

Etude de l'assainissement liquide d'un lotissement : cas de la résidence de la vallée à Marrakech

Réalisé par :

Ichrak AMQOR

Soumia ELHATIMY

Encadrées par :

Mme Khadija ELHARIRI

Mr Mohammed JAFFAL

Soutenu: le 24 juin 2013

Devant le jury composé de :

Mr Azzouz KCHIKACH

Mme Khadija ELHARIRI

Mr Mohammed JAFFAL

Dédicace

Ce mémoire est dédié à :

Nos chers parents AMQOR Farid, ELHATIMY Abd Nabi, CHELLAKHI Najat et AIT OMADA Saida qui nous ont supportés, soutenus, ont toujours crus en nous, et ont mis à notre disposition tous les moyens nécessaires pour que nous réussissions dans nos études.

On ne saura les remercier pour tous ce qu'ils ont fait, que dieu les récompense pour tous leur bienfaits.

A nos sœurs et nos frères

A nos enseignants

A nos chers (es) amis (es) et collègues

Remerciement

Nous remercions « الله » le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

Nous remercions les professeurs Madame Khadija ELHARIRI, et Monsieur JAFFAL Mohammed pour le suivi qu'ils ont apporté à notre stage, leurs conseils, leurs explications sans oublier leurs participations au cheminement de ce rapport.

Nos remerciements sont également adressés à notre encadrant à la RADEEMA Monsieur Khalid FATHI Chef de Service de Département "Etude et Planification " pour l'aide et les conseils du suivi de notre travail.

On tient à remercier tout particulièrement et à témoigner toute notre reconnaissance à Monsieur Adil DAOUDI Chef de Département "Etude et Planification " pour l'expérience enrichissante et pleine d'intérêt qu'ils nous ont fait vivre durant ce mois et pour l'accueil et la confiance qu'il nous a accordés dès le début de stage.

Nos vifs remerciements à tous nos professeur du département des Sciences de la Terre de *la Faculté Science et Technique de Marrakech*, et pour l'enseignement qu'ils nous ont assuré le long de notre cursus.

Nous tenons à remercier Monsieur KCHIKACH Azzouz, Professeur à la FSTG pour avoir accepter de juger ce travail.

Nous n'oublierons pas notre ami El Alaoui El Fels Abd El Hafid pour son soutien et ses différents conseils qui nous ont encouragés parfaitement pour atteindre nos objectifs.

Sommaire

Introduction	6
---------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'étude

I.	Présentation de l'établissement	8
1.	Historique	8
2.	Organigramme générale de la RADEEMA	8
3.	Activité d'assainissement liquide de la RADEEMA	9
II.	Présentation du projet	9
1.	Objectifs de l'étude	9
2.	Données générales sur le projet	9
a.	Situation géographique	9
b.	Topographie du site	10
c.	Données géologiques	10
d.	Hydrologie et hydrogéologie	11
e.	Climat	14
i.	Précipitation et Hygrométrie	14
ii.	Température	14
iii.	Evaporation	15
iv.	Vent	15
3.	Données spécifiques au projet	15
a.	Habitats	15
b.	Infrastructures existantes	15
i.	Voirie	15
ii.	Réseau d'assainissement	16

Chapitre II : Les grands principes d'assainissement liquide d'une opération d'aménagement urbain

I.	Définition de l'assainissement	18
II.	Modes et Systèmes d'assainissement	18
1.	Mode d'assainissement	18
2.	Système d'assainissement	18
III.	Les critères de choix entre les systèmes d'assainissement	21
IV.	Les différents ouvrages d'assainissement	21
1.	Les branchements particuliers	21
2.	Regards de visite	21
3.	Regards borgnes	22
4.	Bouches d'égout	22
V.	Règles techniques à respecter	22
1.	Implantation des ouvrages annexes	22
2.	Implantation des collecteurs	23

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

I.	Calcul des débits des eaux usées	25
1.	Calcul du débit moyen des eaux usées	25
2.	Calcul du débit de pointe journalière des eaux usées produites	26
3.	Calcul du débit de pointe horaire	26
II.	Calcul des débits des eaux pluviales	26
1.	Délimitation des sous bassins versants	27
2.	Choix du modèle de calcul	27
a.	Définition de la méthode superficielle	28
b.	Définition et influence des divers paramètres de la formule superficielle	29
i.	Coefficient de Montana	29
ii.	Coefficient de ruissellement	31
iii.	La pente moyenne	31
iv.	La longueur du bassin	32
v.	Coefficient d'allongement	32
vi.	Coefficient d'influence	32
vii.	Débit corrigé	34
III.	Dimensionnement des canalisations	34
1.	La vitesse de l'écoulement	35
2.	Calcul des diamètres des canalisations	35
3.	Calcul de débit et de vitesse à pleine section	36
4.	Calcul de la charge	36
5.	Vérification d'auto curage	36
6.	Type de canalisation	37
IV.	Le montage des profils en long	37
V.	Résultat de calculs	38
VI.	Description du réseau du collecteur	38
1.	Dimensionnement de la station de refoulement	39
a.	Débit des eaux usées	39
b.	Calcul du diamètre de la conduite de refoulement	39
c.	Détermination du HMT	39
d.	Calcul de volume de la bête	40
e.	Calcul de la puissance de la station	41
2.	Dimensionnement des puits absorbants	41
3.	Dimensionnement de dessableur	42

Chapitre IV : Analyse et interprétation des résultats

1.	Délimitation des sous bassins versants	44
2.	Dimensionnement du réseau des eaux pluviales	44
3.	Dimensionnement de la station de refoulement	44
4.	Analyse de l'impact du projet	44
Conclusion		50

Abréviations

R.A.D.E.E.M.A: Régie Autonome de Distribution Eau et Electricité Marrakech

S.M.D : Société Marocaine de Distribution

M.N.T : Modèle Numérique du Terrain

Hab : Habitant

ADG : Assistante de direction générale

BV: Bassin versant

ABHT: Agence du Bassin Hydraulique Tensift

SDAL : Schéma directeur d'assainissement liquide

Coll : Collecteur

ONEP : Office Nationale de l'Eau Potable

RR : Route Régionale

ECH : Echelle

Ha : Hectare

PVC : Polychlorure de Vinyle non plastifié

PEHD : Polyéthylène haute densité

STEP : Station d'épuration des eaux usées

Liste des figures

Figure 1 : Organigramme générale de la R.A.D.E.E.M.A	8
Figure 2 : Localisation géographique de la résidence de la vallée	10
Figure 3 : la carte géologique simplifiée de l'Haouz (D'après la carte 1/500000 de Marrakech)	11
Figure 4 : Topographie et réseau hydrographique de la zone d'étude	12
Figure 5 : Carte du niveau piézométrique de la nappe du Haouz (Abourida 2007)	13
Figure 6 : Localisation du lotissement par rapport au réseau d'assainissement existant(RADEEMA.2011)	16
Figure 7 : Schéma du réseau unitaire	19
Figure 8 : Schéma du réseau séparatif	19
Figure 9 : Schéma du réseau pseudo-séparatif	20
Figure 10 : Exemple de découpage en sous bassins versants et d'assemblage	34
Figure 11 : Exemple d'un profil en long	37
Figure 12 : Découpage en sous bassins versant de la résidence de la vallée	

Liste des tableaux

Tableau 1 : Température maximales minimales et moyennes mensuelles en °C (1990-2006)	14
Tableau 2 : Evaporations moyenne en mm (1990-2006)	15
Tableau 3 : Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement	20
Tableau 4 : Les dotations unitaire en eau potable en l/j/hab	25
Tableau 5 : Les formules des coefficients caractéristiques de la formule de Caquot	29
Tableau 6 : Les paramètres a et b de la ville de Marrakech fournis par la direction de météorologie nationales	30
Tableau 7 : Coefficient de ruissellement selon l'occupation du sol	31
Tableau 8 : Formules des assemblages des bassins versants dans le modèle de Caquot	33

Introduction générale :

Lors des dernières décennies, le Maroc a connu un développement très significatif touchant différents secteurs socio-économiques. Les aspects environnementaux liés à ce développement ne sont pas souvent pris sérieusement en considération et se retrouvent aggravés parallèlement au développement incessant de la population et de l'élargissement perpétuel des grandes villes.

Comme la plupart de ces villes, Marrakech est confrontée à des problèmes de ce genre, liés notamment à l'insuffisance ou l'inexistence du réseau d'assainissement, ce qui engendre des rejets directs des eaux usées dans le milieu naturel. Ces rejets proviennent essentiellement des fuites, des réseaux d'égouts qui est parfois inadapté à la collecte et au transport des eaux usées jusqu'à la station d'épuration, ou bien du raccordement incomplet des habitations à l'égout ou l'inversement des branchements particuliers.

Ces rejets dans le milieu naturel sans aucun traitement préalable, peuvent être à l'origine de sérieux problèmes d'environnement de santé publique, liés notamment à la pollution des eaux souterraines, du sol et de l'air. L'assainissement contribue efficacement à minimiser les effets de ces problèmes en assurant la collecte des eaux usées et leur acheminement vers des stations d'épurations où elles sont traitées.

Notre stage de fin d'étude s'est déroulé au sein du service « Etude et Planification » de la RADEEMA qui assure la distribution de l'eau potable et la gestion du secteur de l'assainissement à Marrakech. Ce stage porte sur l'étude et la planification du réseau d'assainissement du projet « la résidence de la vallée » situé au sud-ouest de la zone de M'Hamid.

Chapitre I : Présentation de l'étude

I. Présentation de l'établissement :

1. Historique : [2]

La Régie Autonome de Distribution d'Eau et d'Electricité de Marrakech a vu le jour en janvier 1971 après la disparition de la SMD : Société Marocaine de Distribution.

La RADEEMA est un établissement public à vocation industrielle commerciale doté de la personnalité civile et de l'autonomie financière. La régie assure la distribution d'eau et d'électricité à l'intérieur de la ville de Marrakech, à cela s'ajoute la gestion du service d'assainissement liquide depuis 1998.

