a reporté la levée topographique du site de l'étude. Son unité est le mètre. **Le tableau annexe 3.3** donne les altitudes en m des nœuds.

4.6.3.5 Demande de base des nœuds

Paramètre propre aux nœuds : il s'agit d'insérer la demande en eau dans chacun d'eux en l/s, en faisant appel au **tableau annexe 3.2**

4.7 Résultat de la simulation

Les simulations de réseau sur le logiciel EPANET ont été effectuées pour les différents cas de fonctionnement suivants :

- Simulation en pointe journalière
- Simulation en pointe horaire
- Simulation pour le cas d'incendie au niveau de 2 points du réseau

Les résultats de calcul obtenus sont présentés dans les tableaux et plans en **annexes AEP**. L'analyse de ces résultats montre que :

- Les pressions sont satisfaisantes au niveau de tous les nœuds. En effet, les pressions en cas de régime dynamique (pointe horaire), varient de 25 m à 40 m.
- En cas de pointe horaire, les vitesses d'écoulement présentent des valeurs qui varient en général de 0,3 m/s à 1,6 m/s. Cependant, Il est à signaler que certains tronçons du réseau présentent des vitesses faibles (de l'ordre de 0,01 m/s). Ce qui est tolérable en cas des réseaux maillés, dans la mesure où le maillage est indispensable pour assurer la sécurité de service en eau. En plus le diamètre minimal considéré est de 75 mm

Le réseau projeté sera d'un linéaire total de 56895.454 ml (sans tenir compte du linéaire des conduites de branchement), réparti selon le diamètre et la nature des canalisations, comme suit :

Tableau 15 : Longueur du réseau selon le diamètre

Diamètre (mm)	Nature et PN	longueur Total
75	PVC PN 16	31112.12
110	PVC PN 16	10577.124
160	PVC PN 16	7759.98
315	PVC PN 16	6231.63
500	BP	1214.6
Total	-	56895.454

Pour les calculs des simulations voir **annexe 3.3 et annexe 3.4**

Pour le métré voir l'**annexe 3.5**

Conclusion

Notre travail de fin d'étude, effectué au sein du bureau d'études NOVEC, avait pour principal objectif de réaliser les études de voirie et réseaux divers relatives au projet la nouvelle ville Zenata.

Sur le plan technique, ce stage a été une expérience très enrichissante. Il m'a permis d'acquérir de nombreuses connaissances portant sur le domaine des VRD, mettre en pratique les enseignements acquis pendant notre formation, approfondir les connaissances récoltées tout au long de mes précédents stages et bénéficier du savoir-faire et des compétences hautement pointues du département VRD.

Ce projet de grande envergure m'a permis de toucher les différents aspects de l'étude d'un projet, nous immerger au sein des vraies conditions de travail et me confronter aux différentes problématiques auxquelles doit faire face un ingénieur VRD ,soient-elles urbanistiques ,réglementaires ou budgétaires.

En somme, ce projet a été une satisfaction totale pour moi. Il m'a permis de concrétiser l'ensemble des objectifs que nous nous étions fixés avant de débiter mon stage. À savoir, toucher et mettre en pratique un large spectre de connaissances acquises pendant ma formation, Palper la véritable nature d'un métier d'avenir et hautement technique et acquérir le savoir-faire nécessaire pour pouvoir débiter ma vie professionnelles sur des bases, on ne peut plus solides.

Bibliographie

1. BOUTGARA.Mohamed. (Mars 2006). *ROUTES ECONOMIQUES A FAIBLE TRAFIC*. Rabat.
2. Dr.WOUMENI.Robert. (2014). *Formation au code EPANET*.
3. ELYASSARI.Soufiane. (16 mars 2013). *tracé routier*. ENSAH AL HOCEIMA.
4. GEOMEDIA. (decembre 2006). *formation covadis*. Malbert, France.
5. Ing.SAYOURI. (Octobre 2014). *Etude d'impact sur l'environnement*. NOVEC RABAT.
6. KERLOC'H.Bruno. (s.d.). *LE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS*. Picardie France.
7. LYDEC. (s.d.). *Hydraulique appliquee aux reseaux d"assainissement*. casablanca.
8. Mr..SGHYAR.Azzeddine. (2013). *ASSAINISSEMENT URBAIN*. Meknes.
9. ONEP. (2008). *GUIDE TECHNIQUE DES TRAVAUX D'ASSAINISSEMENT DES LOTISSEMENTS ET DES ENSEMBLES IMMOBILIERS*.
10. Pr.M.A.Moussaoui. (2013). *Cours de l'Écoulement en charge*. ENSAH Al hoceima.
11. SAZ.Presse. (03 Avril 2013). *ZENATA,ÉCO-CITÉ MAROCAINE*. Casablanca.

Annexe