



CHAPITRE 1. DONNEES GENERALES RELATIVES AU PROJET

DONNEES GENERALES RELATIVES AU PROJET

1.1 GENERALITES SUR LE PROJET

1.1.1 Situation géographique et administrative

1.1.1.1 Situation géographique

La zone Chrifia est située sur la route reliant Marrakech à Tahannaout sur le territoire de la commune de Tassoultante.

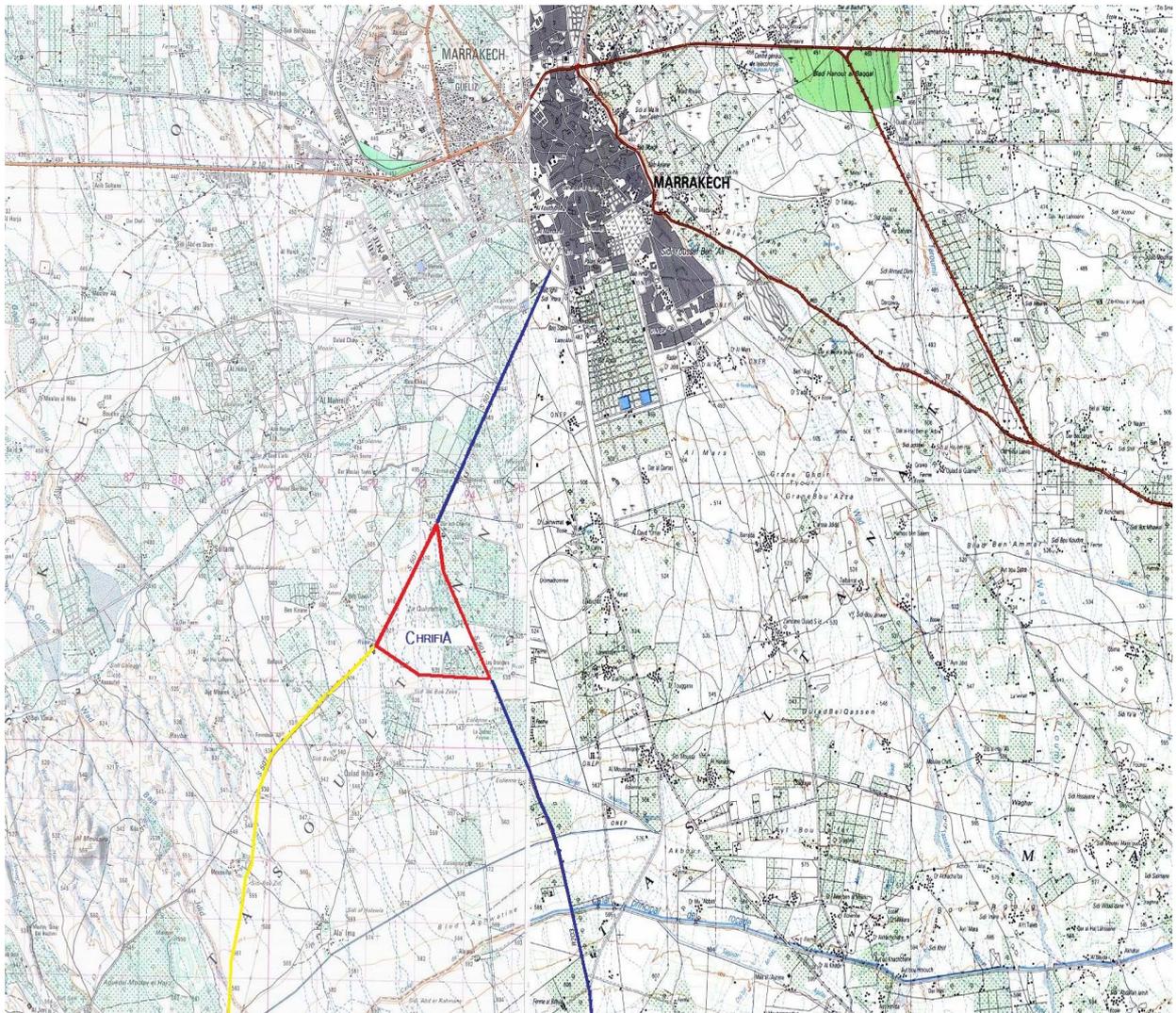


Figure 1-1 : Situation géographique de la zone du projet

1.1.1.2 Situation administrative

Le programme d'aménagement et de développement Chrifia sera réalisé sur le terrain, objet du titre foncier n° 625/M, d'une superficie totale de 268 ha 80 a 00 ca.



L'aménagement de la zone est fait en plusieurs tranches distinctes.

1.1.2 Données physiques de la zone étudiée

1.1.2.1 Topographie

La zone du projet se situe entre les cotes 502m et 534m.

La topographie du terrain est assez régulière. Les pentes ont une direction générale du Sud-Nord d'une part et du sud-ouest au Nord d'autre part.

1.1.2.2 Climatologie

a. Température

La climatologie de la zone de projet se caractérise par un climat semi-aride de type continental. Les amplitudes thermiques sont assez importantes entre l'hiver et l'été. Les températures peuvent atteindre 45°C en été et ne pas dépasser les 5°C en hiver.

(Voir figure 1-1 Chap.1)

b. Pluviométrie

L'examen des séries d'enregistrement de la pluviométrie moyenne cumulée de Marrakech depuis 1970 jusqu'à 2007 montre que le climat de Marrakech est caractérisé par une faible pluviométrie moyenne ne dépassant pas 200 mm/an avec des variations importantes interannuelles ou inter mensuel.

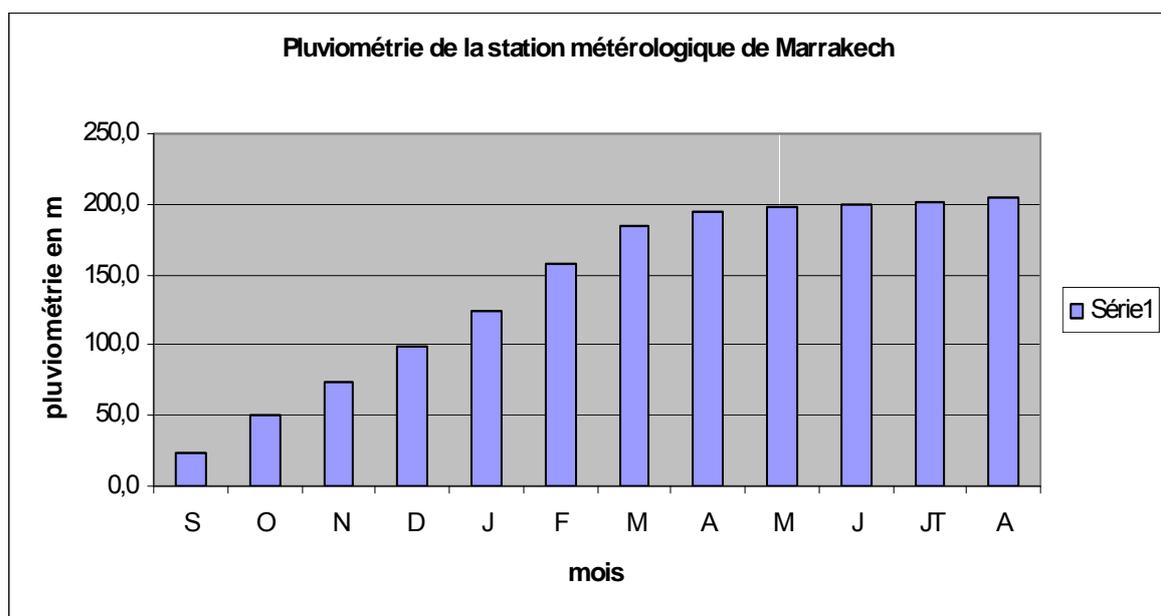


Figure 1-2 les pluies enregistrées (statistiques de 1970 à 2007)



1.2 Obligations d'aménagement

1.2.1 Equipements socio-économiques du projet

Le lotissement projeté comprend, conformément au plan d'aménagement :

- **Lots à développement mixte**

3 lots pour développements mixtes avec résidences d'appartements, maisons d'hôtes, parcs et équipements (commerces, restaurants, boutiques, ateliers d'artisanat, loisirs, services, ...)

- **Hôtels ou VVT**

6 lots pour hôtels ou villages de vacances.

- **Lots résidentiels**

10 lots pour résidences de villas.

1 lot pour résidences d'appartements.

- **Lots pour équipements**

1 lot centre de bien être.

1 lot centre sportif.

1 lot clinique.

1 lot musée de l'irrigation.

1 lot ferme.

- **Lot Golf et développements résidentiels**

1 lot pour le développement d'un parcours de golf de 18 trous et de résidences de villas en front de golf.

1.2.2 Intégration de la zone à l'environnement

Toutes les dispositions nécessaires devront être prises afin d'assurer l'intégration des hôtels, résidences et équipements au site, par la préservation et la mise en valeur de leurs environnements.

La qualité architecturale des constructions est une référence au vocabulaire architectural traditionnel de Marrakech et sa région.



1.2.3 Aspect des constructions

L'aspect des constructions devra être soigné pour tenir compte de l'intégration de la zone à son environnement. Ainsi l'aspect des constructions devra refléter l'architecture traditionnelle de Marrakech, qu'il prendra en référence.

Les prescriptions suivantes devront être respectées :

- Terrasses accessibles en totalité avec une possibilité de construire une surface H.O. de l'édicule des accès de 20 m² maximum et une loggia constructible de 20 m² HO maximum ;
- Enduit ayant l'aspect fini type Marrakech.

1.2.3.1 Généralité

Les parties non construites de chaque lot, comprendront :

- Les espaces paysagers.
- Les aires de stationnement et de déchargement des marchandises près des espaces de services
- Les voies de circulation des véhicules intérieures à chaque lot

1.2.3.2 Espace paysager

Tout projet doit avoir comme contrainte l'intégration dans son environnement, en préservant au maximum les plantations existantes et en donnant une priorité à l'aspect végétal.

Pour cela les parties non construites qui ne sont pas nécessaires aux voies de circulation et aux aires de stationnement, seront destinées à la plantation.

Il sera à la charge du développeur de planter des arbres adaptés au climat de la ville de Marrakech dans leur lot.

1.2.3.3 Aire de stationnement

Les développeurs devront prendre toutes dispositions pour réserver sur leur lot, des aires de stationnement à raison d'une place de stationnement pour 4 chambres pour les lots d'hôtellerie et une place de stationnement pour 80 m² de restaurant ou café.

IL convient aussi de réserver une place de stationnement par logement.



1.2.3.4 Aménagement des espaces publics et trottoirs

L'aménagement des espaces publics doit suivre les prescriptions définies sur le plan d'aménagement.

1.2.3.5 Desserte des lots

Afin de sauvegarder le caractère environnemental de la zone, un accès supplémentaire de service peut être prévu par les lots destinés à l'hôtellerie et aux équipements.

- Les accès « principal et de service » devront être distincts ;
- Les accès aux établissements devront permettre une parfaite visibilité aux conducteurs des véhicules entrant et sortant et ne provoquer aucun encombrement sur la voie publique, même en cas d'arrêt temporaire de véhicules.

1.3 L'OCCUPATION DU SOL

1.3.1 Nature d'occupation du sol

Les aménagements annexes qui sont autorisés sont :

- Les locaux de gardiennage destinés aux personnes dont la présence permanente sont nécessaires pour assurer la surveillance ou la sécurité des établissements sous réserve qu'ils soient intégrés aux édifices hôteliers et résidentiels ;
- Les locaux abritant les postes de transformation MT / BT ;
- Tout équipement permettant d'accompagner le développement de la zone dans son environnement.

Les aménagements annexes qui sont interdits :

- Les constructions à usage industriel ;
- Les constructions provisoires et à caractère précaire (baraquements, abris fixes ou mobiles) ainsi que tout dépôt de quelque nature que ce soit. Pendant la période de chantier, ce type de construction pourra être utilisé ;



- Toute construction ou activité pouvant présenter une incommodité, une insalubrité ou tout autre inconvénient pour l'environnement, le voisinage et la qualité de la vie dans la zone ;
- L'exploitation de toute carrière ;
- Les puits, sauf accord de la Direction Régionale de l'Hydraulique ;
- L'extraction sur place de matériaux pour les chantiers.

1.3.2 Conditions d'occupation du sol

Les conditions maximales d'occupation du sol et les hauteurs maximales sont détaillées dans le tableau des contenances en annexe (Tableau 1-1, Chap. 1), parcelle par parcelle. Elles sont définies comme indiqué ci-dessous:

1.3.2.1 Emprise au sol des constructions

Le coefficient d'emprise au sol (CES) est le rapport entre l'emprise de la construction au sol et la surface du lot.

Equipements	CES
<i>les développements mixtes</i>	<i>0.20 à 0.22</i>
<i>les hôtels et les villages de vacances touristiques</i>	<i>0.08 à 0.20</i>
<i>les développements résidentiels</i>	<i>0.12 à 0.20</i>
<i>les équipements</i>	<i>0.05 à 0.20</i>
<i>le golf et développements résidentiels</i>	<i>0.05</i>

Figure 1-3 Coefficients d'emprise au sol

Ces CES ne peuvent en aucun cas être augmentés pour atteindre le coefficient d'occupation du sol (COS), sachant que l'environnement de la zone est à sauvegarder.