2. Organigramme général de la RADEEMA :

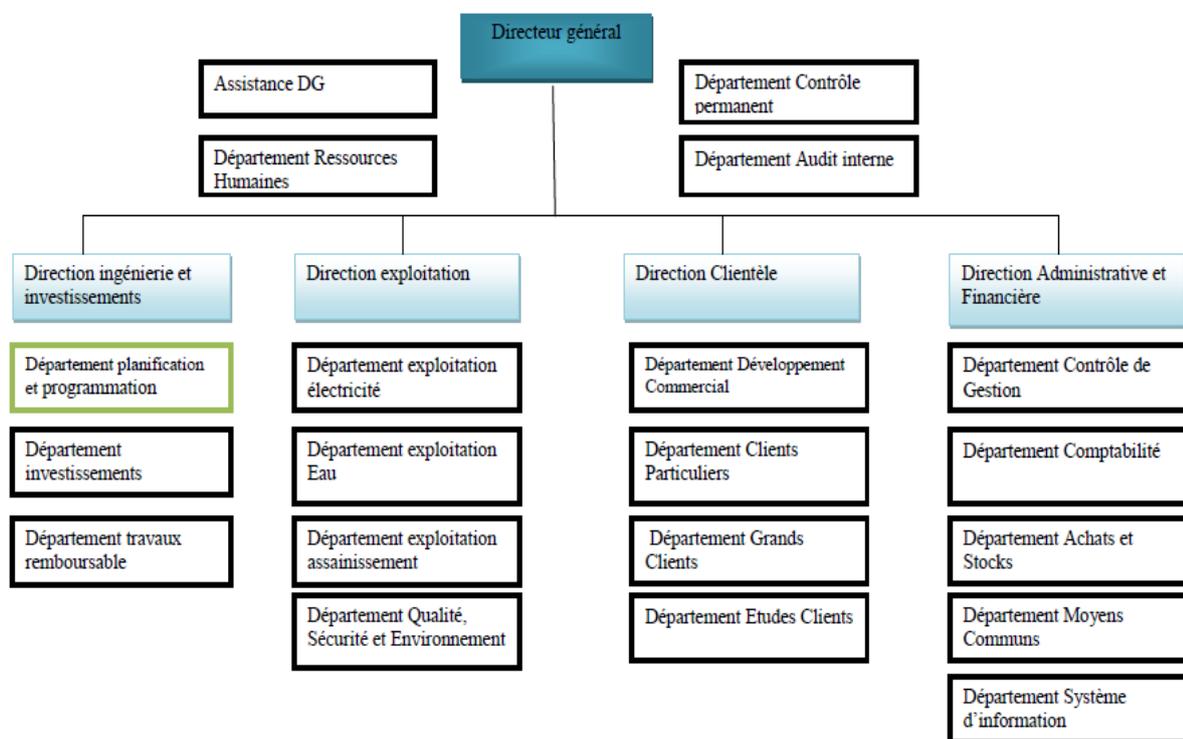


Figure 1 : Organigramme général de la R.A.D.E.E.M.A

3. Activité d'assainissement liquide de la RADEEMA :

A cause de l'augmentation de la densité de la population dans le milieu urbain, la ville de Marrakech a connu des problèmes d'ordre sanitaire, liés aux déchets d'origine humaine, des matières fécales et d'urine qui représentent les sources d'une multitude d'infections et de maladies.

L'intervention de la RADEEMA dans le domaine de l'assainissement a pour objectif de palier à ces problèmes et d'en limiter les conséquences. D'une façon générale, cela vise à protéger l'environnement, les eaux superficielles et souterraines, à améliorer la situation des espaces naturels, à minimiser les risques de contamination par les maladies transmissibles par les eaux usées non traitées et à empêcher l'émanation des mauvaises odeurs.

II. Présentation du projet :

1. Objectifs de l'étude :

La Régie Autonome de Distribution Eau et Electricité Marrakech (RADEEMA) a confié l'étude de l'Assainissement du projet « la Résidence de la vallée » au bureau d'études techniques et topographique « Atlas Géo Conseil ». Les résultats des investigations menées par ce bureau d'études au niveau du terrain destiné à la réalisation du projet ont permis de constituer une importante base de données relative à cette étude d'assainissement. La RADEEMA a aimablement mis à notre disposition cette base de données que nous avons étudiée et analysée dans l'objectif de dimensionner les conduites d'égouts pluviaux de la partie sud de lotissement, de dimensionner les ouvrages requis pour l'épuration des eaux usées du lotissement et d'analyser l'influence des paramètres internes (topographie, nature du sol, etc.) et externes (climat, réseau hydrographique, etc.) sur le réseau d'assainissement qui sera mis en place.

2. Données générales sur le projet :

a. Situation géographique : [4]

La présente étude concerne l'élaboration du réseau d'assainissement du nouveau lotissement « Les résidences de la vallée » qui se situe dans la commune de SAADA, rattachée administrativement à la préfecture de Menara (Wilaya de Marrakech). Le lotissement sera réalisé sur un terrain de 73ha pour abriter une population de 38136 habitants. Il est localisé à 5km au Sud-Ouest du quartier M'Hamid et à 8km de l'aéroport de Marrakech

Menara sur la route régionale RR212, entre Daour Soultan et Tameslohte (Fig. 2). Les coordonnées géographiques du site qui abritera le projet « Les résidences de la vallée » sont définies comme suit :

Longitude : 8°4'12" Ouest Latitude : 31°33'54" Nord
X Lambert : 246200 m, Y Lambert : 11600 m et Z : 487 m



Figure2 : Localisation géographique de la résidence de la vallée

b. Topographie du site :

La zone du projet se caractérise par une topographie plane à l'exception de la partie Sud-ouest qui représente une dépression en monticule sur 9ha.

La pente globale du terrain est de l'ordre de 1% à l'exception de la zone de monticule qui varie de 1% à 3%.

c. Données géologiques :

Le lotissement fait partie d'agglomération de Marrakech, il se situe dans la plaine de Haouz centrale qui s'étend sur une direction E-W entre les chaînes du Haut Atlas au sud et le massif des Jbilet au nord. Cette plaine correspond à une vaste dépression dans laquelle se

sont accumulés principalement durant le Tertiaire et au Quaternaire d'importantes formations détritiques, résultant de l'érosion de la chaîne du Haut-Atlas mis en place lors de l'orogénèse atlasique (Ferrandini et Marrec, 1982). Ces formations reposent sur un substratum paléozoïque essentiellement schisteux et imperméable. Elles sont caractérisées par l'abondance de dépôts alluviaux graveleux mis en place par un réseau hydrographique en régime torrentiel. Ces dépôts détritiques sont englobés dans une matrice de nature essentiellement argileuse, ils se caractérisent par leur extrême hétérogénéité.

La géologie du site, destiné à l'édification du projet « La résidence de la vallée », est dominée par ce type de recouvrement récent composé essentiellement d'alluvions et de limons (fig.3).

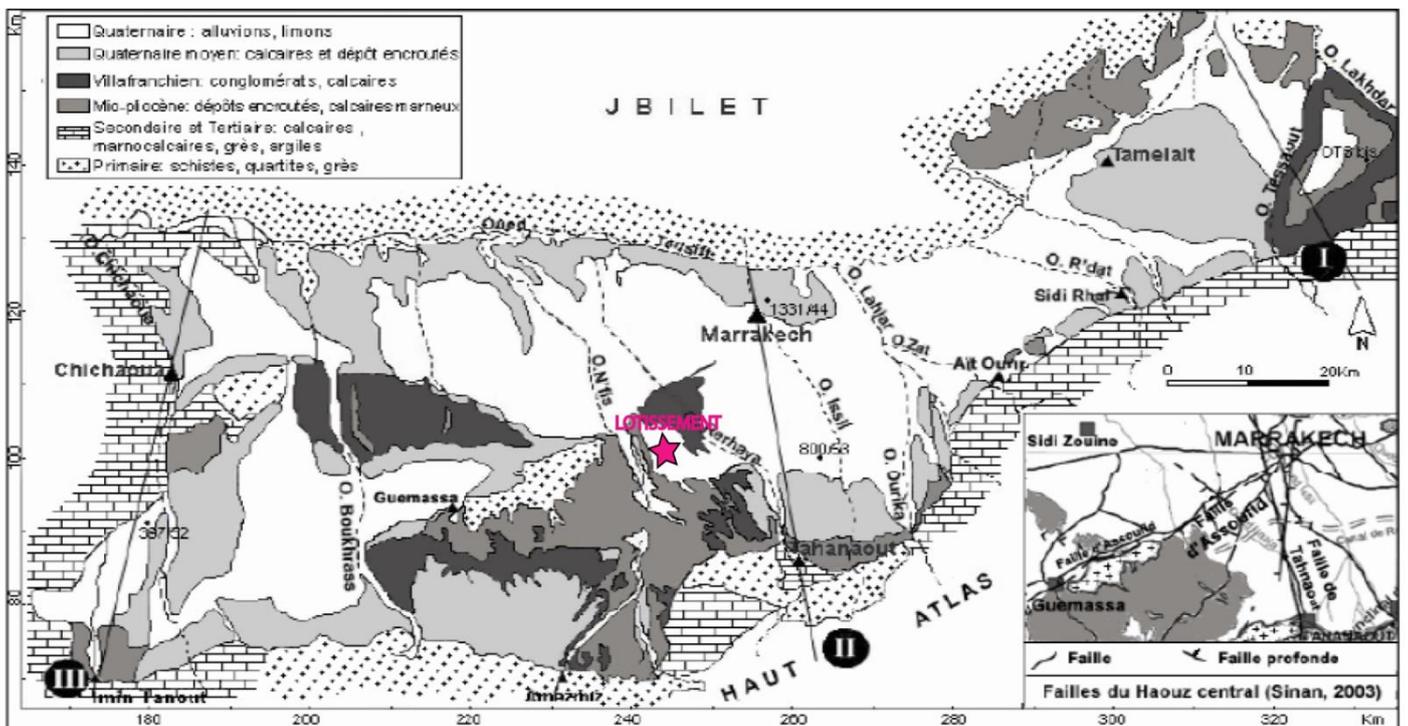


Figure3 : Carte géologique simplifiée du Haouz (D'après la carte 1/500000 de Marrakech)

d. Hydrologie et hydrogéologie

❖ Hydrologie :

Le projet « La résidence de la vallée » se situe dans une zone dotée d'un système hydrographique assez développé, avec l'Oued Bahja à l'ouest comme principal cours d'eau intermittent. De point de vue morphologie, le lit de l'oued Bahja n'est pas encore stabilisé et chaque crue provoque la dégradation des berges et le creusement de nouveaux chenaux, c'est

un affluent en rive gauche de l'oued Tensift. L'oued Tensift est un cours d'eau orienté Est-Ouest, prenant sa source à Ras-El-Aïn dans la nappe phréatique, et qui se jette dans la mer au Sud de Safi. Il est alimenté toute l'année par la nappe phréatique, son apport est estimé à environ 80 millions de m³ par an (d'après les études et bilans élaborés par l'ABHT). Il reçoit en hiver, l'apport de ses affluents prenant leur source dans le versant Nord du Haut Atlas : l'oued N'Fis, l'oued Bahja, oued Reraya, l'oued Issil, l'oued al Hier (constitué de la confluence des oueds Ghmat, Zat et Imenzat). Le débit global apporté au Tensift par ces oueds est estimé à environ 20 m³/s, dont 68 % sont prélevés par séguias (fig.4).

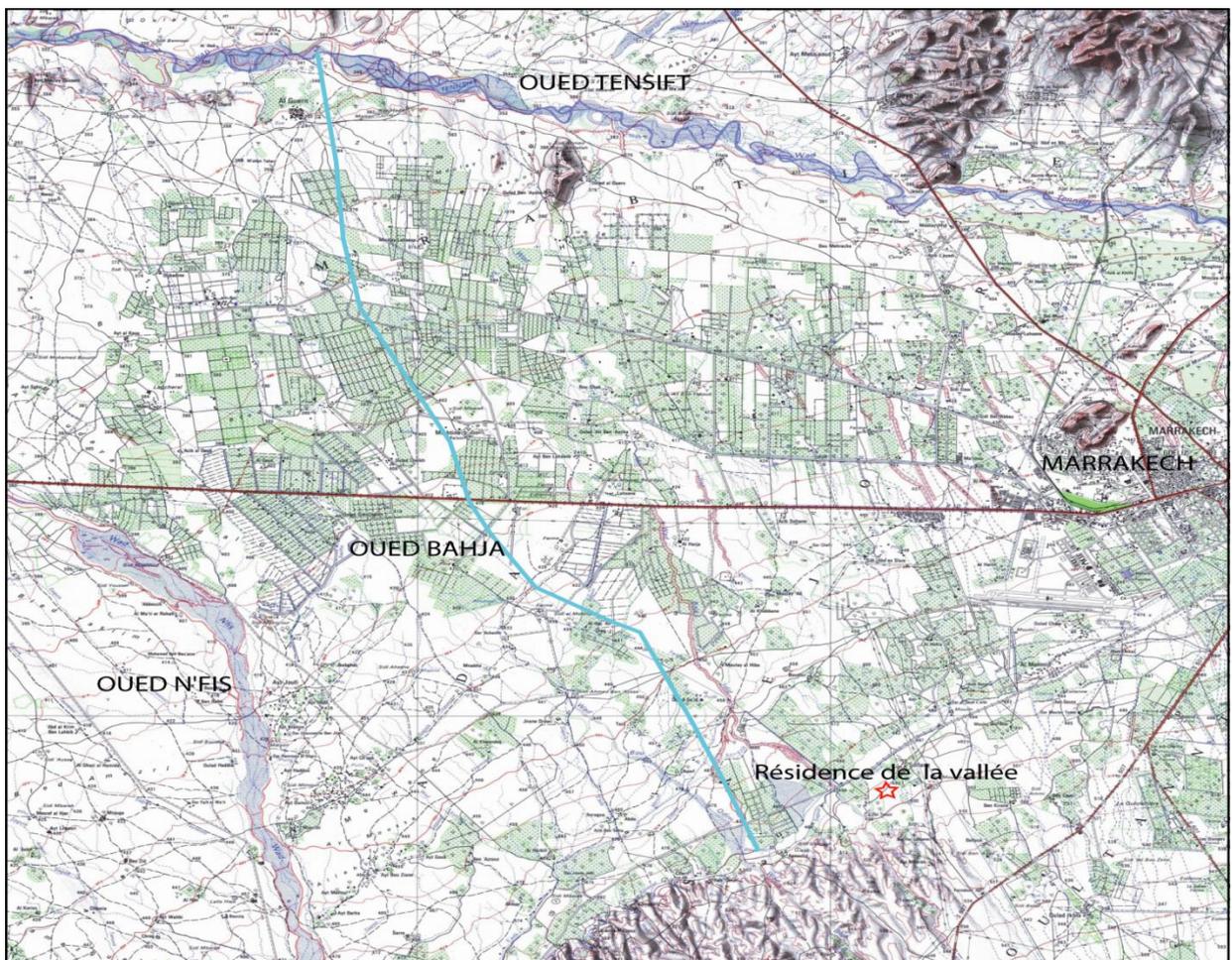


Figure4 : Topographie et réseau hydrographique de la zone d'étude

❖ Hydrogéologie :

Le principal réservoir d'eau souterraine du bassin du Haouz est contenu dans les dépôts alluvionnaires du Plio-quaternaire. L'ensemble repose sur un substratum imperméable constitué essentiellement par des argiles et marnes du Miocène (Sinan, 1986). La nappe est exploitée pour l'alimentation en eau potable de la ville de Marrakech et des autres centres

avoisnants, pour l'irrigation traditionnelle et pour l'alimentation en eau de quelques périmètres irrigués. L'écoulement général de la nappe se fait du sud (bordure atlasique) vers le nord (l'oued Tensift), avec un fort gradient hydraulique (1.5 à 2 %) au niveau de la limite sud de la nappe. La recharge de la nappe se fait essentiellement à partir de l'infiltration des eaux superficielles (au niveau des lits des cours d'eau atlasiques) et à partir du retour des eaux d'irrigation au niveau des périmètres irrigués (63 % du volume total de l'alimentation). La productivité de la nappe varie entre moins de 0.5 l/s/m et plus de 5 l/s/m. Les secteurs les plus productifs de la nappe sont situés notamment le long de l'axe central de la nappe et les moins productifs sont situés principalement le long de ses bordures nord et sud. La qualité globale de l'eau de la nappe est généralement bonne dans la partie centrale et moyenne dans sa partie orientale (contenant un important périmètre irrigué). Cette qualité se dégrade au nord le long de l'oued Tensift en raison de la faible profondeur de la surface de la nappe (favorisant l'évaporation de l'eau et donc sa concentration en sels). (figure5)

Les khattaras constituent des richesses hydrographiques de la plaine du Haouz, sont répertoriées au niveau de la zone d'étude principalement à l'Est et au Sud-Est du projet « La résidence de la vallée » (ONEM, 2007)

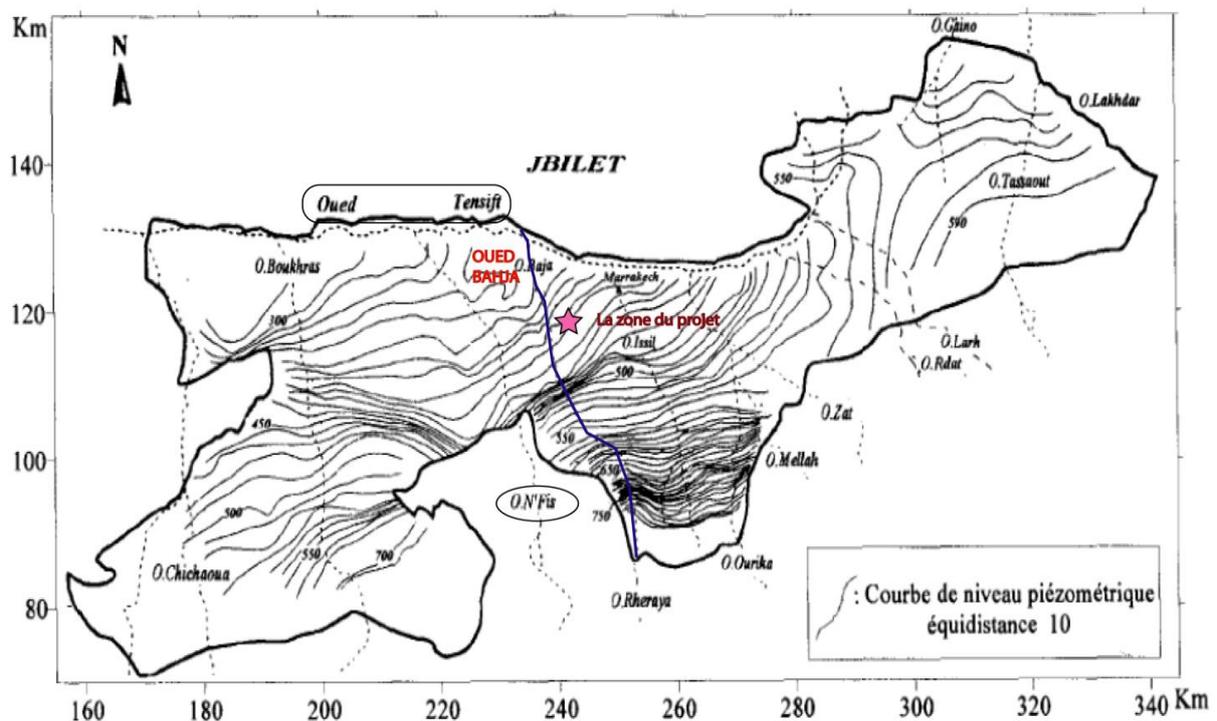


Figure5 : Carte du niveau piézométrique de la nappe du Haouz (Abourida 2007)

e. Climat :

Le climat de la plaine du Haouz est de caractère chaud et continental avec de forts contrastes de température. La pluviométrie y est faible et de plus irrégulière dans le temps et l'espace. La sécheresse n'est pas tempérée par l'humidité atmosphérique ni par la nébulosité, comme en témoignent les données ci-dessous, recueillies au niveau de la station météorologique de l'aéroport de Marrakech-Ménara, située à 3 km du centre-ville. (ONEM, 2007)

i. Précipitation :

Les précipitations sur la région de Tensift sont faibles et caractérisées par une grande variabilité spatio-temporelle, elles n'y dépassent pas 300mm et se caractérisent par des orages, à l'été et s'intensifient particulièrement en hiver lors des dépressions venant du nord, l'humidité relative passe en moyen de 73% en janvier, à 33 % en juillet. Durant ces derniers mois, elle peut s'annuler lorsque soufflent des vents desséchants : chergui et sirocco.

ii. Température :

La température moyenne mensuelles, varient entre 12°C et 29°C les mois les plus chauds sont généralement Juillet et Aout avec des moyennes de 29°C. Le mois le plus froid est Janvier avec une moyenne de 12°C. Les températures maximales mensuelles moyennes varient entre 18°C et 37°C alors que les températures minimales varient entre 6°C et 21°C.

	JAN	FEV	MAR	AVRI	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Température Moyenne Maximale	18	21	23	25	29	33	37	37	32	28	23	20
Température Moyenne minimale	6	8	11	12	15	18	21	21	19	15	11	7
Température moyenne	12	14	17	19	22	26	29	29	25	21	17	13

Tableau 1 : Température maximales minimales et moyennes mensuelles en °C (1990-2006)

iii. Evaporation :

L'évaporation moyenne minimale enregistrée dans la station de Marrakech est de 125 mm observée pendant les mois de Janvier, alors que la moyenne maximale est atteinte durant le mois de juillet (362 mm).

Le tableau ci-après récapitule l'évaporation moyenne mensuelle enregistrée dans la station de Marrakech durant la période 1990-2006

	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	Moyenne annuelle
Evaporation moyenne (mm)	125	129	174	187	245	282	362	356	294	243	172	129	2690

Source : météorologie nationale

Tableau 2 : Evaporation moyenne en mm– 1990-2006

iv. Vent :

Les vents dominants sont calmes et originaires de l'Ouest et du Nord-Ouest. Au contraire les vents desséchants de Chergui et de Sirocco (mesurés au mois de Juillet), soufflent respectivement de l'Est et du Sud, pour une durée dans l'année cumulée de 39 jours (ONEM.2007), la vitesse moyenne annuelle du vent observée est de 3m/s.

1. Données spécifiques au projet : [4]

a. Habitats :

Le projet consiste en la réalisation d'un groupe d'habitations de villas, de résidences immobilières et touristiques et des équipements de loisirs et d'accompagnement.

b. Infrastructures existantes :

i. Voirie :

Le projet est accessible uniquement par le Nord via la route régionale RR212 reliant Marrakech à Guemmassa. Cette route fera l'objet d'un élargissement et renforcement de 7m à 9m entre Douar Soultan et le pont sur Oued Al Bahja (Infrastructure hors site prévue dans le cadre du projet Résidence de la vallée).

ii. Réseau d'assainissement :

La zone du projet se situe en dehors du périmètre urbain, elle n'est pas couverte par le schéma directeur d'assainissement de la ville de Marrakech. Le réseau d'assainissement eaux usées existant de la ville se trouve à 2,2 km au niveau du Projet Abraj Koutoubia.