1.3.2.2 Taux d'occupation du sol

Le coefficient d'occupation du sol (COS) est le rapport entre la surface maximale de plancher hors œuvre sur la surface totale du terrain. Il est fixé comme suit :

Equipements	COS
<i>les développements mixtes</i>	0.35
<i>les hôtels et les villages de vacances touristiques</i>	0.12 à 0.40
<i>les développements résidentiels</i>	0.15 à 0.30
<i>les équipements</i>	0.08 à 0.40
<i>le golf et développements résidentiels</i>	0.08

Figure 1-4 : coefficients d'occupation du sol

1.3.2.3 Hauteur des constructions

La hauteur des constructions est définie à la fois en nombre d'étages au-dessus du rez-de-chaussée, et par la distance entre le terrain naturel et le sommet des superstructures, elle est fixée comme suit (acrotères compris) :

- ✓ R+2 : 12 m pour les hôtels, les villages de vacances, les maisons d'hôtes, le centre de bien être et la clinique.
- ✓ R+1 : 9 m pour le résidentiel et les équipements (hormis le centre de bien être et la clinique).
- ✓ R+1/R+2 partiel: 9 m/12 m (surface du 2ème étage ne dépassant pas 15% de la surface hors œuvre totale) pour les développements mixte.

Au dessus de ces hauteurs, sont autorisés les parapets de terrasse dont l'élévation maximum est de 1,20m, les cages d'escaliers et les machineries d'ascenseurs d'une hauteur maximum de 2,60m, les pergolas et les éléments décoratifs dont les dimensions, les formes et les hauteurs sont justifiées par leur apport à la qualité architecturale.



Les surfaces des lots sont approximatives, elles ne seront définitives qu'après réalisation des travaux topographiques de bornage et de levé.

1.3.3 Implantation des constructions

1.3.3.1 Implantation par rapport aux voies et aux emprises publiques

Toutes les constructions devront respecter un recul minimal de 10 m par rapport aux limites des emprises publiques ou communes (voies, chemins piétons, places...).

Ce recul constitue la limite constructible, où aucune construction n'est tolérée, excepté les locaux de service (poste transformateur, guérite de sécurité...) et les locaux commerciaux, porches d'entrée... pour les lots hôteliers (hôtels, villages de vacances et maisons d'hôtes), dans la mesure où ils ne dépassent pas 10% du linéaire de la façade d'accès du lot, sans que leur hauteur ne dépasse 3,50 m, sans que leurs surfaces ne soient comprises dans les CES et COS autorisés.

1.3.3.2 Implantation par rapport aux limites séparatives ou mitoyenne

La distance horizontale de tout point d'une construction au point le plus proche de la limite séparative ou mitoyenne sera égale à un minimum de 8 m pour tous les lots.

Toutefois lorsque les règles d'emprise au sol le permettent les garages ou dépendances pourront être construits en limite latérale sous réserve:

- Que leurs hauteurs ne dépassent pas les 3m et leurs terrasses ne soient pas accessibles
- Qu'ils respectent un recul par rapport aux voies et aux limites en fond de parcelle de 8m.

1.3.3.3 Implantation les unes par rapport aux autres sur une même parcelle

La distance séparant les façades en vis-à-vis d'une construction devra être au moins égale à la hauteur de la façade la plus haute avec un minimum de 4m.

Toutefois dans le cas de pignons aveugles ou de façades en vis-à-vis partiel sur de faibles longueurs ne comportant pas de baies éclairant des pièces principales, la distance minimale est ramenée à 4m.



1.3.3.4 Construction annexes

Un local transformateur électrique pourra être construit dans les marges de recul. Il devra être conforme aux normes établies par les concessionnaires. Il sera implanté à proximité de la clôture de façade et conçu de telle sorte qu'il ne soit pas une nuisance visuelle à partir de la voie et à partir des constructions.

La guérite de gardien pourra être construite à proximité de l'entrée. Sa hauteur ne pourra dépasser 2m50.

Les autres constructions annexes seront de préférence intégrées aux bâtiments principaux.

1.3.3.5 Mur et clôtures

Tous les murs de clôture donnant sur les espaces publics seront d'une hauteur de 1,80 m.

Ils seront constitués d'un soubassement de 0.40 m de hauteur traité en enduit teinté dans la masse type pisé ou similaire, rehaussé d'une grille métallique de 1,40 m de hauteur avec un minimum de 70% de transparence.

1.4 Travaux et obligations à la charge de l'aménageur

1.4.1 Voirie

Les travaux d'équipement du présent lotissement en chaussée et trottoirs sont à la charge de l'aménageur et seront exécutés conformément aux plans et aux profils en long et en travers approuvés par les autorités compétentes et sous la surveillance et contrôle des agents des travaux de voiries de la Commune concernée.

Les emprises des voies du programme d'aménagement et de développement Chrifia sont de 30 mètres pour les voies limitrophes au projet. Les autres voies intérieures ont une emprise de 15, 20 et 40 mètres.

1.4.2 Places et espaces publics

Dans l'objectif de mettre en valeur la zone, des places et des espaces publics seront aménagés par l'aménageur, notamment:

- Les places, carrefours et chemins piétons
- Les aménagements le long des voies (hormis le revêtement des trottoirs attenants aux parcelles qui sera à la charge des développeurs).



1.4.3 Réseau d'assainissement

Les travaux d'équipement du présent lotissement en réseaux d'assainissement seront effectués aux frais de l'aménageur, et seront exécutés conformément aux dossiers techniques approuvés par la Régie et sous la surveillance et contrôle de ses agents.

Les réseaux des eaux usées du présent lotissement seront raccordés aux collecteurs du secteur.

Les boîtes de branchement des eaux usées seront construites pour chaque lot sur le trottoir à la limite de la clôture, conformément aux ouvrages types du concessionnaire.

Les eaux pluviales de voirie du présent lotissement seront soit réutilisées pour l'arrosage des espaces verts, soit réacheminées vers la nappe par des puits d'infiltration.

Les ouvrages d'assainissement seront construits conformément aux plans et ouvrages types approuvés par le concessionnaire.

1.4.4 Réseau d'eau potable

Les travaux d'alimentation en eau potable du présent lotissement seront effectués aux frais de l'aménageur, conformément aux dossiers techniques approuvés par la Régie et sous la surveillance et contrôle de ses agents.

Les raccordements individuels en eau potable seront à la charge des développeurs.

1.4.5 Réseau d'électricité

Les travaux d'électrification du présent lotissement seront effectués aux frais de l'aménageur, conformément aux dossiers techniques approuvés par la Régie et sous la surveillance et contrôle de ses agents.

Les branchements particuliers seront réalisés aux frais du développeur. La construction des postes abonnés et leur équipement ainsi que les branchements particuliers seront également réalisés aux frais du développeur.

En ce qui concerne l'éclairage public les travaux d'équipement seront réalisés conformément aux normes approuvées par les services de la Commune et par la Régie et exécutés aux frais de l'aménageur.



1.4.6 Réseau de téléphone

Les travaux d'équipement en réseau de télécommunications et d'installation des lignes nécessaires au raccordement du lotissement au réseau général des télécommunications seront réalisés aux frais de l'aménageur, et sous le contrôle des services compétents et devront satisfaire aux exigences et aux normes approuvées par les services de Maroc Télécom.

Les travaux de branchements des lots à partir des chambres existantes se feront à la charge du développeur.



CHAPITRE 2. VOIRIE



VOIRIE

2.1 Voirie existante

Le site Chrifia est situé au sud de Marrakech à 4 km environ de la zone Aguedal. Il est desservi par deux routes goudronnées (RS 507 et 501) d'une largeur de 7m, qui se prolongent tout au long du site, l'une menant vers Amezmiz et l'autre vers Tahannaout. Selon les responsables de la Wilaya et la DRE de Marrakech prévoit l'aménagement d'un carrefour à droite de Chrifia et l'élargissement de la RS 507 et 501 sur un linéaire total de 5 km pour passer de 7m à 14m.

L'accès à la zone sera assuré à partir de quatre carrefours, deux carrefours seront aménagés sur le prolongement de la RS 507 menant à Amezmiz et deux carrefours sur le prolongement de la RS 501 menant à Tahannaout.

La conception du tracé en plan de la voirie est étroitement liée aux impératifs imposés par la topographie de la zone en tenant compte des contraintes urbanistiques de circulation et de liaison entre les différentes zones d'aménagement et de communication avec les voies extérieures.

2.2 Descriptif de l'aménagement

La voirie projetée est conçue autour d'une boucle de manière à permettre une desserte acceptable des différents secteurs via des antennes se terminant en rond points, évitant le recours à des voies impasses.

Le linéaire total de la voirie du projet est de **10 463** ml répartie comme suit :

Voie	Emprise (m)	Longueur (ml)
Voie A	50	2083
Voie B	20	2314
Voie B1	20	949
Voie C	50	3057
Voie D	40	130
Voie F	20	337
Voie H	40	187
Voie I	40	163
Voie J	15	88
Voie K	15	157
Voie L	15	838
Voie N	40	160
Total		10 463

Tableau 2-1 Linéaire des voies aménagées



Le tracé du réseau est représenté en respectant les rayons de courbure entre les divers tronçons d'une voie.

2.3 Emprise des voies et profil en travers

Les réseaux de voirie prévus par le projet Chrifia, sont constitués essentiellement par les éléments suivants :

- Des voies principales limitrophes au projet d'emprise 50m avec une largeur de la chaussée de 14m,
- Des voies d'accès au projet d'emprise 40m aura deux chaussées de 7m chacune avec une terre plein central de 10m de large,
- Des voies secondaires d'emprise 20m avec une largeur de chaussée de 7m à 12 m,
- Des voies tertiaires d'emprise 15m avec une largeur de chaussée de 7m,

Les voies principales seront élargit à 14m de chaussées avec des fossés en terre et en intégrant l'éclairage public.

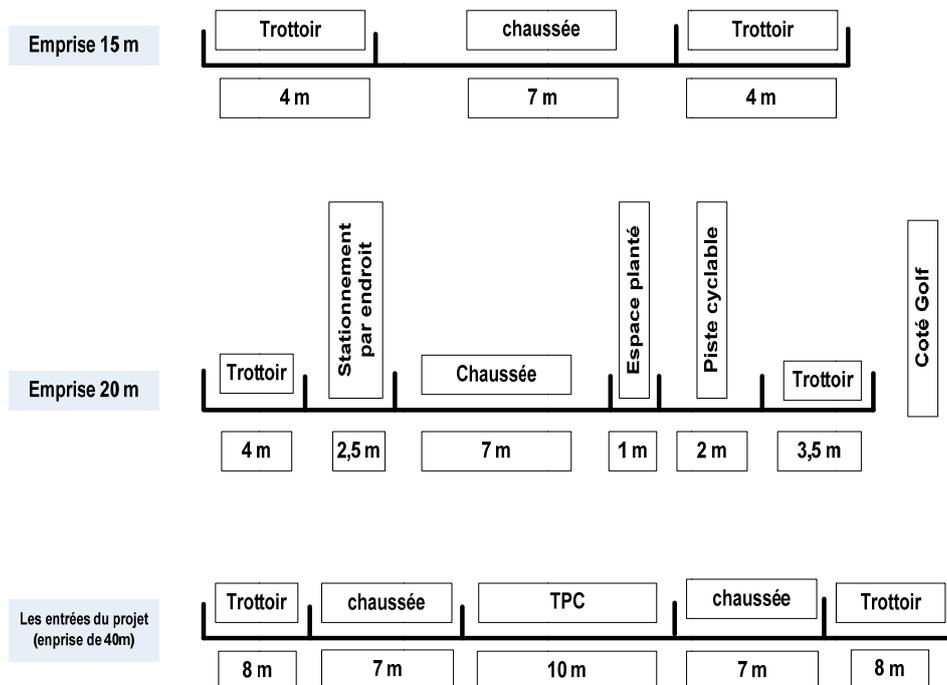


Figure 2-1 Profils en travers des voies



Le profil en travers des voies du projet aura un seul dévers de 2.5% à l'exception des voies principales qui ont un dévers de 2.5% dirigé de l'axe de la voie vers les accotements.

2.4 Structures de la voirie

2.4.1 Structure de la chaussée

Etant donné l'absence d'une étude géotechnique réalisée au site du projet il a été retenu une structure type réalisée dans des projets voisins (projet de Zahrat Annakhil), qui se présente comme suit :

- Une couche de fondation en GNF1 0/40, épaisseur 20 cm
- Une couche de base en GNA 0/31.5, épaisseur 20 cm
- Un revêtement après imprégnation en enrobé bitumineux de 5 cm d'épaisseur

Pour les routes RS 507 et 501 existantes on procédera à un élargissement dans les mêmes conditions qu'une voie neuve et un tapis de revêtement généralisé.

2.4.2 Bordures et pistes cyclables

Les bordures de trottoirs pour la totalité du projet seront de type T3 posés sur un socle de fondation en béton et les giratoires munis de bordures de type américain I2.

Les pistes cyclables seront réalisées en béton normal sur une épaisseur de 8 cm avec une couche d'hérissinage en GNA 0/31.5 sur une épaisseur de 10 cm.

Il est à noter que les giratoires au niveau des quatre sorties de la zone vers les voies principales seront représentés sur le plan à titre indicatif et seront traités dans un dossier à part avec les responsables des travaux public.

2.5 Estimation du coût

2.5.1 Calcul de cubature

Le calcul de cubatures Par le logiciel COVADIS pour les voies principales et secondaires fait apparaître les quantitatifs Ci-après :



Désignation	quantité
Linéaire total des voies	10462.59 ml
Volume des déblais	26098.74 m3
Volume des remblais	31006.67 m3
Volume de décapage	335840.33 m3
Réglage et compactage	117936.75 m2
Couche de fondation en GNF1 ép = 20 cm	88254.22 m2
Couche de base en GNA ép = 20 cm	99972.52 m2
Surface de revêtement en EB ép=5 cm	84554.23 m2
Surface d'accotement revêtue en MS	15418.29 m2
Surface trottoirs	38338.27 m2
Surface de la piste cyclable	7199.34 m2
Linéaire de la bordure type T3	20189.90 ml
Linéaire de la bordure type américain I2	590.00 ml

Tableau 2-2 : cubature du réseau voirie

2.5.2 Etablissement des coûts unitaires

Le coût total du volet voirie du projet comprend à la fois le terrassement, l'aménagement et la mise en place des couches de chaussées ainsi que la signalisation horizontale et verticale.

Les coûts unitaires des différents constituants de la voirie sont pris d'après les références de projets réalisés à Marrakech. (Voir tableau 2-1 Chap. 2)

Il convient de signaler que vu la particularité de la zone Chrifia qui contient un ensemble de khattaras on prévoit un programme pour les traiter :

- Un terrassement en déblais
- Comblement des cheminées
- Remblaiement en tout venant 0/60
- Dalette en béton armée pour protection

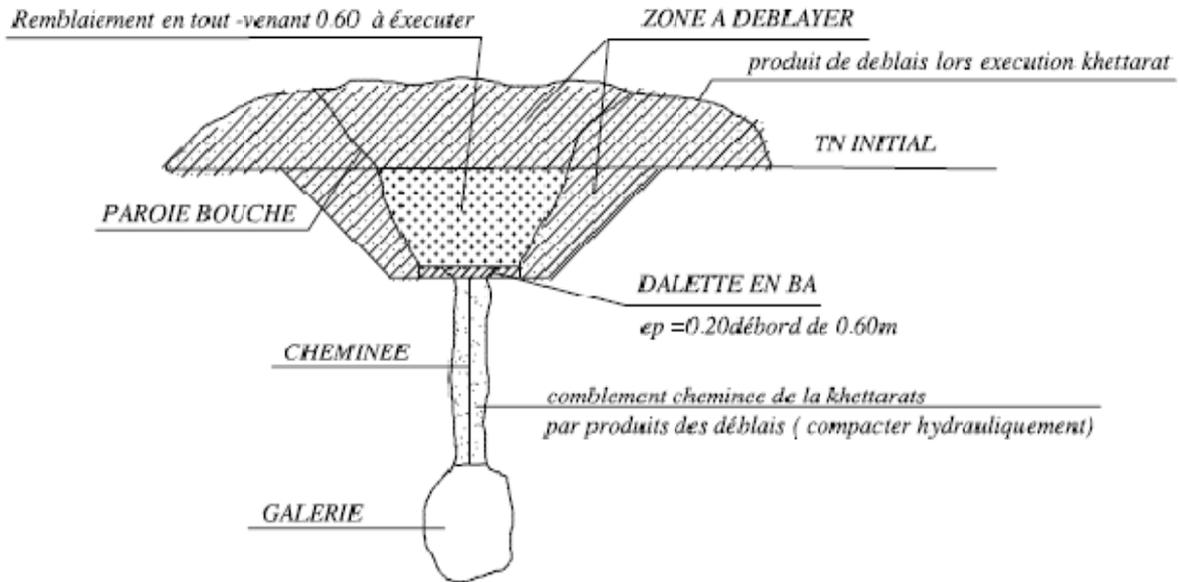


Figure 2-2 : Schéma de traitement des khettaras

2.5.3 Coûts du projet

Le coût de terrassement et d'aménagement des voies est: 23 704 590 DH HT

Le cout de la signalisation des voies est : 83 500 DH HT

Le coût de traitement des Khattaras est: 307 350 DH HT

Le coût total du projet est de l'ordre de 27 468 802 DH TTC



CHAPITRE 3. ALIMENTATION EN EAU POTABLE



Alimentation en eau potable

3.1 Situation existante

La RADEEMA assure le service d'alimentation en eau potable à l'intérieur et à l'extérieur du périmètre urbain de la ville de Marrakech. En effet, le réseau d'eau potable de la régie déborde du périmètre urbain et dessert une partie de la population située dans les communes rurales limitrophes de Saâda, Ouahat Sidi Brahim et **Tassoultante**.

La zone du projet est actuellement desservie par une conduite d'eau potable DN315 mm en PVC, qui arrive jusqu'à la bifurcation des deux routes menant vers Tahannaout et Amezmiz et qui dessert au même temps les projets le long de la route RS203. A priori, cette conduite est insuffisante pour satisfaire les besoins du projet.

Toutefois, et compte tenu des informations collectées auprès du service eau de la RADEEMA, la zone du projet peut être alimentée à partir du deuxième réservoir Sidi Moussa se trouvant dans la zone d'Aguedal, moyennant une conduite de raccordement sur 6Km.

La cote radier du réservoir est de 549m et la cote terrain naturel au niveau de l'entrée de la zone Chrifia est de 516m, ce qui implique que la pression résiduelle à l'entrée sera insuffisante pour desservir toute la zone.

3.2 Critères de conception

Nous exposons ci-après les hypothèses sur lesquelles nous nous sommes basés pour la conception et le dimensionnement du réseau de distribution futur.

3.2.1 Nature des conduites

Le matériau prévu, pour les conduites d'eau potable, est fonction du diamètre et de la pression maximale de service. Dans le cadre de la présente étude, On a opté pour le matériau PVC qui reste très avantageux pour les diamètres allant jusqu'à 400 mm.



Ce matériau résiste à la fois à la corrosion souterraine extérieure et à la corrosion interne de la conduite. Ceci évite les excavations éventuelles non-planifiées et les impacts négatifs sur l'environnement.

Le tableau suivant montre les diamètres disponibles dans le marché pour les tubes en PVC :

Diamètre extérieur nominal DN	PN6	PN10	PN16
90	84,4	81,4	76,8
110	103,2	99,4	93,8
125	117,2	113,0	106,6
140	132,6	127,6	121,4
160	152,4	147,6	141,0
200	190,6	184,6	176,2
225	214,4	207,8	198,2
250	238,2	230,8	220,4
315	300,2	292,8	277,6
400	476,4	369,4	352,6

Tableau 3-1 : Diamètres nominaux et intérieurs des tubes en PVC

Le choix de la nature des conduites porte sur le PVC PN16 pour le réseau de distribution avec un minimum de 110 mm puisque le réseau est principal.

3.2.2 Dotations

Les hypothèses de dotation d'eau potable adoptée pour servir de base aux prévisions de consommation d'eau potable sont données en fonction du type de lot et sont récapitulées ci-après :

Dotation habitant hôtels, maison d'hôtes et VVT :	600	l/j/pers
Dotation habitant villas :	250	l/j/pers
Dotation habitant appartement :	120	l/j/pers
Dotations retenues pour équipement :	30 000	l/j/ha
Dotations retenues pour centre de bien être :	20 000	l/j/unité
Dotations retenues pour centre de sports :	20 000	l/j/unité
Dotations retenues pour clinique :	20 000	l/j/unité
Dotations retenues pour musée de l'irrigation :	5 000	l/j/unité
Dotations retenues pour ferme :	5 000	l/j/unité
Dotations retenues pour Commerce/Bureaux/Ateliers:	3 000	l/j/unité



Dotations retenues pour Restaurants:	5 000	l/j/unité
Dotations retenues pour Parcs et espace vert :	30 000	l/j/ha

3.2.3 Nombre d'habitants

Le projet contient plusieurs hôtels, résidences, villas et maisons d'hôtes ainsi que plusieurs équipements et centres de loisirs.

Dans le calcul de la population on ne va prendre en considération que le nombre de clés disponibles (habitat, maison d'hôte ou chambre d'hôtel) et suivant les dotations suivantes :

Nombre de personnes / habitat :	5
Nombre de personnes / maison d'hôtes :	5
Nombre de personnes / chambre d'hôtel :	2

Le tableau ci-après montre le nombre d'habitants par nature d'habitat :

N° de Lot	Désignation	clés	habitants
M1	village d'Isli TC	265	1575
M2	Oasis TC	223	1415
M3	Vergers TC	173	865
H1	Hôtel conférences	220	440
H2	Hôtel Kasbah VVT	220	440
H3	Hôtel Oasis ressort	180	360
H4	Hôtel Wellens	60	120
H5	Résidences Senior	80	160
H6	Ferme d'hôtes	30	60
R1	Résidences de villas	79	395
R2	Résidences de villas	65	325
R3	Résidences de villas	82	410
R4	Résidences de villas	74	370
R5	Résidences de villas	59	295
R6	Résidences de villas	62	310
R7	Résidences de villas	80	400
R8	Résidences de villas	45	225
R9	Résidences d'appartements	163	815
R10	Résidences de villas	103	515
R11	Résidences de villas	72	360
G1	Golf et développement résidentiel	352	1760

Tableau 3-2 : Nombre d'habitants prévus pour le projet par nature d'habitat



3.2.4 Débits de calcul

Le réseau est calculé, compte tenu des débits de distribution de pointe horaire, sur la base de consommations moyennes majorés des coefficients suivants :

- Rendement des réseaux : $r = 80 \%$
- Pointe journalière : $C_{pj} = 1,3$
- Pointe horaire : $C_{ph} = 1,8$

On calcule la consommation moyenne pour différents lots par les formules suivantes :

3.2.4.1 Lots résidentiels

$$Q_{moy} = Dotation \times Nbre \ d'habitants \quad (3-1)$$

Avec : Dotation : en (l/s/habitant) ;
 Q_{moy} : Débit moyen en (l/s).

3.2.4.2 Parcs et espaces verts

$$Q_{moy} = Dotation \times Surface \quad (3-2)$$

Avec : Dotation : en (l/s/ha).
 Q_{moy} : Débit moyen en (l/s).
Surface en (ha).

3.2.4.3 Lots hors résidentiels et parcs

$$Q_{moy} = Dotation \times unité \quad (3-3)$$

Avec : Dotation : en (l/s/u).
 Q_{moy} : Débit moyen en (l/s).

Après on calcule la consommation moyenne brute ainsi que la consommation de pointe journalière à l'aide des formules suivantes :



$$Q_{moy\ brute} = \frac{Q_{moy}}{\text{rendement des réseaux}} \quad (3-4)$$

Et

$$Q_{pointe\ journalière} = Q_{moy\ brute} \times C_{pj} \quad (3-5)$$

D'après ces résultats on peut calculer le débit de pointe horaire avec la relation suivante :

$$Q_{pointe\ horaire} = Q_{pointe\ journalière} \times C_{ph} \quad (3-6)$$

De ces hypothèses les besoins en eau du projet s'établissent comme suit :

Besoins moyens nets	47 l/s
Besoins moyens brute	59 l/s
Consommation de pointe journalière	76,31 l/s
Consommation de pointe horaire	137 l/s

Tableau 3-3 : Besoins en eau du projet en (l/s)

Pour les détails du calcul (voir Tableau (3-1) Chap.3)

3.2.5 Vitesses admissibles

En ce qui concerne les vitesses limites, nous adoptons dans la mesure du possible, les valeurs suivantes :

- un minimum de 0,3 m/s ;
- un maximum de 2 m/s.

En effet une faible vitesse favorise la formation de dépôts et la stagnation de l'eau tandis qu'une forte vitesse peut être à l'origine d'une dégradation prématurée de la conduite ainsi qu'une chute marquante de pression à cause des pertes de charge qu'il engendre.

3.2.6 Conditions de pression

3.2.6.1 Pressions minimales

Le fonctionnement hydraulique normal du réseau de distribution doit se faire de façon à assurer une pression résiduelle minimale de 10 m chez tout usager.



La pression au sol requise en fonction du type d'habitat (nombre de niveaux) peut être déterminée comme suit :

$$P_s = P_r + H + P.D.C. \quad (3-7)$$

Avec :

P_s = pression au sol

P_r = pression résiduelle chez tout usager (prise égale à 10 m)

H = hauteur de construction (3 m par niveau)

P.D.C. moyenne par niveau = 0,5 m.

Le tableau suivant montre les pressions au sol minimales pour chaque lot :

N° de Lot	Désignation	Niveau	Pression minimale
M1	village d'Isli TC	R+1/R+2	23,5
M2	Oasis TC	R+1/R+2	23,5
M3	Vergers TC	R+1/R+2	23,5
H1	Hôtel conférences	R+2	23,5
H2	Hôtel Kasbah VVT		
H3	Hôtel Oasis resort		
H4	Hôtel Wellens		
H5	Résidences Senior		
H6	Ferme d'hôtes		
R1	Résidences de villas	R+1	20
R2	Résidences de villas		
R3	Résidences de villas		
R4	Résidences de villas		
R5	Résidences de villas		
R6	Résidences de villas		
R7	Résidences de villas		
R8	Résidences de villas		
R9	Résidences d'appartements		
R10	Résidences de villas		
R11	Résidences de villas		
E1	Centre de bien-être	R+2	23,5
E2	Centre de sports	R+1	20
E3	Clinique	R+2	23,5
E4	Musée de l'irrigation	R+1	20
E5	Ferme	R+1	20
G1	Golf et développement résidentiel	R+1	20

Tableau 3-4 : Pression minimale des lots suivant le niveau de construction



3.2.6.2 Pressions maximales

Sur tous les nœuds du réseau il ne faut en aucun cas dépasser une pression de l'ordre de 60 m.