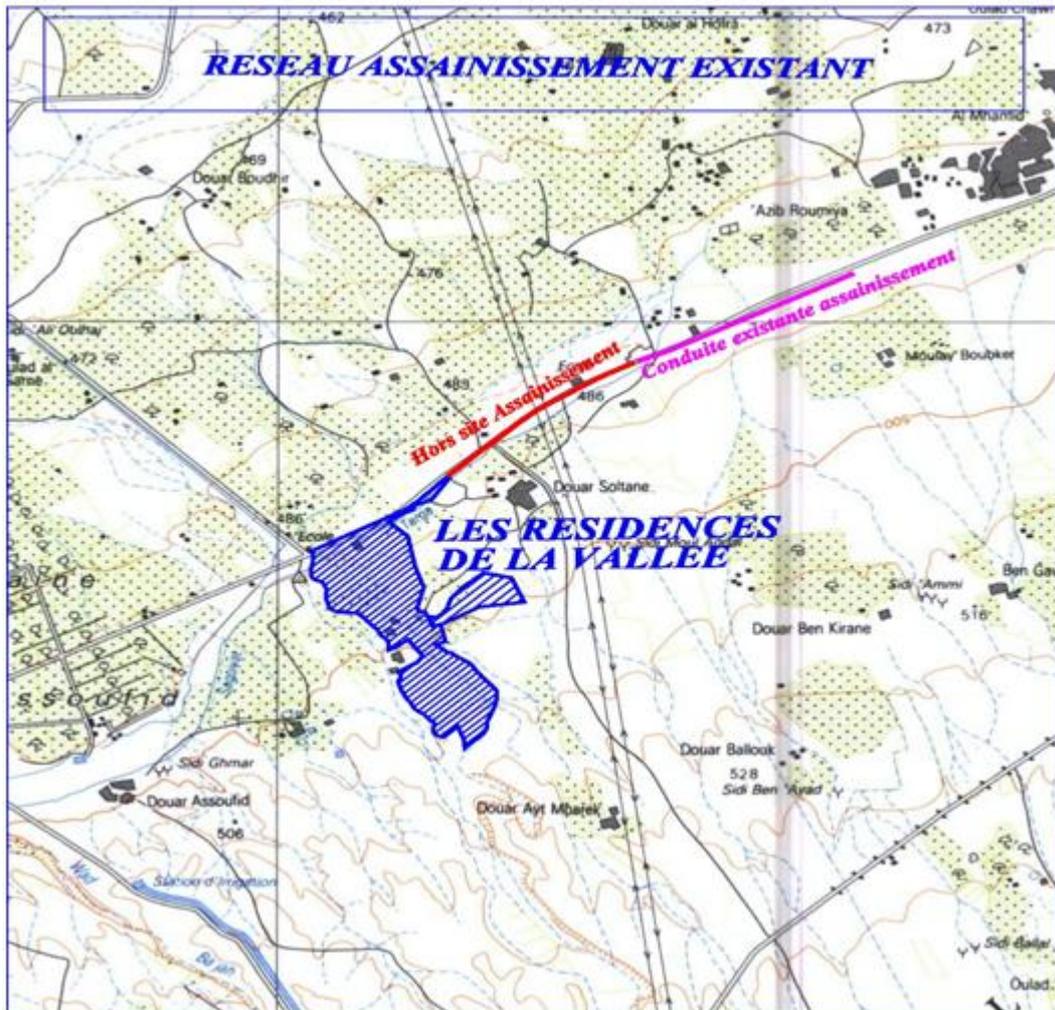


Figure6: Localisation du lotissement par rapport au réseau d'assainissement existant(RADEEMA.2011)

**Chapitre II : Les grands principes
d'assainissement liquide d'une opération
d'aménagement urbain**

I. Définition de l'assainissement : [3]

L'assainissement : vient du verbe assainir qui veut dire rendre sain, un terme général qui couvre tous les aspects de l'évacuation des eaux usées, des déchets solides, de la lutte contre les vecteurs de maladies, de l'hygiène alimentaire, etc. L'assainissement liquide d'une agglomération consiste à collecter, évacuer, transporter et épurer de manière hygiénique et sans danger les eaux usées (domestiques ou industrielles) et les eaux pluviales avant qu'elles soient rejetées dans le milieu naturel. La qualité des eaux rejetées doit être compatible avec les exigences relatives à la santé publique, à la protection du milieu récepteur et à la préservation des ressources en eau. L'assainissement est un outil précieux de lutte contre la pollution et pour la sauvegarde de la salubrité du milieu.

II. Modes et Systèmes d'assainissement :

1. Mode d'assainissement :

Deux modes d'assainissement existent :

Assainissement collectif : constitué par un réseau public de collecte et de transport des eaux usées et pluviales vers un ouvrage d'épuration ou un exutoire. Assainissement individuel : Tout système d'assainissement effectuant la collecte, le prétraitement, l'épuration, l'infiltration, ou le rejet des eaux usées domestiques des immeubles non raccordés au réseau public d'assainissement.

Le mode adoptée pour la résidence de la vallée c'est l'assainissement collectif

2. Système d'assainissement :

On distingue 3 types de systèmes d'assainissement :

Le système unitaire: les eaux usées et pluviales sont transportées par les mêmes conduites. Cela nécessite l'installation de collecteurs de diamètre supérieur ou égal à 1000 mm au milieu des voies (fig.7).

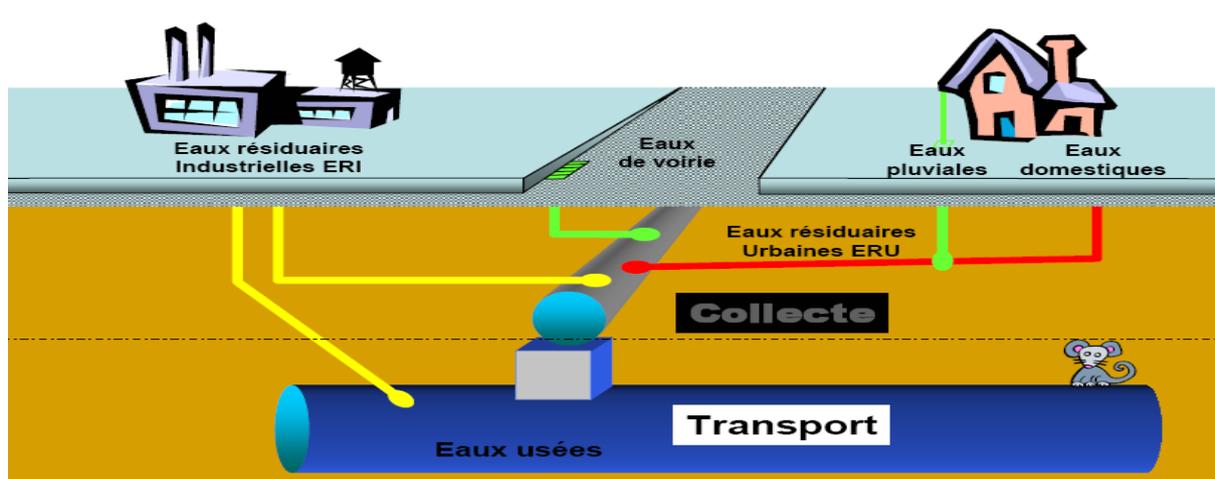


Figure 7 : Schéma du réseau unitaire

Le système séparatif : les eaux usées domestiques et les eaux de pluie sont collectées et transportées par deux réseaux distincts (figure8).

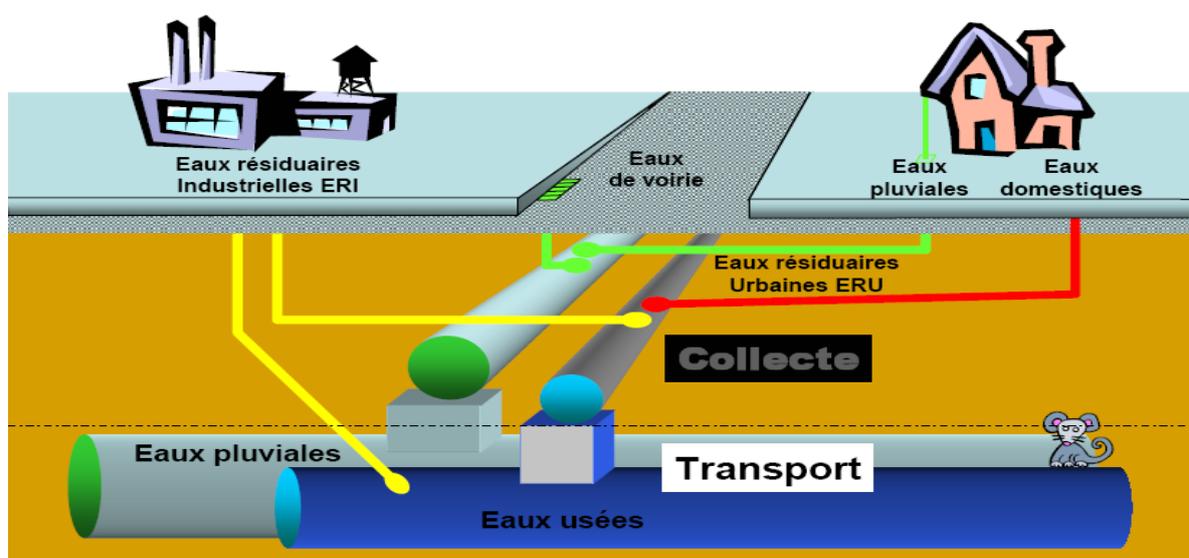


Figure 8: Schéma du réseau séparatif

Le système pseudo-séparatif (figure9) : 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.

C'est la combinaison entre 2 systèmes précédents.

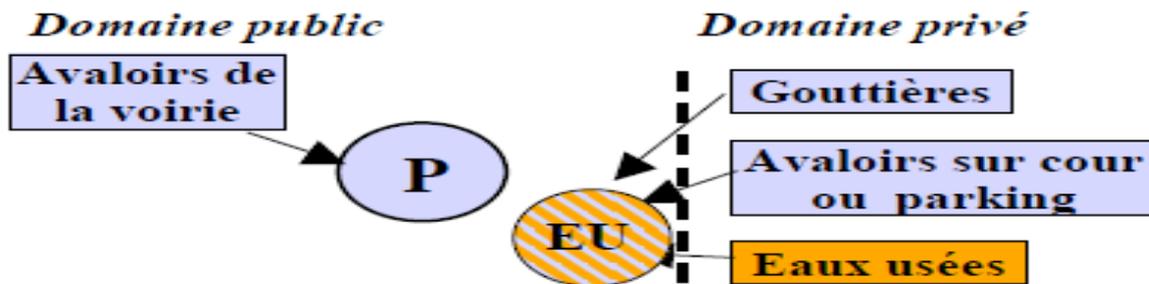


Figure 9 : Schéma du réseau pseudo-séparatif

Les avantages et les inconvénients de chaque type sont présentés dans le tableau 3 suivant :

Système	Avantages	Inconvénients
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - Un seul réseau à construire et à gérer. - Une exploitation plus économique et des curages moins fréquents. - Branchements particuliers plus simples et plus économiques. 	<ul style="list-style-type: none"> - Problème de dépôts en temps sec - Coût d'entretien plus élevé - Surdimensionnement de la STEP
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - Simplification des raccordements des immeubles - STEP non surdimensionnée - Coût d'investissement et d'entretien raisonnable 	<ul style="list-style-type: none"> - Installation assez complexe - Déversoir à ciel ouvert - Réutilisation des eaux rejetées non contrôlée
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - Les eaux pluviales sont rejetées directement dans la nature - Traitement des eaux usées devient plus facile - Pas de problème d'auto curage 	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts d'exploitation et d'investissement très élevés - Risque d'erreurs lors des branchements

Tableau 3 : Avantages et inconvénients des systèmes d'assainissement

III. Les critères de choix entre les systèmes d'assainissement : [2]

En général, le choix d'un système d'évacuation donné dépend essentiellement des objectifs et des contraintes liées au site tels que :

- Données pluviométriques ;
- Données relatives à la croissance démographique et au développement ;
- Données urbanistiques : répartition de l'habitat...;
- Données relatives au site : la topographie, la nature du sol, le régime des nappes ;
- Données économiques et financières ;
- L'aspect environnemental, liées notamment au niveau de traitement toléré lorsque le pouvoir Auto-épurateur est limité ;
- Schéma Directeur d'Assainissement Liquide de la ville.

Le système retenu pour le lotissement est le système séparatif qui s'adapte mieux à cette zone et qui réponds aux critères suivants :

- Ce système permet de mieux maîtriser les débits d'eaux usées qui nécessiteront des collecteurs avec des petits diamètres.
- Problèmes de raccordement, le lotissement est situé hors périmètre d'action de la RADEEMA.
- Les profils ont montrés qu'un raccordement gravitaire au réseau d'assainissement de la RADEEMA n'est pas envisageable.
- Pour ne pas avoir un débit important à refouler et par conséquent des investissements lourds.

IV. Les différents ouvrages d'assainissement : [7]

1. Les branchements particuliers :

Regard placé à la limite du domaine public et permet le raccordement des eaux usées ou des eaux pluviales au réseau d'assainissement public .Il peuvent avoir des sections carrées ou circulaires dont les dimensions varient entre 40 et 60 cm.

2. Regards de visite :

Un ouvrage réalisé en béton armé placé au milieu de la chaussée ou sous le trottoir permet au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance du réseau. Ces ouvrages peuvent être de section circulaire ou carrée et sont de trois types :

- Les regards de visite sur canalisation de diamètre nominal inférieur à 800 mm, centrés sur l'axe principal du réseau.
- Les regards de visite sur canalisation circulaire de diamètre supérieur à 800 mm ou à section ovoïde à accès centré ou latéral.
- Les regards de visite à accès latéral, utilisés en général sous les voies à très fort trafic.
Le regard de visite est installé à chaque changement de pente, de section, de direction, à chaque tête de réseau et à tous les 80m dans les parties rectilignes du tracé.

3. Regards borgnes :

C'est les dispositifs qui assurent le raccordement entre les canalisations de branchements et le réseau existant, dans le cas où les regards de visite sont éloignés.

4. Bouches d'égout :

Ce sont des ouvrages destinés exclusivement à collecter les eaux de surface, et peuvent être de forme circulaire ou rectangulaire. Ils sont implantés en moyenne tous les 50 m et ils sont disposés généralement sous le trottoir ; on parle dans ce cas de bouche d'égout à avaloir.

Les bouches d'égout sont munies d'un panier amovible pour recueillir les déchets volumineux de toute nature provenant de la voie publique sous l'effet du ruissellement.

V. Règles techniques à respecter :

1. Implantation des ouvrages annexes :

- 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 et carrefours,
- Dans le cas où les hauteurs de chute dépassent 0.80m, il faut prévoir des regards de visite doubles.

2. Implantation des collecteurs :

Pour les voies d'emprise inférieure ou égale à 10m, les collecteurs des eaux usées et des eaux pluviales doivent être implantés dans les axes des voies, Pour les voies d'emprise de 12 ou 15m, les collecteurs des eaux usées et des eaux pluviales doivent être implantés sous trottoir pour les collecteurs des eaux pluviales et sous chaussée pour les collecteurs des eaux usées. Pour les voies d'emprise supérieure ou égale à 20m, les collecteurs des eaux usées et des eaux pluviales doivent être implantés sous trottoir dans les deux côtés des voies. Les collecteurs de diamètres supérieurs ou égaux à 1000 mm doivent être implantés dans les axes des voies.

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement

I. Calcul des débits des eaux usées : [4]

Les débits des eaux usées sont déterminés à partir de la dotation nette globale d'eau potable évaluée jusqu'à l'horizon de planification. Dans notre cas les dotations nettes globales spécifiques sont :

Villas	180 l/hab/j
Equipements	5m ³ /j
Appartement	120l/hab/j
Terrain de sport	10m ³ /j

Tableau 4 : les dotations unitaires en eau potable en l/j/hab(RADEEMA.2011)

1. Calcul du débit moyen des eaux usées :

Le débit moyen des eaux usées est calculé sur la base de la consommation moyenne par jour en eau potable affectée d'un taux de rejet à l'égout.

Le débit moyen pris en compte devra être majoré de 10% pour tenir compte du débit des eaux parasites.

$$\text{Débit moyen des eaux usées (l/s)} = \text{consommation totale (l/s)} \times Tr$$

Tr : taux de retour à l'égout pris égal à 80% (RADEEMA)

La consommation totale dépend de type d'usage :

- Débit moyen pour un usage industriel :

$$\text{Débit moyen des eaux usées (m}^3\text{/s)} = (\text{Dot} \times \text{Surface}) \times 0.8/86400$$

Dot : dotation moyenne par jour en m³/ ha/jour

Surface : en Ha

- Débit moyen pour un usage domestique (c'est notre cas) :

$$\text{Débit moyen des eaux usées (l/s)} = (\text{Nhab} \times \text{Dot}) \times 0.8/86400$$

Nhab : Nombre d'habitants

Dot : dotation unitaire en eau potable en l/j/habitant

0.8 : coefficient de retour (valeur usuellement admise)

2. Débit de pointe journalière des eaux usées produites :

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 d'eaux usées produites se calcule de la manière suivante :

$$\text{Débit de pointe journalière maximal} = C_{pj} \times Q_{m,EU}(l/s)$$

C_{pj} : Coefficient de pointe journalière est le rapport du volume moyen d'eau potable des trois journées successives les plus chargées de l'année sur le volume moyen

$Q_{m,EU}$: Débit moyen des eaux usées

3. Calcul du débit de pointe horaire :

Il est calculé à partir du coefficient de pointe horaire C_{ph} , qui est déterminé par la relation suivante :

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Il convient de limiter les valeurs de ce coefficient dans la fourchette :

$$\text{Avec } 1,5 \leq C_{ph} \leq 3$$

Donc Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$\text{Débit de pointe horaire (l/s)} = Q_{m,EU} (l/s) \times C_{ph}$$

N.B : faute de temps, on s'est contenté de calculer juste les canalisations des eaux pluviales.

II. Calcul des débits des eaux pluviales :

Dans ce paragraphe on va essayer de présenter les étapes et les formules qui servent pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement d'une agglomération. Toutefois dans notre étude, on s'est contenté de dimensionner le réseau pluvial dans la partie sud de la résidence , vu que pour le faire pour tout le lotissement (73ha) prendrait beaucoup de temps et demanderait des logiciels puissants capables d'effectuer des calculs très lourds et de traiter des bases de données assez conséquentes.

En général, la conception d'un réseau d'assainissement passe par les étapes suivantes (voir annexe):

- Etablissement de la vue en plan du réseau, c'est-à-dire le traçage en plan des collecteurs et des regards ainsi que les boites de branchement, etc.

- Délimitation des bassins versants élémentaires, cette étape consiste à subdiviser le plan en sous bassins élémentaires de l'amont vers l'aval.
- Application de la méthode de calcul pour déterminer les débits élémentaires de chaque bassin puis établir les assemblages des bassins élémentaires.
- Faire le Montage des profils en long afin de fixer les pentes des conduites
- Dimensionnement des collecteurs et vérification du bon fonctionnement du réseau.
- Dimensionnement des ouvrages : puits absorbants et dessableurs.
- Avant métrés et estimation financière et enfin l'édition des documents et impression des plans. Cette étape ne fait pas partie du travail à accomplir dans le cadre de la présente étude.

1. Délimitation des sous bassins versants :

Le bassin versant se définit comme l'aire de collecte qui recueille les eaux de ruissellement, il les concentre vers le point de sortie appelé exutoire. Un bassin versant est caractérisé par sa surface, sa pente moyenne, sa longueur hydraulique et son coefficient de ruissellement.

Le découpage du bassin versant dépend du type de système d'assainissement choisi. Pour les systèmes séparatifs et unitaires, le découpage englobe la surface de toiture et de chaussée, par contre pour le système pseudo séparatif, il comprend l'emprise des voies, les parkings et les espaces verts.

La délimitation de ces bassins est présentée en (Annexe)

2. Choix du modèle de calcul :

Il existe plusieurs modèles pour calculer les débits, les uns sont adaptés à la résolution des avants projets, de ce fait ils sont nécessairement fondés sur un certain empirisme et s'appuient sur des éléments statistiques, ainsi sur des éléments d'hypothèses relevant de l'expérience pour caractériser le tissu urbain.

Parmi les modèles existants on peut citer :

- ❖ Le modèle rationnel
- ❖ Le modèle superficiel de Caquot

- ❖ Le modèle Mac-Math
- ❖ Le modèle Malet- Gauthier, etc.

Le choix d'un modèle adéquat dépend de plusieurs facteurs :

- ❖ La superficie du bassin versant
- ❖ La nature du sol
- ❖ La pente
- ❖ La rugosité des ouvrages.

Pour le cas étudié on adopte le modèle de **CAQUOT** qui n'est applicable qu'à des bassins versants urbanisés, dont les superficies sont inférieures à quelques dizaines d'hectares.

a. Définition de la méthode superficielle :

Le modèle de Caquot (1949) (ou méthode superficielle) est une forme globaliste de la méthode rationnelle. Il permet de calculer, aux divers points des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs. C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression courante de la méthode superficielle de Caquot, qui ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. (Chegdali, 2007).

La formule générale de Caquot utilisée s'énonce comme suit :

$$Q(m3/s) = K^{I/U} I^{V/U} C^{1/U} A^{W/U}$$

Avec :

- Q : débit en m³/s
- I : pente moyenne du bassin versant (m/m)
- C : coefficient de ruissellement du BV
- A : superficie du BV en hectares

Dans laquelle les paramètres (K, U, V et W) sont en fonctions des coefficients de Montana a(T) et b(T) et ces dernières dépendent de la période de retour (Mission A1 de RADDEMA) représentée dans le tableau suivant :

Les paramètres	Les formules
U	$1+0.287*b(T)$
V	$-0.41*b(T)$
W	$0.95+0.507*b(T)$
K	$((0,5b(T) *a(T)) / 6,6)$

Tableau5: Coefficients caractéristiques de la formule de Caquot

Avec T: période de retour(années)

Remarque : les LIMITES de validité de la formule de CAQUOT sont :

- ❖ Surface du bassin ou groupement de bassins $\sum A \leq 200$ ha
- ❖ Pente $0,0002 < I < 0,05$
- ❖ Coefficient de ruissellement $0,2 < C < 1$
- ❖ Le coefficient d'allongement : $M \geq 0.80$

b. Définition et influence des divers paramètres de la formule superficielle :

i. Coefficient de Montana : [6]

Les paramètres a et b varient selon l'intensité maximale de la pluie dans une région. Ils ont inclus dans la formule de Montana, rappelée dans les généralités.

$$i(t, T) = a(T) \cdot t^b(T)$$

Cette formule permet de calculer l'intensité de pluie (hauteur exprimée en millimètres) en fonction de sa durée, exprimée en minutes.

Cette formule comporte des coefficients a et b, dits coefficients de Montana, pour une région donnée et une période donnée (1 an, 2 ans, 5 ans 10 ans par exemple)

➤ Choix de la période de retour :

On appelle période de retour ou intervalle de récurrence d'une averse, l'inverse de sa fréquence.

$$T = 1/F = N/n$$

F : fréquence de l'averse

N : nombre d'années de la période pendant laquelle on a enregistré n fois une averse de durée t et d'intensité I.

Les périodes de retour qui sont couramment retenues sont :

- Collecteurs principaux et secondaires : 10 ans
- Collecteurs tertiaires : 5 ans

Les collecteurs du réseau d'assainissement pluvial sont conçus pour prévenir les inondations causées par la pluie et pour la protection.