3.3 Dimensionnement du réseau

Le réseau de distribution d'eau potable aura une structure maillée en général. Néanmoins, quelques antennes peuvent être envisagées pour permettre l'alimentation en eau potable des groupements d'habitations isolés.

La figure ci après montre le réseau qu'on a adopté :

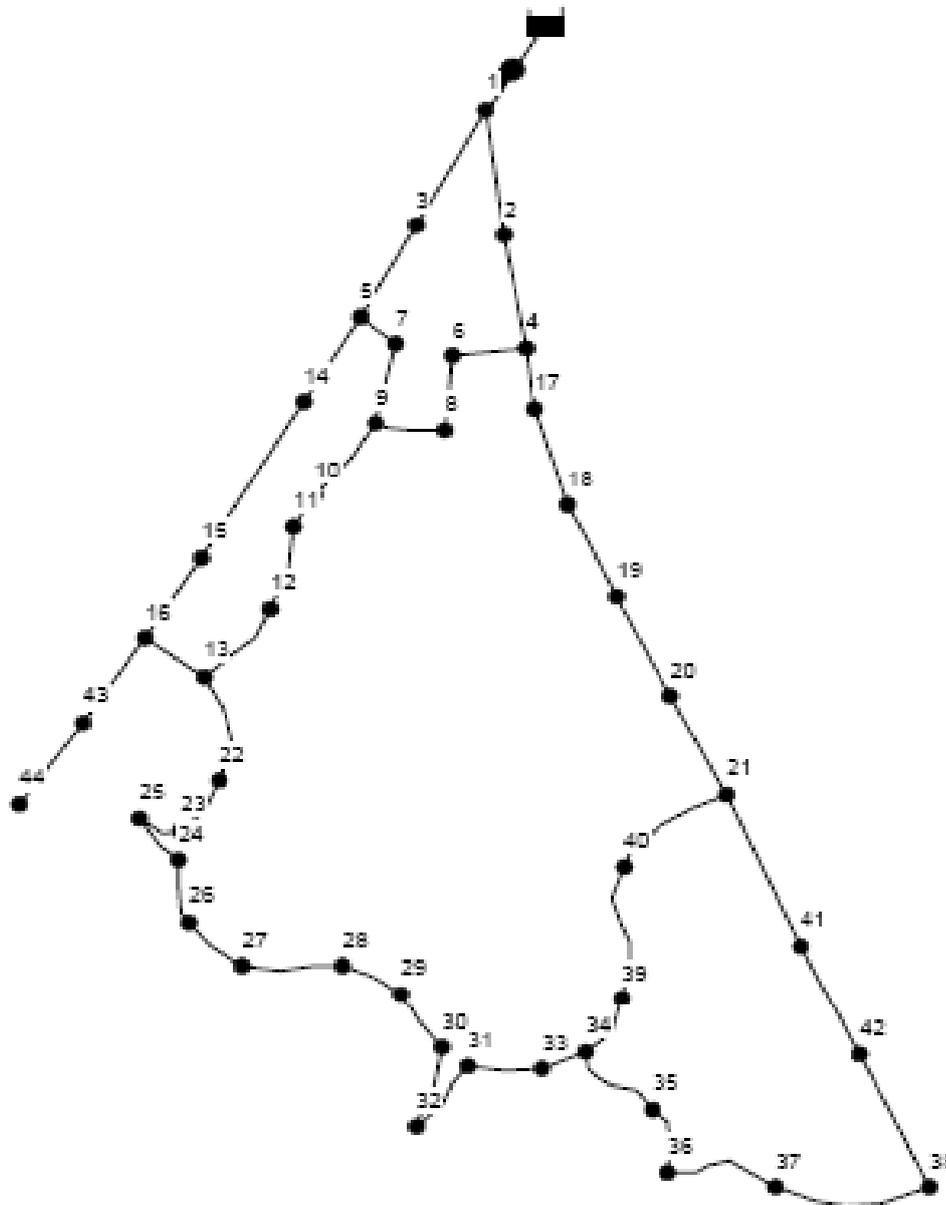


Figure 3-1 : ossature du réseau eau potable



3.3.1 Ouvrages de production

3.3.1.1 Dimensionnement de la conduite d'amenée

Le projet est alimentée à partir d'un réservoir dans la zone d'Aguedal se trouvant a une longueur de 6 Km et ayant une cote de 549,

Pour dimensionner la conduite On a: $Q_{PJ} = 76,31$ l/s

On fixe une vitesse de : $V = 1$ m/s

$$\text{On a : } D = \sqrt{\frac{4Q}{V\pi}} \quad (3-8)$$

D'où : $D = 311$ mm

On adopte donc comme diamètre normalisé le DN 400 en PVC (Puisque son diamètre intérieur est égal à 352,2).

On vérifie la valeur de la vitesse qu'on obtient avec le diamètre normalisé :

On a $V=0,6$ m/s donc le choix du diamètre est vérifié.

Le diamètre à adopter pour la conduite d'adduction est : $\Phi 400$.

3.3.1.2 Dimensionnement de la station de reprise

a. Caractéristiques de la pompe :

La pompe qu'on cherche à caractériser doit avoir un débit variable à cause de la variabilité du débit dans le projet durant les heures de la journée :

❖ Calcul de la HMT :

- La hauteur manométrique totale est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge totales.

$$H_{mt} = H_g + H_L + H_s \quad (3-9)$$

Avec :

H_g : niveau d'arrivée (extrémité du refoulement)-niveau d'aspiration dans la bache ;

H_L : pertes de charge linéique ;

H_s : pertes de charges singulières.



- Les pertes de charge linéaires peuvent être calculées par la formule de Coolbrook :

$$H_L = \frac{\lambda LV^2}{2gD} \quad (3-10)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge qui dépend du coefficient de rugosité k ($0.5 < k < 1$ mm) ;

L et D : Longueur et diamètre de la conduite (m) ;

V : vitesse moyenne (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2) $g=9,8m/s^2$;

Les pertes de charges singulières ont été calculées en majorant le coefficient de rugosité k à une valeur égale à 0,1 ;

En déduit que la HMT dans le cas présent sera prise égale à 50 mètre.

❖ Calcul de la puissance :

La puissance des groupes motopompes est calculée par la formule suivante :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{r} = 9,81 \frac{Q \cdot HMT}{r} = 95 \text{ KW} \quad (3-11)$$

Avec :

Q : débit en m^3/s ;

HMT : hauteur manométrique totale en m CE ;

r : rendement global des pompes et des moteurs, pris égal à 80%, pour le calcul de départ.

Deux pompes seront installées dont une de secours. Les pompes utilisées devront être adaptées au relevage des eaux claires.

b. Calcul de la Bâche :

La bâche du projet sera dimensionnée avec la formule des réservoirs parce que dans notre cas elle joue plus un rôle de réservoir qu'une bâche.

Le volume utile de la bâche peut être estimé à partir de la formule suivante :

$$V_{\text{bâche}} = 0,5 \times Q \quad (3-12)$$

Où : Q : débit moyen journalier (en m^3/j)



Donc on estime que le volume de la bache doit assurer l'approvisionnement du projet en eau potable pendant une demi journée entière ;

Pour ce calcul on prend : $Q = 5098 \text{ m}^3/\text{j}$.

D'où : $V_{\text{Utile bache}} = 2500 \text{ m}^3$

3.3.2 Réseau de distribution

3.3.2.1 Méthode de calcul de réseau

Le calcul du réseau de distribution se fait au moyen d'EPANET qui est un logiciel sur micro-ordinateur basé sur la méthode de HARDY-CROSS pour l'équilibrage de la partie maillée du réseau.

- Répartition spatiale des besoins en eau :
Pour chaque nœud, il a été délimité une zone d'influence où sont localisés les différents types d'occupation du sol (Industrie, habitat...).
- Vérification incendie :
Conformément aux normes de lutte contre l'incendie (normes françaises NF.S.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 débit d'appel du réseau étant celui de la pointe horaire.

3.3.2.2 Zones d'influences

La consommation totale, est répartie selon la méthode nodale entre les différents nœuds constituant l'ossature principale du réseau. Cette méthode se base sur l'évaluation des zones d'influences d'un nœud donné.

On a procédé à un découpage des zones respectant l'équilibre du réseau en ayant le plus de nœuds possibles.

La multiplication de ces nœuds permet de renforcer la sécurité d'alimentation en eau potable de la zone étudiée.

Pour le détail du découpage des zones d'influence voir (Tableau 3-1 Chap3).

Le tableau ci-après montre les besoins en eau potable de chaque nœud correspondants :



N°nœud	Besoin pointe horaire (l/s)	N°nœud	Besoin pointe horaire (l/s)
N1	2,90	N23	2,68
N2	4,36	N24	3,93
N3	4,36	N25	4,62
N4	5,14	N26	3,56
N5	2,90	N27	3,56
N6	6,59	N28	4,39
N7	4,36	N29	2,68
N8	3,12	N30	2,94
N9	3,05	N31	3,39
N10	1,59	N32	3,07
N11	1,74	N33	3,25
N12	1,74	N34	3,03
N13	2,30	N35	5,48
N14	1,65	N36	5,42
N15	2,08	N37	1,86
N16	1,25	N38	1,79
N17	4,47	N39	2,18
N18	1,67	N40	2,57
N19	1,49	N41	0,76
N20	1,49	N42	2,18
N21	2,25	N43	5,39
N22	2,41	N44	5,39
TOTAL			137

Tableau 3-5 : Nœuds du réseau et leurs besoins en eau correspondants

3.3.2.3 Localisation des poteaux d'incendies

Le réseau sera composé de 13 poteaux d'incendie distribués d'une façon équilibrée en respectant les directives suivantes :

- Chaque poteau doit avoir un diamètre minimal d'alimentation de 100 mm
- Il doit défendre un rayon de 100 à 150 mètres, celui-ci pouvant être porté à 400 mètres si le risque est faible.

3.3.2.4 Dimensionnement du réseau

Le réseau d'AEP est dimensionné afin de prendre en compte les trois contraintes :

- de pression : 2 bars minimum au branchement
- de vitesse maximum 1.5 m/s
- de vitesse minimum 0.3 m/s

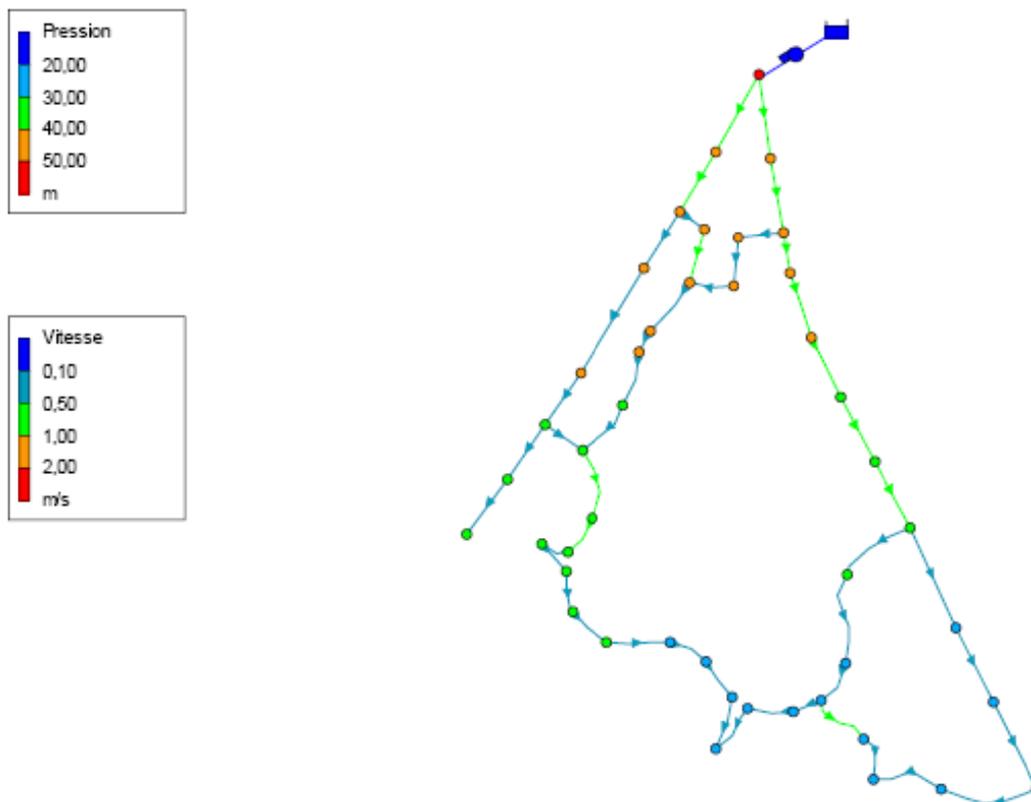
3.3.2.5 Résultats

Les résultats de la simulation avec EPANET sont comme suit :

- Détails de la simulation EPANET avec débit de pointe :

Le schéma ci-dessous montre la variation de la vitesse dans les conduites et la pression dans les nœuds.

EMI / SCET-SCOM



EPANET 2 Fr- (BERRAZZOUK&JAHID)

Figure 3-2 :resultat de la simulation avec débit de pointe sur EPANET

On remarque que les vitesses issus de la simulation sont compris entre 1,5 et 0,3 m/s sauf pour quelques conduites isolées au nombre de trois.

La pression est vérifiée dans l'ensemble du réseau.

Pour les détails des résultats de calcul voir (Tableau 3- 2 Chap.3).