Pour le calcul des débits des eaux pluviales, on se basera sur les courbes IDF à la station de Marrakech établie par la direction de la météorologie nationale.

Réurrence	a	b
2 ans	2,833	- 0,625
5 ans	4,753	- 0,606
10 ans	6,036	- 0,601
20 ans	7,271	- 0,598
50 ans	8,871	- 0,596
100 ans	10,071	- 0,595

Tableau 6: Les paramètres a et b de la ville de MARRAKECH fournis par la Direction de météorologie Nationale

Il est souvent à priori qu'il est de bonne gestion de se protéger du risque de fréquence décennal (Chegdali, 2007). Cependant, un degré moindre pourra être considéré comme acceptable dans les zones modérément urbanisées et dans les zones où la pente limiterait strictement la durée de submersion.

Et puisque le débit maximal nous renseigne sur le diamètre des conduites et on prend par considération que l'ouvrage a une durée de vie 40ans, on tiendra une période de retour de **10ans** pour calculer les diamètres de collecteurs pluviaux.

Alors on retient :

$$a = 6.036 \text{ et } b = -0.601$$

ii. Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement qui est le rapport du volume d'eau ruisselé par le volume d'eau tombée, est généralement assimilé au taux d'imperméabilisation du site qui est égale au rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale.

$$C = A' / A$$

Avec :

A' : la surface imperméabilisée

A : la surface totale du bassin versant

Le coefficient de ruissellement dépend du type d'occupation du sol et de la typologie d'habitat, les valeurs unitaires retenues sont les suivantes :

Les types des habitats	Coefficient de ruissellement
Bassin d'apport extérieur rural	0,10 à 0,15
Bassins d'apport non boisés, zones d'habitat dispersé	0,20
Habitat mixte économique	0,60
Habitat économique + Immeubles	0,70
Habitat économique dense	0,80
Villas	0,40
Voirie et toiture	0,90

Tableau 7: Coefficient de ruissellement selon l'occupation du sol

iii. La pente moyenne :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct, donc sur le temps de concentration t_c , et influence directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin, toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode qu'on va adopter est celle proposée par Charlier et Leclerc (1964) et qui consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données : « Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique “ L ” est constitué de tronçons successifs “ L_k ” de pentes I_k, l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement hydraulique le plus éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante :

$$I = [L / (\sum L_k / (I_k)^{1/2})]^2$$

iv. La surface :

Dans le modèle de Caquot, A est un paramètre représentatif de la superficie en hectare du bassin versant. Cette surface est délimitée par les contours des divers bassins élémentaires considérés isolément ou selon l'assemblage en « série » ou en « parallèle ».

NB : Les surfaces des bassins versants sont calculées à l'aide d'AutoCAD.

v. La longueur du bassin :

Longueur hydraulique du bassin versant (hectomètre), elle correspond à la longue distance parcourue par l'eau dans un même bassin versant. Nous avons calculé L par l'outil informatique AutoCAD.

vi. Coefficient d'allongement :

L'allongement “ M ” est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique “ L ” à la racine carrée de la superficie du bassin considéré. Son expression est la suivante:

$$M = L / (A)^{1/2} \geq 0,8$$

Lorsqu'il paraîtra utile de rechercher une grande approximation dans l'évaluation des débits, par exemple en vue de déterminer les caractéristiques d'un ouvrage important ou lorsqu'on aura à faire à un bassin de forme très ramassée ou au contraire de forme très allongée, on pourra après avoir déterminé l'allongement “ M ” correspondant.

vii. Coefficient d'influence :

Le débit des eaux pluviales ainsi calculé, est à corriger par un coefficient d'influence « m » dont la formule est la suivant :

$$m = (M/2)0,7*b$$

viii. Débit corrigé :

Le débit calculé devra être corrigé par un coefficient d'influence m :

$$Qc = m * QP$$

Avec :

QP : débit de pointe (en m³ /s)

Qc : débit corrigé (en m³ /s)

c. Assemblage des bassins:

La formule superficielle développée étant valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes, son application a un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels Ai, Ci, Li et Ii assemblés en série ou en parallèle, nécessite l'emploi des formules d'équivalences afin de déterminer Qpe (débit de pointe du bassin équivalent) selon le tableau suivant :

Types d'assemblages	A équivalente	C équivalent	I équivalente	M équivalent
Bassins en série	ΣA_j	$\Sigma C_j A_j / \Sigma A_j$	$(\Sigma L_j / \Sigma (L_j / \sqrt{I_j}))^2$	$\Sigma L_j / \sqrt{(\Sigma A_j)}$
Bassins en parallèle	ΣA_j	$\Sigma C_j A_j / \Sigma A_j$	$\Sigma I_j Q_{pj} / \Sigma Q_{pj}$	$L (Q_{p j \max}) / \sqrt{(\Sigma A_j)}$

Tableau 8 : Formules des assemblages des bassins versants dans le modèle de Caquot (Brière, 2000)

❖ **Exemple** : La figure 10 ci-dessous illustre l'assemblage des sous bassins versants d'une superficie.

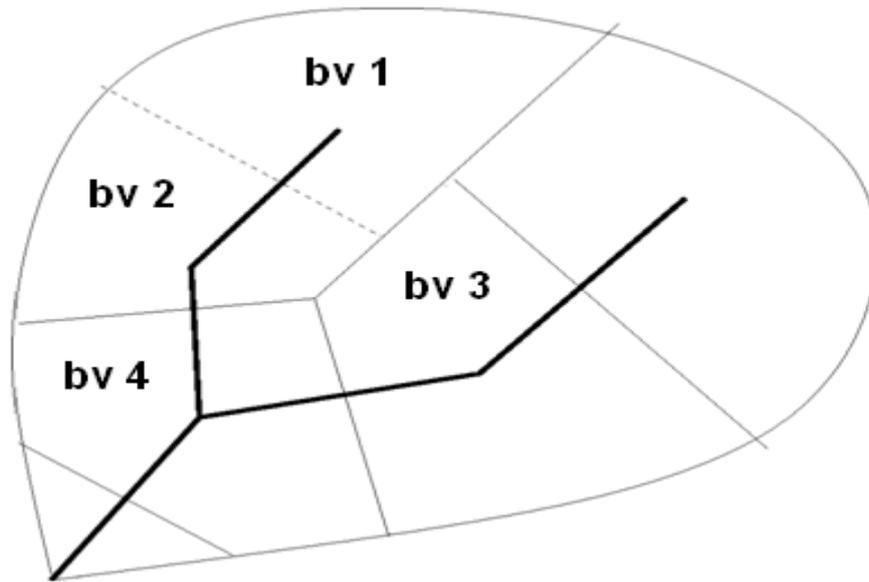


Figure 10 : Exemple de découpage en sous bassins versants et d'assemblage

Bv1 et bv2 sont en série : On écrit **bv1 -- bv2**

Bv2 et bv3 sont en parallèle : On écrit **bv2 // bv3**

A noter que le débit doit satisfaire la condition suivante : $\text{MAX} (Q_1, Q_2) < Q < Q_1 + Q_2$.

Avec :

Q1 et Q2: Débits des deux bassins assemblés;

Q : Débit corrigé de l'assemblage.

Alors :

- ❖ Si $Q < \text{Max} (Q_1 \text{ et } Q_2)$ \Rightarrow Q calculé= Max (Q1 et Q2)
- ❖ Si $Q > Q_1 + Q_2$ \Rightarrow Q calculé= $Q_1 + Q_2$.

III. Dimensionnement des canalisations : [6]

Rappelons que les canalisations proposées pour **la résidence de la vallée** sont en système séparatif. Les réseaux pluviaux sont dimensionnés par les débits pluviaux et les réseaux d'eau usée sont dimensionnés par les débits de pointe future d'eau usée.

1. la vitesse de l'écoulement :

Le calcul de vitesse d'écoulement de l'eau dans la canalisation se fait grâce à la formule de Manning Strickler :

$$V = K * Rh^{\alpha} * I^{1/2}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s)

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

- **K= 80** pour les canalisations en **PVC** (Polychlorure de Vinyle non plastifié) le cas du projet.

- **K=70** pour les canalisations en **PEHD** (Polyéthylène haute densité)

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

$$Rh = S (Section mouillée) / P (Périmètre mouillé)$$

I : Pente de la canalisation en m/m obtenue après montage des profils en long.

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

- **$\alpha =3/4$** pour le réseau des eaux pluviales en Système unitaire ou en système séparatif.
- **$\alpha =2/3$** pour le réseau des eaux usées domestique en Système séparatif

NB : La vitesse d'écoulement est limitée entre une vitesse minimale V_{min} et une vitesse maximale V_{max} , et ce pour les considérations suivantes :

- Une Vitesse trop élevée entraîne les dégradations des parois par abrasion :
 $V_{max} = 4$ m/s.
- Une Vitesse trop faible occasionne l'accumulation des dépôts, par suite le colmatage des canalisations : $V_{min}=0,6$ m/s.

2. Calcul des diamètres des canalisations :

On a :

$$Q = V * S$$

Avec :

Q : débit évacué en m^3/s

V : vitesse d'écoulement en m/s

S : section de conduite en (m^2) : $S = \pi D^2 / 4$

On intégrant cette relation dans la formule de Manning Strickler, on va obtenir une formule simple utilisée pour le calcul du diamètre de la canalisation :

$$D = ((47/4 * Q) / (K * \pi * I^{0.5}))^{4/11}$$

Avec :

D : Diamètre en (mm)
Qc : Débit corrigé en (m³/s)
I : La pente de bassin versant
K : Coefficient de Manning & Strickler

Remarque : Les diamètres des canalisations normalisées au Maroc sont :

Ø300 ; Ø350 ; Ø400 ; Ø450 ; Ø500 ; Ø600 ; Ø700 ; Ø800 ; Ø900 ; Ø1000 ; Ø1200 ; Ø1400 ; Ø1500.

3. Calcul de débit et de vitesse à pleine section :

La vitesse en pleine section est calculée par la relation suivante :

$$V_{ps} = 70 \times I^{1/2} \times (D/4)^{3/4}$$

Avec :

D : le diamètre adopté en (m)
V_{ps} : la vitesse pleine section (m/s)
I : la pente de bassin versant.

On déduit le débit en plein section :

$$Q_{ps} = (V_{ps} \times \pi \times D^2) / 4$$

Avec :

Q_{ps} : Plein section (m³/s)
D : Le diamètre adopté en (m)
V_{ps} : La vitesse en pleine section (m/s)

4. Calcul de la charge :

La charge ou le taux de remplissage de conduite par l'eau, est calculé par la formule suivante :

$$C = Q / Q_{PS} * 100$$

Avec :

Q_{ps} : débit plein section (m³/s)
Q : Le débit réel (m³/s)

5. Vérification d'auto curage : [2]

Les faibles vitesses favorisent la sédimentation dans les collecteurs d'assainissement lors des périodes de faibles débits. L'accumulation des sédiments induit une réduction des

sections mouillées. Cela diminue les capacités hydrauliques et modifie les caractéristiques de l'écoulement. Tout cela peut entraîner des dysfonctionnements des réseaux. Afin d'éviter la formation de dépôt, on vérifie lors du dimensionnement la vitesse de l'auto-curage.

Les conditions d'auto curage sont vérifiées automatiquement une fois la vitesse à pleine section est supérieure à 1m/s, ou d'une manière générale cette vitesse doit être supérieure à 0,50 m/s pour la demi-section en cas des canalisations circulaires et 0.90m/s à pleine section pour le cas des canalisations ovoïdes.