Le tableau suivant montre les diamètres adoptés dans le réseau et leur linéaire :

Diamètre des conduites (mm)	Linéaires des conduites (m)
400	1200
315	4500
250	1150
160	850
140	1650
110	600

Figure 3-3 : Linéaire des conduite du réseau eau potable

- Détail de la simulation EPANET avec débit de pointe et l'ouverture d'un poteau d'incendie :

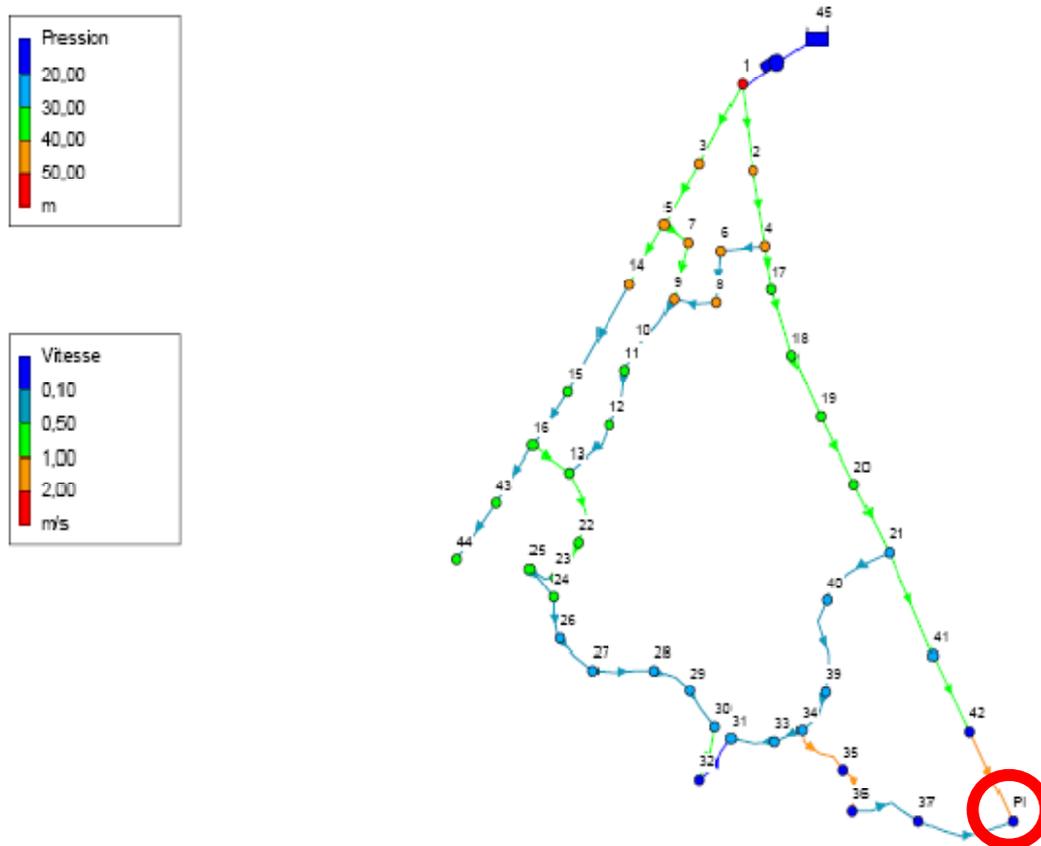


Figure 3-4 : résultat de la simulation du réseau avec poteau d'incendie ouvert



3.4 Etude financière

Préalable indispensable à l'établissement d'un plan d'investissement fiable, une étude complète des prix unitaires de travaux d'AEP a été réalisée dans le cadre du schéma directeur d'alimentation en eau potable, les paragraphes qui suivent ne présentent que les principaux résultats qui ont été retenus dans le cas de notre étude.

N.B : Tous les prix abordés dans cette étude sont hors-taxes.

3.4.1 Prix unitaires

3.4.1.1 Terrassement

Dans le cadre de la présente étude, les prix unitaires actualisés et tenant compte de la spécificité de la ville sont présentés comme suit :

◆ Déblais en tranchée

Coûts des déblais DH/m³ (H.T)

Profondeur	Terrain meuble	Terrain rocheux
0 à 2 m	30,00	150,00
Plus value 2 à 4 m	40,00	180,00
Plus value > 4 m	50,00	200,00

◆ Déblais en masse

Déblais en masse : 20 DH/m³

◆ Remblai en tranchée (compacté)

Remblai primaire : 40 DH/m³
Remblai secondaire : 30 DH/m³

◆ Remblai en masse (compacté)

Remblai : 30 DH/m³

◆ Lit de pose

Pour terrain meuble : lit de sable : 150 DH/m³ HT
Pour terrain rocheux : lit de gravette : 250 DH/m³ HT
Géo-membrane y compris géotextile : 120 DH/m²
Enrochement 200/300 : 250 DH/m³
Couche d'argile : 90 DH/m³
Couche de terres végétales : 15 DH/m³



3.4.1.2 Station de reprise

Le paramètre explicatif du coût qui a été retenu est la puissance de la pompe.

Dans le cadre de la présente étude le coût de la station de reprise sera calculé de la façon suivante en distinguant trois types de postes :

- Poste de faible puissance ($P \leq 10 \text{KW}$) :

$$C = 50000 P \left(\frac{0,4}{0,6} + 1 \right) \quad (3-13)$$

- Poste de moyenne puissance ($10 < P \leq 100 \text{KW}$) :

$$C = 335000 + 224000 . P^{0,35} \quad 3-14)$$

- Poste de forte puissance ($P > 100 \text{KW}$) :

$$C = 11200 P \left(\frac{0,25}{0,75} + 1 \right) \quad 3-15)$$

Avec :

C : Coût total du poste de pompage y compris génie civil et équipement en DH HT

P : Puissance de la pompe en KW.

Dans notre cas la puissance de la pompe est comprise entre 10 et 100KW ($P=95 \text{KW}$).

3.4.1.3 Etude financière du réseau Eau potable

Les couts d'investissement globaux, estimés sur la base des couts unitaires présentés précédemment sont estimés comme suit :

Terrassements	765 580 DH HT
Equipement AEP	3 780 192 DH HT
Total hors taxe	8 054 951 DH HT
Total TTC	9 182 644,14 DH TTC

Pour les détails voir (Tableau 3-4 Chap.3).

Le cout du mètre cube est : 1,35 DH/m³ (voir Tableau 3-5 Chap.3).



CHAPITRE 4. ASSAINISSEMENT



Eau PLUVIALE

4.1 Calcul des débits pluviaux

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à évacuer. Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques et en ce qui concerne les usages des ingénieurs en hydrologie urbaine, on peut citer parmi d'autres deux méthodes principales d'évaluation des débits pluviaux :

- La méthode rationnelle

L'application de la formule rationnelle est simple mais doit conduire généralement à des surestimations des débits à partir de certains grands bassins versants.

L'utilisateur de cette méthode se heurte à des difficultés lors sa mise en œuvre, dont on peut citer :

- La détermination « manuelle » des lignes isochrones ;
- Le calcul doit s'effectuer en deux temps ; en effet, on suppose pour le calcul des temps que la vitesse est connue ; or, on ne peut obtenir cette vitesse que si le débit et la section de ruissellement sont connus ;
- Elle ne tient pas compte de la capacité du stockage du réseau ;
- Temps de concentration à estimer (plusieurs formules).

- La méthode superficielle de Caquot

Le modèle proposé par M. Caquot en 1949, est en fait une variante de la méthode rationnelle. Dans sa forme originale, elle repose sur une expression mathématique globale et surtout, cette méthode a pour objectif une application manuelle plus facile.

4.1.1 Paramètres de Montana

Pour le calcul des débits de ruissellement résultant d'une averse en un point d'un bassin versant urbain, la méthode utilisée est le modèle de Caquot, suivant les recommandations de l'instruction Technique pour la conception et le dimensionnement des réseaux d'assainissement (DGCL - Ministère de l'intérieur 1981).



Cette méthode utilise les coefficients a et b de la formule du Montana ($i = a.t^b$) obtenus à partir des courbes IDF.

Ils seront injectés dans la formule générale de Caquot pour obtenir la formule du modèle applicable à la ville de Marrakech.

Les valeurs des coefficients de Montana retenues au niveau du schéma directeur d'assainissement liquide de la ville de Marrakech sont comme suit :

Période de retour	a	b
10 ans	5,030	-0,550

Tableau 4-1 : Valeurs des coefficients de montana à marrakech

4.1.2 Choix de la période de retour

Pour un bassin versant déterminé, les débits dont il convient de se préoccuper sont ceux engendrés par les événements pluvieux contre lesquels on désire se protéger. Une protection totale contre les inondations causées par la pluie serait excessive, compte tenu des investissements lourds qu'il faudrait consentir pour satisfaire des besoins de caractère exceptionnel. On est donc amené à admettre des insuffisances de réseaux pour des événements pluvieux présentant une fréquence de dépassement ou une période de retour T plus qu'un seuil déterminé.

Le degré de protection à assurer résultera d'un nécessaire compromis entre l'aspiration à une protection efficace et le souci de limiter tant le coût d'investissement que les charges d'exploitation.

En bonne doctrine économique, un accroissement du coût global du projet ne serait justifié que s'il était inférieur au montant des dommages qu'il permette d'éviter. Il est souvent admis qu'il est de bonne gestion de se protéger du risque de fréquence décennale pour les collecteurs principaux et quinquennale pour les collecteurs secondaires et tertiaires.

Pour la présente étude, on adopte la période de retour de 10 ans recommandée par le schéma directeur d'assainissement (SDA).



4.1.3 Formule de calcul

La formule utilisée est la formule superficielle basée sur le modèle de Caquot.

La formule générale de ce modèle s'écrit comme suit :

$$Q(T) = \left[\frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6(\beta + \delta)} \right]^{\left(\frac{1}{1-b(T) \cdot f} \right)} \cdot I^{\left(\frac{b(T) \cdot c}{1-b(T) \cdot f} \right)} \cdot C^{\left(\frac{1}{1-b(T) \cdot f} \right)} \cdot A^{\left(\frac{b(T) \cdot d + 1 - \epsilon}{1-b(T) \cdot f} \right)} \quad (4-1)$$

Avec :

- A(T), b(T) : les paramètres du modèle des intensités de Montana ;
- c, d, f, μ , β , δ , ϵ sont les paramètres numériques d'ajustement

Le modèle de Caquot peut se mettre sous la formule suivante qui est la plus connue :

$$Q(T) = k(T) \cdot I^{v(T)} \cdot C^{u(T)} \cdot A^{w(T)} \quad (4-2)$$

Avec :

$$k(T) = \left[\frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6(\beta + \delta)} \right]^{\left(\frac{1}{1-b(T) \cdot f} \right)} = \left[\frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6(\beta + \delta)} \right]^{u(T)} \quad (4-3)$$

$$u(T) = \left(\frac{1}{1-b(T) \cdot f} \right) \quad (4-4)$$

$$v(T) = \left(\frac{b(T) \cdot c}{1-b(T) \cdot f} \right) = c \cdot b(T) \cdot u(T) \quad (4-5)$$

$$w(T) = \left(\frac{b(T) \cdot d + 1 - \epsilon}{1-b(T) \cdot f} \right) = [1 + \epsilon + d + b(T)] \cdot u(T) \quad (4-6)$$

Il est à noter que la formule de Caquot (Eq.4.1) a été définie pour un bassin de coefficient d'allongement E=2.

Pour un bassin d'allongement E \neq 2, le débit de pointe Q_P(T) doit être corrigé par :

$$Q_P(T, E) = Q_P(T, 2) \cdot v(T, E) \quad (4-7)$$



Avec :

$$v(T, E) = \left[\frac{E}{2}\right]^{0,84.b(T).u(T)} \quad (4-8)$$

Où :

$$E \geq 0.8$$

Autrement dit :

$$E = \max \left[\frac{L}{\sqrt{A}}, 0.8 \right] \quad (4-9)$$

Unités :

- Q en (m³/s) ;
- A en (ha) ;
- L en (hm) et représente le plus long parcours d'eau.

En adoptant les coefficients $a = 5,030$ et $b = - 0,550$ relatifs à une période de retour de 10 ans, la formule à appliquer pour le projet est :

$$Q(T) = 1,139 . I^{0,268} . C^{1,187} . A^{0,797} . \left(\frac{E}{2}\right)^{-0,549} \quad (4-10)$$

4.1.4 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: rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale.

Les coefficients d'imperméabilisation sont évalués pour chaque bassin versant sur la base des coefficients affectés aux différentes typologies de terrain et zones d'aménagement comme suit :

Occupation du sol	Coefficient C
Voie d'aménagement +bâtiment	0,8
Verdure	0,2

Tableau 4-2 : Valeurs des coefficients de ruissellement selon la nature du sol



- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré pour chaque bassin versant :

On a :

$$C_{eq} = \frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j} \quad (4-11)$$

Dans notre cas :

$$C_{eq} = \frac{[0,2.(A_{tot}-Emprise\ au\ sol)+0,9.Emprise\ au\ sol]}{A_{tot}} \quad (4-12)$$

Avec :

$$Emprise\ au\ sol = CES \times A_{tot} \quad (4-13)$$

Unités :

CES : coefficient d'emprise au sol, (%)

A_{tot} : superficie totale, (m²)

On donne ci-dessous les valeurs obtenues des coefficients de ruissellement des différents bassins versants :

Bassin	B1-1	B1-2	B1-3	B1-4	B2-1	B2-2	B2-3	B3-1	B3-2	B4
Coefficient de ruissellement	0,3	0,4	0,8	0,8	0,4	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Tableau 4-3 : coefficients de ruissellement pondérés des bassins versants de la zone du projet

4.1.5 Débits de conception

Les débits corrigés de chaque bassin se présentent comme suit :

Bassin	B1-1	B1-2	B1-3	B1-4	B2-1	B2-2	B2-3	B3-1	B3-2	B4	Total
Débit de conception (m ³ /s)	0,167	0,278	0,1178	0,182	0,325	0,182	0,189	0,167	0,136	0,147	1,938

Tableau 4-4 Débits corrigés des bassins versants de la zone du projet

Pour le détail des calculs voir (Tableau 4-1 Chap.4).



4.1.6 Paramètres pondérés

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 , I_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres "A, C, I et M" du groupement.

Ces formules sont comme suit :

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$L_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$E(A, E)_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum A_j$	$\sum L_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left(\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$L[\max(Q_{pj})]$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{\sum (Q_{pj} \text{ Max})}{\sqrt{\sum A_j}}$

Tableau 4-5 : formules de pondération pour l'équation de Caquot

Suivant ces relations on obtient les résultats suivants :

Nature Assemblage	Nom du Bassin	A_{eq} (ha)	C_{eq}	I_{eq} m/m	L_{eq} ml	E_{eq}
Série	BV 1-1+BV 1-2	9,74	0,34	0,23%	1113	3,57
Série	BV 1-3+BV 1-4	1,91	0,80	0,71%	862,5	6,25
Série	BV 2-1+BV 2-2	8,39	0,47	0,41%	1380	4,76
Série	BV 2-1+BV 2-2+BV 2-3	9,91	0,55	0,43%	2024	6,43
Parallèle	BV 3-1//BV 3-2"	1,77	0,80	0,60%	874	6,57

Tableau 4-6 Valeurs pondérés des paramètres du bassin

4.1.7 Limite de validité de la formule de Caquot

Le modèle de Caquot est valable dans les conditions suivantes :

Pente I : $0,002 \leq I \leq 0,05$

Coefficient de ruissellement C : $0,2 \leq C \leq 1$

Superficie A : $A \leq 200$ ha

Coefficient d'allongement : $E \geq 0,8$



On remarque que les conditions de validité du modèle de Caquot sont vérifiées d'où les résultats suivants :

Collecteur	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10
Qc l/s	166,572	264,820	117,453	196,249	324,859	344,292	399,487	167,433	48,402	171,979

Tableau 4-7 Débits de conception de chaque collecteur du reseau

4.2 Dimensionnement des collecteurs eaux pluviales

4.2.1 Formule de calcul

La formule utilisée pour le dimensionnement des collecteurs eaux pluviales armé est celle de Manning-Strickler (Pour Eau pluviale) :

$$Q = 60.R^{3/4}I^{1/2} S \quad (4-14)$$

Avec Q : débit en m³/s

S : section mouillée en m²

R : rayon hydraulique (en m) = section mouillée/périmètre mouillé

I : pente (m/m)

Le diamètre des collecteurs est fourni par l'équation suivante:

$$D = 4\left(\frac{Q}{4\pi\sqrt{I.K}}\right)^{4/11} \quad (4-15)$$

Avec K : Coefficient de Manning ; = 60 à 70 → aux pluviales

On prend K = 60

4.2.2 Forme des canalisations

De part le monde, il existe une typologie diversifiée des collecteurs d'assainissement. Ceux utilisés au Maroc sur le marché peuvent être distingués en deux catégories selon leurs modes de fabrication :



- Conduites préfabriquées : elles sont généralement circulaires. Les sections T ou les ovoïdes préfabriquées ne sont pas utilisés au Maroc.
- Conduite coulées sur place : elles peuvent avoir les formes les plus diverses : circulaires, ovoïdes, dalots ou en voute...

On note que le Schéma directeur d'assainissement liquide de Marrakech recommande de retenir du moins pour les diamètres inférieurs à 1400 mm, les canalisations circulaires préfabriquées car ce type de canalisation, fabriqué en usine, présente des caractéristiques uniformes et certifiées.

Pour ses canalisations le diamètre minimal des collecteurs de collecte est de 300 mm pour le système séparatif et ce dans les conditions normales d'exploitation.

4.2.3 Choix du matériau du collecteur

Les différents matériaux généralement utilisés et disponibles dans le marché local sont les suivants :

- Amiante ciment
- Béton armé centrifugé (C.A.O) ou le béton vibré armé
- Béton comprimé
- PVC.

Ces différents matériaux présentent les avantages et les inconvénients décrits ci-après :

◆ Amiante-ciment

Ce type de matériau sera proscrit pour éviter tout problème sanitaire dans la lagune ou au niveau de la réutilisation.

◆ Béton centrifugé armé (C.A.O) ou béton vibré armé

Ces canalisations présentent de très bonnes caractéristiques hydrauliques, elles sont fabriquées en différentes classes de résistance à l'écrasement : 60, 90 et 135 KN/m² ; l'étanchéité est assurée par des joints toriques pouvant résister jusqu'à une pression de un bar.



◆ Béton comprimé

Les conduites en béton comprimé présentent l'avantage d'être les moins coûteuses, toutefois elles sont fabriquées en unités d'un mètre, ce qui augmente le nombre de joints et par conséquent les risques de fuites.

La résistance mécanique de ces buses ainsi que l'uniformité de leurs caractéristiques ne répondent pas généralement aux exigences en vigueur et elles sont moins étanches (joints en mortiers à ciment). Les buses en béton comprimé seront proscrites.

◆ PVC OU PEHD

Ces matériaux seront utilisés en branchement où ils restent compétitifs au niveau des coûts pour les petits diamètres concernés jusqu'à DN 500 pour le PVC et DN 1200 pour le PEHD.

Les collecteurs principaux qui auront des sections autres que circulaires devront être bien étudiés afin de supporter les surcharges qui les sollicitent, les ciments des bétons auront des qualités qui résistent aux attaques chimiques.

On choisit pour notre projet le CAO vu sa compétitivité par rapport aux autres matériaux.

Après avoir choisit la forme et la nature des canalisations qu'on va utiliser le tableau suivant résume les diamètres adoptés pour les tronçons de notre réseau de l'eau pluviale :

C	Débit m ³ /s	Diam Arrondi (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	Charge %
T1	0,166	500	1,128	0,221	75,195
T2	0,264	600	1,120	0,316	83,610
T3	0,117	400	1,119	0,140	83,523
T4	0,196	500	1,128	0,221	88,592
T5	0,324	600	1,209	0,342	94,958
T6	0,344	600	1,293	0,365	94,139
T7	0,399	600	1,516	0,428	93,152
T8	0,167	500	1,128	0,221	75,584
T9	0,048	400	0,826	0,103	46,604
T10	0,171	500	0,977	0,191	89,646

4-16 Diamètres des collecteurs et leur charges maximales



Avec :

$$V_{ps} = K_s \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot R_H^{\frac{3}{4}} \quad (4-17)$$

On prend :

- $K_s=60$;
- $R_H= D/4$ (m) ;
- I (m/m)

Et :

- $Q_{ps} = V_{ps} \cdot A_H$

Avec :

- $A_H = \frac{\pi d^2}{4}$

D'où :

$$Q_{ps} = K_s \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{\pi}{4^{7/4}} \cdot D^{\frac{11}{4}} \quad (4-18)$$

On prend :

- $K_s=60$;
- D (m) ;
- I (m/m).

4.2.4 Conditions hydrauliques

Deux conditions importantes sont à respecter dans le calage et le dimensionnement du réseau d'assainissement notamment :

- la vitesse minimale permettant l'autocurage des collecteurs :

La vitesse minimale d'autocurage admise par « l'Instruction Technique pour la Conception et le Dimensionnement des Réseaux d'Assainissement des Agglomérations » et par les instructions du SDNAL est de 0.60 m/s pour un débit égal au 1/10 du débit de la canalisation à pleine section.

- la vitesse maximale admise pour les parois des collecteurs :

La vitesse maximale est limitée par les instructions à 4 m/s. Les pentes minimales et maximales ont été calculées pour des canalisations circulaires et présentées dans le tableau ci-après :



Section	Pentes limites ‰	
	I min V>0,6 m/s pour Q = 0.1 Qps	I max V<4 m/s Q = Qps
<u>Canalisations circulaires</u>		
∅ 400	10,45	140,55
∅ 500	7,48	100,57
∅ 600	5,69	76,50
∅ 800	3,69	49,69
∅ 1000	2,64	35,56
∅ 1200	2,01	27,05
∅ 1400	1,60	21,46
∅ 1600	1,31	17,57
∅ 1800	1,10	14,72
∅ 2000	0,94	12,57
∅ 2200	0,81	10,90

Tableau 4-8 : Pentes limites des conduites

Le tableau suivant montre les résultats de la vérification de l'autocurage dans notre réseau :

Collecteur	DN(m)	r _Q	θ(rad)	r _h	r _v	v _{ps} (m/s)	v _o (m/s)
T1	0,5	0,1	1,950	0,22	0,72	1,13	0,82
T2	0,6	0,1	1,950	0,22	0,72	1,12	0,81
T3	0,4	0,1	1,950	0,22	0,72	1,12	0,81
T4	0,5	0,1	1,950	0,22	0,72	1,13	0,82
T5	0,6	0,1	1,950	0,22	0,72	1,21	0,88
T6	0,6	0,1	1,950	0,22	0,72	1,29	0,94
T7	0,6	0,1	1,950	0,22	0,72	1,52	1,10
T8	0,5	0,1	1,950	0,22	0,72	1,13	0,82
T9	0,4	0,1	1,950	0,22	0,72	0,83	0,60
T10	0,5	0,1	1,950	0,22	0,72	0,98	0,71

Tableau 4-9 : Verification de l'autocurage



On prend :

$$\theta = \frac{2\pi r_Q}{(1 - \frac{\sin \theta}{\theta})^{\frac{7}{4}}} \quad (4-19)$$

Avec :

- $r_Q = \frac{Q_h}{Q_{ps}} = \frac{0,1Q_{ps}}{Q_{ps}} = 0,1$

Et :

$$r_h = \frac{h}{H} = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)$$

$$r_v = \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{\frac{3}{4}}$$

D'où :

$$V_0 = V_{ps} \cdot r_v \quad (4-20)$$

4.3 Puits d'infiltration

4.3.1 Justification de l'usage des puits d'infiltration

Vu Le climat semi-aride de la région de Marrakech et le Coefficient d'occupation du sol qui est faible, La conception du réseau d'assainissement des eaux pluviales de « la zone touristique Chrifia » a été réalisée en assurant la collecte et l'évacuation des eaux pluviales d'une manière gravitaire vers les puits d'infiltration sur site, projetés au niveau des espaces verts des lots et du Golf.

4.3.2 Dimensionnement des puits d'infiltration

L'assainissement des eaux pluviales concerne uniquement la collecte des eaux de ruissellement de la voirie, les eaux pluviales des terrasses des constructions des lots (villas, Hôtels, loisirs et équipements) sont déversées directement dans un petit réseau et qui débouchent dans des puits d'infiltration aménagés à part de raison d'un puits par 10 ha.

Le dimensionnement des puits d'infiltration sera fait en exploitant les résultats des essais de perméabilité K des projets avoisinants du projet à cause de l'indisponibilité des résultats in situ.



4.3.2.1 Paramètres de dimensionnement

Les paramètres nécessaires pour le dimensionnement des puits d'infiltration sont :

- La période de retour T ;
- Le temps de pluie d'intensité max, t en s ;
- L'intensité maximale de la pluie, i en mm/s ;
- Le coefficient de ruissellement du bassin versant drainé C ;
- Hauteur des couches d'infiltration H ;
- Rayon du puits.

Le tableau suivant montre les différentes valeurs considérées de ces paramètres :

Puits d'infiltration	T (an)	t (s)	i (mm/h)	H _{max} pluie	C	S _{bassin versant}
1	10	7200	18,8	37,6	0,34	10
2	10	7200	18,8	37,6	0,8	2
3	10	7200	18,8	37,6	0,55	10
4	10	7200	18,8	37,6	0,8	3

Tableau 4-10 : valeurs des paramètres de dimensionnement des puits d'infiltration

Pour l'implantation des puits d'infiltration on aura besoin d'autres paramètres à savoir :

- La profondeur des couches;
- La perméabilité du terrain K en m/s.

Les études géotechniques déjà effectués dans la région montrent que Le sol sur lequel se trouve « la zone touristique Chrifia » se compose principalement de deux couches avec les caractéristiques suivantes :

Puits d'infiltration	Première couche			Deuxième couche		
	Profondeur substratum supérieur(m)	K (m/s)	H _{inf}	Profondeur substratum supérieur(m)	K (m/s)	H _{inf}
1	7	$1,06 \cdot 10^{-5}$	5	36,54	$6 \cdot 10^{-7}$	36,54
2	7	$1,06 \cdot 10^{-5}$	5	45,11	$6 \cdot 10^{-7}$	45,11
3	7	$1,06 \cdot 10^{-5}$	5	55,51	$6 \cdot 10^{-7}$	55,51
4	7	$1,06 \cdot 10^{-5}$	5	43,12	$6 \cdot 10^{-7}$	43,12

Tableau 4-11 : Profondeur et perméabilité des couches



On remarque que la profondeur d'infiltration de la première couche est différente de sa profondeur totale, cela s'explique par le fait que le collecteur qui alimente le puits d'infiltration a déjà une profondeur qu'on est obligé de soustraire de la hauteur finale d'infiltration puisqu'elle n'intervient pas dans le processus de percolation.