6. Type de canalisation :

Les matériaux qui seront recommandés pour les conduites est le PVC avec le type des conduites circulaires, car ces derniers présentent d'excellentes propriétés de résistance chimique et mécanique, elles sont moins coûteuses et existent pour les diamètres importants(jusqu'à 1000mm), ces conduites seront posées dans la chaussée, d'un seul côté pour les voies d'emprises inférieures à 20 et dans les deux rives pour les voies dont les emprises supérieures ou égales à 20 m.

IV. Le montage des profils en long : [1]

Le profil en long est une représentation d'une coupe verticale d'un objet dans le sens de sa longueur. C'est une coupe longitudinale parallèle au trait de côte, par exemple suivant l'axe d'une route, d'une rue, d'une voie ferrée, d'un canal, etc....

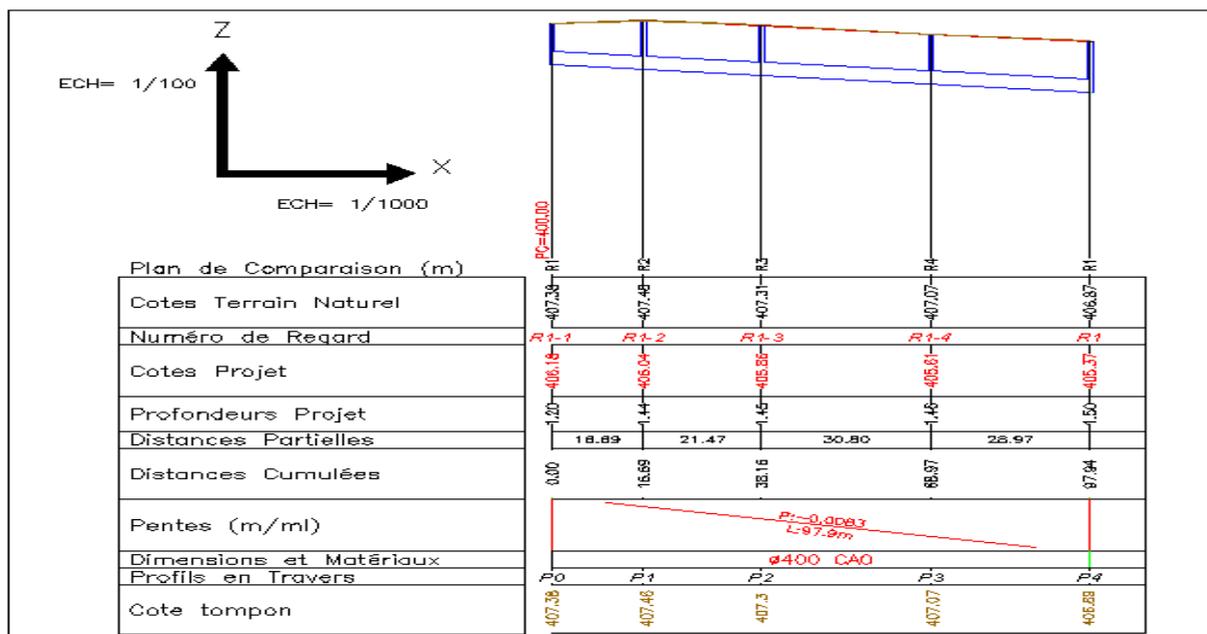


Figure 11: Exemple d'un profil en long

Le montage du profil en long se fait par une application « COVADIS » du logiciel « AUTOCAD ».

Lors de cette opération on doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- 1- la pente doit être comprise entre 0,005 et 0,02, afin d'éviter l'accumulation de dépôts et la corrosion des canalisations.
- 2- Lors des croisements entre les conduites des eaux usées et celles des eaux pluviales, la distance entre eux doit être supérieure à 0.3m.

V. Résultat de calculs :

Le calcul résultant de l'application des formules ci-dessus pour la détermination du débit d'assemblage et le dimensionnement des collecteurs des eaux pluviales est présenté en annexe.

VI. Description du réseau du collecteur :

Les eaux pluviales des immeubles seront évacuées via des boîtes de branchement pour rejoindre les eaux de voiries dans une canalisation pour eaux pluviales. Pour les villas, les eaux pluviales des toitures seront rejetées directement dans les jardins.

Nous cherchons toujours que le milieu récepteur des eaux pluviales est un rejet naturel (dans notre cas Oued Al Bahja ou le fossé), mais puisque la profondeur de ce dernier n'est pas raccordable avec le collecteur (lors du calage en réalisant le profil en long) L'exutoire retenu pour les eaux pluviales, reste le sol en place.

La topographie du projet se présente pour l'ensemble du site avec une pente régulière Sud-Nord ; ainsi, le projet a été subdivisé en 8 grands bassins versants. Les eaux pluviales collectées se rejettent dans des puits d'infiltrations implantés dans des zones, libres dans le site, situées à l'aval de chaque grand bassin versant. (Voir l'annexe).

Naturellement et afin d'éviter le colmatage du sol en place, on prévoit des dispositifs de décantation et de dessablage avant infiltration dans le sol.

➤ Pour les eaux usées :

Le collecteur principal EU1 in site n'est pas raccordable gravitairement, au réseau de la RADEEMA situé à 2.167 km du site. D'autre part et suite aux discussions menées avec les responsables de la RADEEMA, une extension du Schéma Directeur d'assainissement liquide

de la Ville de Marrakech sera prévu à proximité du projet Résidence de la Vallée et ne sera opérationnel qu'à l'horizon de 2015.

A cet effet, la solution retenue, est la réalisation d'une station de refoulement (station du pompage) à partir de laquelle une conduite de refoulement sera projetée jusqu'à l'exutoire qui est un collecteur existant situé à 2.167 km du projet.

La topographie générale du site se présente avec une pente générale dirigée du sud vers le nord. Le tracé du collecteur principal a été optimisé de façon à collecter gravitairement les eaux usées de l'ensemble du projet et les acheminer vers la station de refoulement projetée.

1. Dimensionnement de la station de refoulement : [4]

a. Débit des eaux usées :

Le débit des eaux à refouler est de 80 l/s (d'après rapport de bureau d'étude)

$Q = 80 \text{ l/s}$

b. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement :

L'équation de continuité :

$Q = V * S$

$Q = V * (\pi * \varnothing^2)/4$

$D = 1.13 * (Q / V)^{0.5}$

Avec

Q : Débit à refouler (de pointe)

V : Vitesse de refoulement (0.6m/s < V < 2m/s).

S : Section de la conduite de refoulement

D : Diamètre de la conduite de refoulement

c. Détermination du HMT :

La hauteur manométrique totale d'une station de refoulement est la somme de la hauteur géométrique Hg et les pertes de charges linéaires engendrées par la conduite de refoulement plus les pertes de charges singulières au niveau de la station de pompage. La

hauteur géométrique comprend la dénivelée entre le niveau minimum dans la station et la cote la plus élevée de refoulement.

Pour le calcul de la HMT (Hauteur manométrique totale) :

$$HMT = Hg + \Delta h$$

Hg : c'est la différence entre la cote d'arrivée et la cote de départ

Δh : Pertes de charge totale

$$\Delta h = \Delta h_L + \Delta h_s$$
 où

Δh_L = Pertes de charge linéaire en fonction du diamètre de la conduite, du débit à refouler et de la nature de la conduite.

Δh_s = Pertes de charge singulière sont les pertes observées dans les clapets, vannes, coudes..... (est prise égale à 1.00m)

La formule de calcul de Δh_L s'écrit comme suit :

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

Avec

λ : Coefficient de perte de charge en fonction de Re

V : Vitesse entrante

g : Accélération de la pesanteur (9.81m/s)

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite

$\lambda = 64/Re$ avec : $Re = V \cdot D / \gamma$

γ : viscosité cinématique $\gamma = \mu / \rho$ avec μ : viscosité dynamique

ρ : masse volumique

$\gamma = 1.002 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}^{-1}$

$V = 1.99 \text{ m/s}$

d. Calcul de volume de la bache :

Le volume de la bache d'aspiration est donné par la relation suivante :

$$V_{ut} = Q \cdot T / 4n$$

$$H_{ut} = V_{ut}/S$$

Avec :

V_{ut} : Volume utile de la bête en m³.

H_{ut} : hauteur utile de la bête en m.

Q : Dêbit de pointe à relever en m³/s.

T : intervalle en heure séparant 2 démarrages successifs de la pompe (on prendra 2 Démarrages par heure)

n : Nombre de groupes de relevage, dans notre cas : 4 pompe + 1 autre de secours

e. Calcul de la puissance de la station :

$$P = D * g * H * Q / R$$

P : La puissance nominale théorique des moteurs en KW

D : Densité des effluents (eaux usées D=1.10)

H : Hauteur manométrique totale H.M.T

Q : Dêbit à refouler (par pompe) en m³/s (dêbit de pointe)

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

R : Rendement de l'ensemble moteur pompe (R=0.7)

Donc :

$$P = 16.6 * H * Q$$

2. Dimensionnement des puits absorbants :

Les dimensions du puits absorbant sont les suivants:

H : hauteur variable jusqu'à la nappe et un diamètre de 2m.

Donc à la sortie de chaque dessableur, on adopte un puits absorbants dont la hauteur est variable et un diamètre de 2m.

3. Dimensionnement de dessableur :

A fin d'éliminer les matières en suspension et éviter l'acheminement des particules entraînées vers le puits d'avalement des eaux pluviales, il est recommandé de prévoir un dessableur en amont du puits absorbant.

Le dimensionnement de cet ouvrage est basé sur la théorie de HAZEN.

On suppose qu'une particule entre à la hauteur H et qu'elle sort à une abscisse égale à L.

Pour que la particule se sédimente dans le dessableur il faut que :

$$V_s / H = V_e / L$$

Avec :

V_s : Vitesse de sédimentation.

V_e : Vitesse d'écoulement

Soit pour une forme rectangulaire :

$$V_s = H \times V_e / L$$

$$V_s = Q/L \times I = Q/S$$

Avec Q est le débit entrant dans l'ouvrage.

L et S : respectivement largeur et surface du dessableur

La vitesse de sédimentation des particules de sable est donnée en fonction de leur diamètre.

Dans ce cas, on cherche à éviter tout risque de colmatage des puits qui pourrait avoir effet négatif sur la capacité d'absorption. On dimensionne le dessableur pour éliminer les particules de diamètre 70 μ et au delà. La vitesse de sédimentation de ces particules est de 0.1 m/s.

Dans ce projet on a 8 dessableurs.

Etant donné que le débit entrant est de S m³/s, la surface au miroir dessableur est :

$$S = Q/V_s$$

Chapitre IV : Analyse et interprétation des résultats de l'étude

1. Délimitation des sous bassins versants :

Les eaux pluviales des immeubles seront évacuées via des boites de branchement pour rejoindre les eaux de voiries dans une canalisation pour eaux pluviales. Pour les villas, les eaux pluviales des toitures seront rejetées directement dans les jardins.

Le projet est subdivisé en 297 sous bassins versants dont 66 sont à la partie sud du lotissement (lieu de notre calcul).