4.3.2.2 Formules de calcul

La conservation de volume dans le puits implique :

$$V_{\text{accumulé}} = V_{\text{entrant}} - V_{\text{sortant}}$$

Avec :

- Le volume entrant :

$$V_{\text{entrant}} = C \cdot H \cdot A$$

- Le volume sortant :

$$V_{\text{sortant}} = (2\pi t \cdot K_1 \cdot R \cdot H_1) + (2\pi t \cdot K_2 \cdot R \cdot H_2) + 2\pi R$$

Le volume accumulé s'écrit aussi :

$$V_{\text{accumulé}} = \pi R^2 (H_1 + H_2)$$

4.3.2.3 Résultats

La configuration des réseaux de collecte des eaux pluviales consiste à prévoir des tronçons les plus courts possibles qui rejettent les eaux collectées directement dans les puits d'infiltration, pour ce nous avons aménagé quatre puits d'infiltration.

En plus nous avons dimensionné un puits type pour les lots avec une surface de 10 ha.

Les dimensions de ces puits sont présentées Dans l'annexe.



4.4 Etude financière

Les couts d'investissement globaux, estimés sur la base des couts unitaires voir annexe sont estimés comme suit :

Terrassements	456 700 DH HT
Equipement assainissement EP	4 619 539 DH HT
Total hors taxe	5 076 239 DH HT
Total TTC	5 786 912,46 DH TTC



ASSAINISSEMENT EAU USÉE

4.5 Situation du réseau existant

La zone du projet est située, à l'extrémité sud, à environ 4 km du réseau d'assainissement de la ville de Marrakech.

RADEEMA étudiera la possibilité de raccordement avec le réseau d'assainissement existant, sur le collecteur longeant la route RS 203 et qui rejoindra une antenne de longueur 455 m, qui dérive de collecteur principale de l'Avenue Med VI.

L'étude de RADEEMA tiendra en compte le taux de saturation actuel de cette conduite et les futurs projets prévus proche de Chrifia.

Le collecteur principal sur l'Avenue Med VI ainsi que l'antenne sont de diamètre 300mm.

La cote radier du regard de départ de collecteur de raccordement projeté est de 500,90 m. alors que la cote de radier du regard d'arrivé (le point de raccordement avec le réseau existant) est de **482,95 m**. en conséquence, l'évacuation des eaux usées vers le réseau de la ville sera être gravitaire.

4.6 Planimétrie du réseau

4.6.1 Système de collecte

Le système d'assainissement adopté pour le projet de Chrifia est un système séparatif qui est le plus approprié en raison de l'obligation d'évacuer les eaux pluviale naturellement sur le site.

La collecte des eaux usées sera assurée d'une manière gravitaire par des conduites principales longeant les voies vers l'exutoire du projet.

4.6.2 Tracé du réseau

L'ossature du réseau sera constituée de deux principales branches qui regagnent le réseau existant de la RADEEMA situé au niveau du boulevard Med VI par un collecteur de raccordement.

Le réseau est d'un linéaire estimé à 6510 m.



4.6.3 Délimitation des zones d'apport des eaux usées

Le découpage de la zone du projet en bassins versant ou zones d'apport des eaux usées est basé sur une répartition où il y a interférence entre topographie du terrain et contrainte de raccordement des lots projeté.

4.7 Critères de conception et dimensionnement

4.7.1 Débit moyen des eaux usées

Les débits des eaux usées ont été calculés en se basant sur la fiche des besoins en eau présentée dans le chapitre réservé à l'eau potable.

Le taux de restitution à l'égout est pris égale à 80% lié à la typologie d'habitat, définie dans le plan d'aménagement urbain de la zone Chrifia.

Ainsi le débit moyen d'eaux usées est déterminé comme suit :

$$Q_{moy,eu} = Q_{moy,epot} \times Tr \quad (4-21)$$

Où :

$Q_{moy,eu}$: débit moyen des eaux usées

$Q_{moy,epot}$: débit moyen de l'eau potable

Tr : taux de restitution à l'égout

4.7.2 Débit de pointe horaire

Le dimensionnement du réseau d'assainissement d'eau usée est basé sur la détermination des débits de pointe horaire donnée par la formule suivante :

$$Q_{ph,EU} = C_{pj} C_{ph} Q_{moy,EU} \quad (4-22)$$

Où

- C_{pj} : coefficient de pointe journalière des eaux usées, $C_{pj} = 1,3$
- C_{ph} est le coefficient de pointe horaire, $C_{ph} = 1,8$

Avec:

- Q_m : débit moyen des eaux usées de la journée la plus chargée en l/s
- $1,5 < C_{ph} \leq 3$



4.7.3 Débit de conception et dimensionnement du réseau

Les débits de conception du réseau en question sont le résultat d'un cumul de débit.

La formule utilisée pour le calcul des écoulements à surface libre est la formule de Manning- Strickler :

$$Q = K_s \alpha S_x R_h^\alpha I^{1/2} \quad (4-23)$$

Pour le cas du présent projet le réseau est séparatif donc $\alpha=2/3$

Le diamètre théorique d'un collecteur :

$$D_{th} = \left(\frac{4Q}{K_s \pi \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (4-24)$$

Tel que :

- Q : débit de pointe horaire des eaux usées en m³/s
- I : pente de la canalisation en m/m
- K_s : coefficient de Manning qui dépend de la nature de conduite utilisé

Le diamètre est arrondi à celui le plus proche dans les abaques des fournisseurs.

4.7.4 résultats de calcul

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement des collecteurs du réseau eau usée en fonction des bassins versants (le détail de dimensionnement est fait pour chaque bassins versants est fourni en annexe)

Collecteur	Bassin versant	DN
A1	1+2+3+4+6	300
B1	8+7+5	300
B2	26	300
B3	25+24	300
C1	9+10+11+12+13	300
C2	14+15+16+18+20+22	300
D1	15+17+19+21	300
D2	23	400
raccordement	23+24	400

Tableau 4-12 Dimensionnement du réseau eau usée



4.7.5 Vérification de l'autocurage

Les collecteurs doivent remplir les conditions suivantes :

- La vitesse minimale $V = 0.70$ m/s à pleine ou à demi-section. Dans les cas extrêmes, la vitesse $V = 0.50$ m/s est admise.
- La vitesse maximale : elle ne doit pas dépasser la valeur limite pouvant entraîner la destruction des parois et des joints. Cette valeur limite est de l'ordre de 4 m/s.

Ceci permet de protéger les canalisations contre l'abrasion et la dégradation des parois.

Les pentes minimales calculées suivant la formule $V = 70 R^{2/3} I^{1/2}$ pour les canalisations circulaires sont présentées dans le tableau suivant :

Diamètre (mm)	300	400	500	600	800	1000
Pente min en ‰	2,48	1,61	1,15	0,88	0,57	0,41
Pente max en ‰	158,98	103,26	73,89	56,21	36,51	26,12

Tableau 4-13 Les pentes vérifiant l'autocurage des conduites

L'autocurage est réalisé quand pour un débit égale à $Q_{ps}/10$ la vitesse est 0,3m/s afin d'éviter les dépôts de vases (plus léger que les sables).

Les surfaces d'écoulement réelle et à pleine section sont exprimées par les formules suivantes :

$$A_H = \frac{\pi d^2}{4} \quad (4-25)$$

$$A_h = \frac{d^2 \theta \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)}{8} \quad (4-26)$$

L'expression du rayon hydraulique est :

$$R_h = \frac{d \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)}{4} \quad (4-27)$$



Le débit a plein section :

$$Q_{ps} = V_{ps} A_H \quad (4-28)$$

Le débit relatif à la section réelle :

$$Q_h = V_h A_h \quad (4-29)$$

D'où le rapport des débits r_Q s'exprime comme suit :

$$r_Q = \frac{Q_h}{Q_{ps}} \quad (4-30)$$

Avec

$$r_Q = \frac{\theta \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{5/3}}{2\pi} \quad (4-31)$$

Le rapport des débits étant égale à 0,1 on cherche la valeur de θ correspondante par méthode itérative.

$$rh = 0,5 \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right) \quad (4-32)$$

La vitesse réelle de l'écoulement au sein des conduites est obtenue en utilisant la formule suivante:

$$Vr = rv.Vps \quad (4-33)$$

Avec le rapport des vitesses est égale à :

$$rv = \left(1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta}\right)^{1/2} \quad (4-34)$$



4.7.6 Résultats de calcul

En ce qui concerne la vérification de l'autocurage, il est récapitulé au niveau du tableau suivant. On remarque que tous les collecteurs sont dotés du pouvoir autocureur puisque la vitesse V_0 ne dépasse pas les limites (entre 0,3 et 4 m/s).

Bassins	DN (m)	Ic	rv	Vps (m/s)	Vo(m/s)	Vh(m/s)
1	0,300	0,007	0,72	1,52	1,09	0,57
2	0,300	0,007	0,72	1,52	1,09	0,93
3	0,300	0,007	0,72	1,52	1,09	1,03
4	0,300	0,007	0,72	1,52	1,09	1,11
5	0,300	0,010	0,72	1,80	1,29	0,99
6	0,300	0,006	0,72	1,39	0,99	1,07
7	0,300	0,010	0,72	1,80	1,29	0,90
8	0,300	0,010	0,72	1,80	1,29	0,68
9	0,300	0,005	0,72	1,26	0,90	0,83
10	0,300	0,005	0,72	1,26	0,90	0,92
11	0,300	0,007	0,72	1,46	1,04	1,17
12	0,300	0,010	0,72	1,76	1,26	1,39
13	0,300	0,013	0,72	1,99	1,42	1,61
14	0,300	0,007	0,72	1,51	1,08	1,39
15	0,300	0,007	0,72	1,53	1,09	0,98
16	0,300	0,007	0,72	1,51	1,08	1,40
17	0,300	0,007	0,72	1,53	1,09	1,01
18	0,300	0,007	0,72	1,51	1,08	1,41
19	0,300	0,007	0,72	1,53	1,09	1,04
20	0,300	0,007	0,72	1,43	1,03	1,35
21	0,300	0,007	0,72	1,53	1,09	1,07
22	0,300	0,007	0,72	1,43	1,03	1,40
23	0,400	0,007	0,72	1,85	1,33	1,85
24	0,300	0,010	0,72	1,78	1,27	1,63
25	0,300	0,004	0,72	1,12	0,80	0,85
26	0,300	0,010	0,72	1,78	1,27	1,44
23+24	0,4	0,0065	0,72	1,74	1,24	1,84

Tableau 4-14 Vérification hydraulique du réseau

4.8 Dispositions techniques de mise des conduites

- La hauteur du lit de pose est 0,10m
- La hauteur de gravette (en présence de terrain rocheux) est 0,05m
- La hauteur du remblai primaire au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est 0,40m.

La largeur des tranchées du réseau eau usée est fonction du diamètre à mettre en place indiquée dans le tableau suivant :

Diamètre (mm)	160	200	300	400	500	600	800
Largeur (m)	0,70	0,70	0,80	0,90	1,00	1,20	1,40

Tableau 4-15 Largeur des tranchées des conduites en fonction des diamètres

La marge a est réservée pour les ouvriers afin de pouvoir mettre en place les conduites ainsi que les joints de liaison :

- $a=0,25m$ pour $\Phi < 600$
- $a=0,30m$ pour $600 < \Phi < 1000$
- $a=0,50m$ pour $\Phi > 1000$

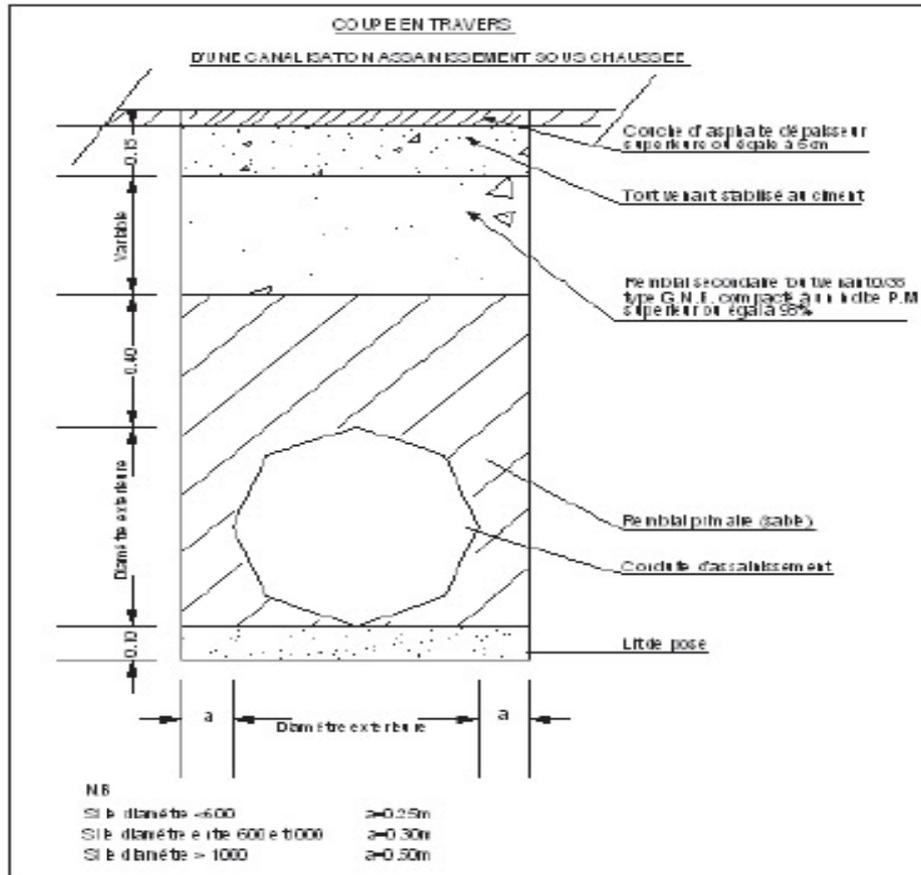


Figure 4-1 profil en travers type du réseau EU



4.8.1 Choix de la classe de résistance

Le choix de la classe de résistance mécanique d'une conduite d'assainissement est basé sur l'évaluation des charges des terres au dessus de la génératrice supérieure de la conduite et des surcharges dues au passage des véhicules. On expose dans le paragraphe qui suit deux méthodes pour le calcul de la résistance.