Le tracé du collecteur principal des eaux usées a été optimisé de façon à collecter gravitairement les eaux usées de l'ensemble du projet et les acheminer vers la station de refoulement projetée. (voir figure12)

2. Dimensionnement du réseau des eaux pluviales :

- Coefficient de Montana pour la pluie de période de retour 10ans :

$$a = 6.036 \quad \text{et} \quad b = -0.601$$

- Coefficient pour la formule de Caquot :

$$u = 0.8275 \quad v = 24.64\% \quad w = 0.65 \quad k = 1.39$$

$$k^{\wedge}(1/u) = 1.4851 \quad 1/u = 1.2084 \quad w/u = 0.780 \quad v/u = 0.298$$

- Formule de Caquot pour le calcul des débits :

$$Q(T) = K^{1/U} I^{V/U} C^{1/U} A^{W/U}$$

Cf. Annexe I

3. Dimensionnement de la station de refoulement:

Le tableau ci-après récapitule les diamètres calculés en fonction de la vitesse d'écoulement :

V (m/s)	Q (m3/s)	Ø (m)	Ø Nominal (m)
0.6	0.08	0.47	0.5
1	0.08	0.37	0.4
1.6	0.08	0.29	0.315
1.8	0.08	0.27	0.315
2	0.08	0.26	0.315
2.3	0.08	0.24	0.25

2.8	0.08	0.22	0.25
3	0.08	0.21	0.25
3.6	0.08	0.19	0.2
4	0.08	0.18	0.2

Pour une vitesse d'écoulement de 1.8 m/s, le diamètre nominale correspond est 315mm.

HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE (HMT) :

La hauteur manométrique totale est calculée par la somme de la hauteur géométrique et la perte de charges totale :

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

CALCUL DE LA HAUTEUR GEOMETRIQUE :

H_g : La hauteur géométrique entre la bache d'aspiration et l'endroit d'arrivée de l'eau refoulée. Elle est calculée par la différence entre les cotes NGM du niveau moyen (entre le radier et point le plus haut) à la bache d'aspiration et du niveau le plus élevé d'arrivée.

$$H_g = 486.49 - 478.33 \quad \text{donc} \quad H_g = 8.16 \text{ m}$$

Donc la hauteur géométrique est égale à 8.16 m.

CALCUL DES PERTES DE CHARGE :

Pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge linéaire sont déterminées par la formule universelle de Darcy - Weisbachs Formule de COLEBROOK ET DARCY qui s'exprime comme suit :

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec :

- J : Perte de charge unitaires (m/m)

- D : Diamètre de la conduite (m)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s)
- λ : Coefficient de perte de charge fonction de Re,
- ε : coefficient de rugosité de la paroi (m).
- $\frac{\varepsilon}{D}$: rugosité relative.

Re : Nombre de Reynolds
$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

Où ν représente la viscosité cinématique de l'eau qui est de $1.32 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Pour le coefficient de rugosité ε on a admis les valeurs suivantes :

- $\varepsilon = 0,5 \text{ mm}$ pour les conduites Béton précontraint, Fonte et acier
- $\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$ pour les conduites en P.V.C. ou PEHD
- D'après des calculs itératifs les pertes de charge linéaires sont:
 - **$J_L = 8.304\text{m}$**

Pertes de charge singulière :

Les pertes de charges singulières qui concernent essentiellement les diverses pièces spéciales : Tés, cônes, coudes, vannes, robinets à flotteur, etc. sont de la forme :

$$H_s = K \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

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

A ce stade d'étude le coefficient K reste difficile à déterminer avec précision. Par suite, on évalue les pertes de charges singulières à 10% des pertes de charges linéaires.

Donc pour les pertes de charge singulières on prend **$J_C = 10\% * J_L = 0.83 \text{ m}$**

La hauteur manométrique totale (HMT) vaut donc :

$$\text{HMT} = H_{\text{géo}} + J_L + J_{C \text{ TOTAL}} = 8.16 + 8.304 + 0.83 = 17.3 \text{ m.}$$

Puissance de la pompe

La puissance de refoulement est calculée selon la formule suivante :

$$P = Q \times \text{HMT} / [102 \times r \times n]$$

Avec : P : Puissance en kW

Q : Débit de point horaire en l/s (Qph= 79.1 l/s).

HMT : Hauteur manométrique totale en mètre (=17.3m)

r : Rendement de la pompe prise égale à 65%

n : nombre de pompes en fonctionnement (4)

D'où

$$P_{\text{ap}} = 79.1 \times 17.3 / [102 \times 0.65 \times 4] = 5.16 \text{ kW}$$

Donc puissance appelé est : 5.16 Kw pour chaque pompe.

4. Analyse de l'impact du projet :

Lors de la réalisation de ce projet nous étions confrontés à certaines contraintes pouvant représenter des obstacles au niveau de l'aménagement et auxquelles il fallait apporter des solutions avant d'entamer ce travail.

Dans un premier lieu nous évoquons ici tous les paramètres potentiels susceptibles d'avoir un impact sur le bon fonctionnement du réseau d'assainissement, et qui sont comme suit :

- ✓ Arbres et de type sapins ;
- ✓ des Khattaras ;
- ✓ mesref (Seguiat) ;
- ✓ Canaux d'irrigation semi circulaires à l'entrée du projet ;
- ✓ eaux domestiques ;
- ✓ débit des eaux pluviales et qui sont très variables et dépendant du climat, de la nature du sol ainsi que la topographie ;

- ✓ mauvais dimensionnement du réseau ;
- ✓ colmatage et abrasion des conduites ;
- ✓ glissement des canaux ;
- ✓ eaux pluviales transportant de nombreux résidus spécifiques hydrocarburés, gomme de pneus, etc. ;
- ✓ risque d'inondation

Plusieurs solutions ont été proposées lors du présent travail en vue de contourner l'impact que pourraient avoir les différents paramètres susmentionnés :

- ✓ une transplantation des différents types d'arbres et sapins ;
- ✓ la prévision d'un traitement pour les khattaras mortes ou vivantes ;
- ✓ une déviation des Mesrefs existants en vue de protéger la partie amont du projet ;
- ✓ une collecte des eaux usées ainsi que leur évacuation vers la station de refoulement afin de les orienter vers STEP ;
- ✓ une protection contre la pluie la plus forte par le choix de la période de retour convenable au calcul du débit maximal par la méthode de Caquot(T=10ans dans notre cas)

En ce qui concerne la présente étude le terrain correspondant au projet de la résidence de la vallée possède une pente régulière qui permet un écoulement gravitaire des eaux pluviales et des eaux usées vers le milieu récepteur empêchant ainsi leur stagnation.

La vérification des différents paramètres de dimensionnement des canalisations, plus particulièrement la vitesse de l'autocurage, qui doit être comprise entre 0.6 et 4m/s :

- 0.6m/s : Accumulation des sédiments induit le colmatage des conduites.
- 4m/s : Erosion provoque l'abrasion des conduites.

La topographie du site favorise le non glissement des conduites et appuie le choix du type de matériau des conduites : le PVC

Comme il a été cité au préalable on prévoit des dessableurs pour éliminer les matières en suspension ainsi que les particules qui ont un effet négatif sur la qualité de la nappe lors de l'infiltration des eaux pluviales dans les puits.

Par ailleurs il a été prévu la réalisation d'un fossé sud-ouest de la zone M'Hamid (Est du lotissement) qui va servir de la protection de cette zone contre les inondations pendant les périodes pluviales et des flux ainsi des apports extérieurs.

Les conduites implantées à des faibles profondeurs (2 à 3 m) donc ils n'auront ainsi pas d'impact sur le sol.

Concernant l'entretien des conduites il faudra prévoir l'implantation des regards de visite qui assurent l'entretien de ces dernières.

Conclusion

Le présent travail a porté sur le dimensionnement du réseau d'assainissement de « la résidence de la vallée » a été l'occasion pour nous d'apprentissage et d'acquisition d'un ensemble de techniques et de connaissances dans le domaine d'assainissement.

La réalisation de cette étude d'assainissement du lotissement de « la Résidence de la Vallée », a comporté l'accomplissement de plusieurs étapes qui sont citées respectivement ci-dessous :

- 1- Une étude préliminaire consistant en la collecte de différentes données relatives au projet.
- 2- Une étude topographique, qui permette d'avoir le plan coté, et qui sert pour définir les limites des bassins versants intéressant les collecteurs à étudier.
- 3- Le tracé et la conception du réseau d'assainissement.
- 4- Le montage des profils.
- 5- La détermination des diamètres des collecteurs ainsi que la vérification des conditions d'autocurage.

Le dimensionnement des collecteurs des eaux pluviales, pour une période de retour $T=10$ ans, a été effectué sur la base du calcul des débits des eaux pluviales dans les bassins versants et leurs assemblages grâce à la méthode superficielle de Caquot. Dans le cas des eaux usées, nous nous sommes basés sur la consommation en eau potable de ce lotissement. Cette consommation est liée au nombre d'habitants et au niveau socioéconomique. Le calcul des débits (eaux usées et pluviales) une fois établi, sera suivi par l'évaluation des diamètres des canalisations par l'utilisation de l'équation de Manning-Strickler. La vérification des conditions d'auto curage est obligatoire, afin de protéger le système d'assainissement.

Le dimensionnement du réseau a été effectué en se basant sur une page d'EXCEL ainsi que sur le logiciel AUTOCAD. Ce dernier nous a également permis de réaliser les tracés d'assainissement ainsi que le montage de leurs profils en long à l'aide du logiciel COVADIS qui est une application d'Autocad en topographie, cartographie, terrassement, infrastructure et projets voiries réseaux divers.

Références bibliographiques

- [1] **IHALMI.A** (2010-2011). Etude de l'assainissement liquide du lotissement Manar Lahlou. Mémoire du projet professionnel Gestion de l'assainissement en milieu urbain. Université Cadi Ayyad. Faculté des sciences Semlalia. Marrakech .40pages
- [2] **IRROUKI.A**(2012) Dimensionnement de réseau d'assainissement du lotissement FIRDAOUSS, Mémoire du projet professionnel Gestion de l'assainissement en milieu urbain. Université Cadi Ayyad. Faculté des Sciences Semlalia. Marrakech .61pages
- [3] **KNIDIRI.J, KHATTABI.A.** (2009-2010) Assainissement liquide du centre TNIN L'OUDAYA. Mémoire de fin d'étude Licence Sciences et Techniques. Université Cadi Ayyad. Faculté des sciences et Techniques .Marrakech .65pages.
- [4] **Bureau d'étude Atlas Geo Conseil.** (2011), rapport interne RADEMMA. Marrakech. 17pages
- [5] **Guide promoteur.**(2011), Rapport interne de la RADEEMA. Marrakech .175 pages.
- [6] **schéma directeur d'assainissement liquide de la ville de Marrakech Mission A : Investigation préliminaires.** (2007) Rapport interne de la RADEEMA. Marrakech. 293pages
- [7] **Guide d'assainissement ANNEXE 2 (2008)**, Dimensionnement des réseaux ONEP 40 pages.
- [8] **H. BOUMENNI, A. EL AZHARI,** (2011), Etude sectorielles d'alimentation en eau potable et d'assainissement liquide de la commune rurale d'al Ouidane, Rapport de fin d'étude Licence Eau et l'Environnement, Faculté des sciences et Techniques .Marrakech. 85pages
- [9] **ONEM,** 2007 : Monographie local de l'environnement de la ville de Marrakech.
- [10] **Sinan M., 1986.** Paramètres hydrogéologique et géo électriques en milieu alluvial fortement h et érogène. Thèse, université des sciences et technique du Languedoc, Montpellier, France. 397 pages.
- [11] **Ferrandini, J. & Le Marrec, A.** (1982). La couverture jurassique à paléogène du Haut Atlas de Marrakech est allochtone dans la « zone des cuvettes » d'Aït Ourir (Maroc). *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*, 295pages, II: 813-816