▪ Méthode 1

Les charges verticales se composent de :

- l'action des terres au dessus du tube Q_t
- des surcharges dues aux véhicules circulant sur la chaussée Q_s

La résultante des charges verticales :

$$Q = Q_t + Q_s \quad (4-35)$$

Le poids des terres situés au dessus du tube par unité de longueur du tube est :

$$P_t = \rho \cdot g \cdot H \cdot D \quad (4-36)$$

Avec :

- ρ : poids spécifique des terres (kg /m³)
- g : accélération de la pesanteur, $g=9.81$ m/s²
- H : hauteur des terres au dessus du tube, m
- P_t : poids par unité de longueur, N/m

Diverses études ont montré que l'action des terres à une profondeur H est égale à :

$$Q_t = \lambda \cdot P_t \quad (4-37)$$

λ : coefficient qui dépend de H/D et de la nature du sol

$$Q = \lambda \rho g H D = C \rho g D^2 \quad (4-38)$$

Avec : $C = \lambda H/D$

Le coefficient C , paramètre sans dimension, dépend de H/D et de nature du sol comme le montre la figure suivante :

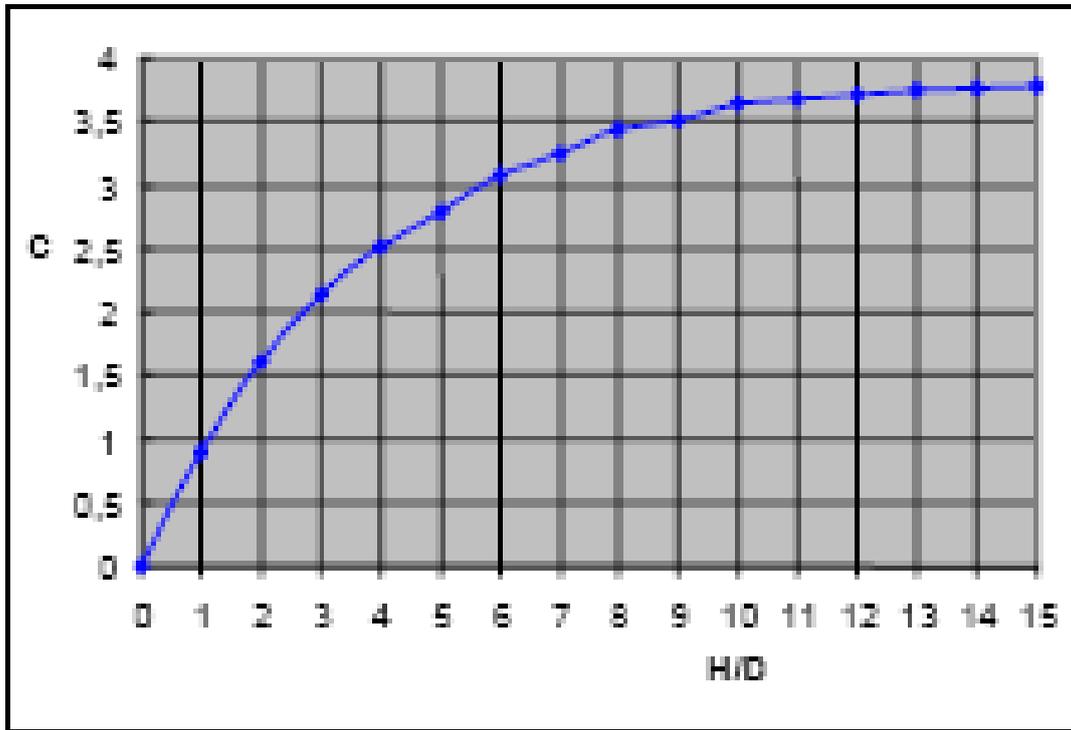
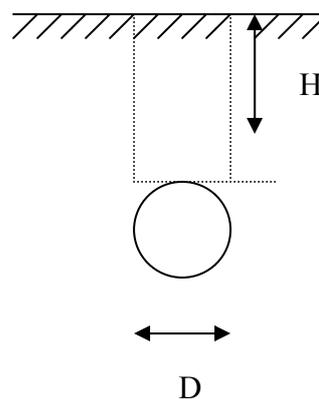


Figure 4-2 : H/D en fonction de C

On peut considérer comme surcharge routière un essieu de 13t que l'on peut représenter par une surcharge $P_s=6.5 \text{ t/m} = 65000 \text{ N/m}$ comme le montre la figure suivante :



L'action d'une telle surcharge peut se calculer par la formule de Boussinesq qui assimile le sol à un milieu élastique homogène et isotrope $Q_s=\mu P_s$ Où μ est un coefficient dépendant de H/D représenté sur la figure :

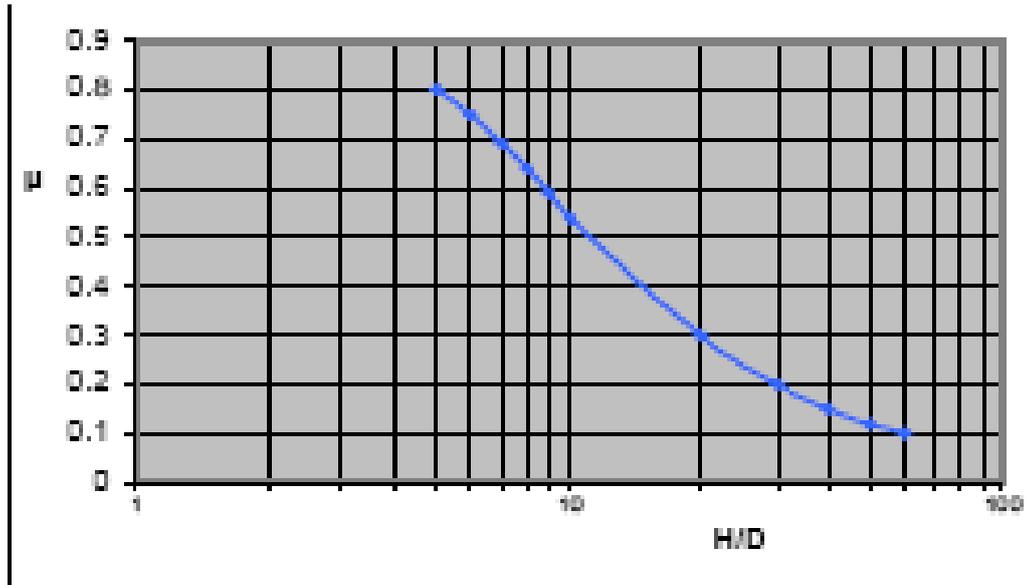


Figure 4-3 : H/D en fonction de μ

- Calcul de la déformation :

L'expression de l'allongement du diamètre horizontal de la canalisation est :

$$A = \frac{Q2,851 \frac{E}{fD}}{E \left(1 + 23,6 \frac{E}{fD} \left(\frac{e}{D} \right)^3 \right)} \quad (4-39)$$

Avec :

A : allongement du diamètre, m

Q : charges verticales, N/m

D : diamètre extérieur du tube, m

e : épaisseur du tube, m

E : module d'élasticité du matériau constituant le tube, MPa

f : module de réaction horizontal du sol.

f=7,5 MPa /m pour un sol argileux compact

f=6,6 MPa/m pour un sol sableux à une profondeur de 1 m

f=13,3 MPa/m pour un sol sableux à une profondeur de 2 m



- Calcul des contraintes :

La contrainte maximum de flexion (sur la génératrice inférieure) :

$$t = \frac{Q \left(0,0764 + 9,53 \frac{E}{fD} x \left(\frac{e}{D} \right)^3 \right)}{e \frac{e}{D} \left(1 + 23,6 \frac{E}{fD} \left(\frac{e}{D} \right)^3 \right)} \quad (4-40)$$

La composante horizontale Z :

$$Z = Q \frac{0,672}{1 + 23,6 \frac{E}{fD} \left(\frac{e}{D} \right)^3} \quad (4-41)$$

- Détermination de la résistance mécanique d'une canalisation :

On se fixe l'allongement maximum admissible A en prenant un coefficient de sécurité à de 1,5 qui tient compte des effets à long terme.

On calcul d'autre part le coefficient E/fD et la surcharge Q

On peut alors calculer le rapport e/D et l'épaisseur e.

Ainsi il faut s'assurer que la contrainte t est admissible et que la composante Z est compatible avec la nature du sol.



▪ **Méthode 2**

La norme marocaine NM.10.01.F.040 permet de ranger les tuyaux en béton armé en trois classes de résistance (60 A, 90 A, 135 A). Les charges de rupture de ces classes sont données sur le tableau:

CAO	Pr (KN/m)		
	60A	90A	135A
400	38	38	54
500	40	45	68
600	43	54	81

Tableau 4-16 classes de résistance des conduites CAO

La justification de la résistance mécanique des tuyaux d'assainissement repose sur la comparaison de la charge de rupture Pr garantie par le fabricant avec la charge Pc calculée lors des essais d'écrasement prescrits pour le contrôle des tuyaux, majorée d'un coefficient de prise en compte " a " :

$$Pr > a * Pc \quad (4-42)$$

Ce coefficient " a " est pris égal à 1.3 pour le béton armé d'assainissement comportant un pourcentage minimal d'armatures répondant à la norme marocaine 10-01-F040 ou à son homologue européenne NF 16-341.

La charge calculée Pc résulte du cumul des actions sur le tuyau mises en œuvre par le remblai d'une part, les charges mobiles d'autre part. Elle est déterminée par la formule :

$$Pc = [(P+P')*De] / m \quad (4-43)$$

Dans laquelle :

De : est le diamètre extérieur du tuyau, exprimé en mètre :

m : est un coefficient de pose dont la valeur est de 2.3 pour les diamètres inférieurs ou égaux à 0.50 m et de 2 pour les diamètres nominaux supérieurs à 0.50 m .



p : la pression exercée par le remblai au niveau de la génératrice supérieure du tuyau, est calculée par la formule :

$$p = \frac{[De + (De + 2)]}{(2De)} \cdot h \cdot \mu \quad (4-44)$$

Dans laquelle :

h : est la hauteur de remblai au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau et μ le poids spécifique des remblais pris égal à 1.800 kg/m³.

p : est la pression exercée au niveau de la génératrice supérieure de la conduite par une roue de 10.000 da.N affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à $(1+0.3)/(1 + H)$, H étant la hauteur au - dessus de la génératrice supérieure. Vu la simplicité de la deuxième méthode on procède au calcul de la résistance mécanique du réseau eau usée en prenant les hauteurs H d'après les profils en long

collecteur	H m	Dext m	P daN/m ²	P KN/m ²	P' KN/m ²	Pc KN/m	aPc KN/m	Pr (Kn/m)	classe
A	3,3	0,3	25740	257,4	30	37,5	48,8	54	135A
B1	3	0,3	23400	234,0	33	34,8	45,2	54	135A
B2	3	0,3	23400	234,0	33	34,8	45,2	54	135A
B3	3	0,3	23400	234,0	33	34,8	45,2	54	135A
C1	3,5	0,3	27300	273,0	29	39,4	51,2	54	135A
C2	3,6	0,3	28080	280,8	28	40,3	52,4	54	135A
D1	3,3	0,3	25740	257,4	30	37,5	48,8	54	135A
D2	3	0,4	18900	189,0	33	38,5	50,1	54	135A
collecteur de raccordement	2	0,4	12600	126,0	43	29,4	38,3	54	135A

Tableau 4-17 vérification de la résistance mécanique des conduites d'eau usée

4.9 Organisation des réseaux d'assainissement liquide

4.9.1 Calage des réseaux et profil en long

Le calage du réseau d'assainissement est fait à l'aide d'un logiciel spécifique de voirie : COVADIS.

Il convient de signaler que vu que l'aménagement des réseaux d'assainissement au sien des différents lots est à la charge des promoteurs alors on a choisit de commencer la calage par une profondeur de 3m pour le réseau eau usée. En effet cette profondeur est optimale pour permettre une évacuation gravitaire des eaux usées des lots vers les collecteurs principaux.

En ce qui concerne le réseau des eaux pluviales, on impose une profondeur initiale de la génératrice inférieure en amont du collecteur de l'ordre de 2,5m.



On remarque que la profondeur de calage du réseau eau usée est supérieure à celle du réseau eau pluviale du fait de la contrainte d'acheminement des eaux usées vers le point de raccordement avec le réseau existant.

L'opération de calage se déroule sur le profil en long issu par création d'un modèle numérique de terrain MNT. Le modèle lui-même est généré par le semi de points topographiques relevé par le topographe en faisant une interpolation entre ces points. Ainsi on obtient après remplissage de la cartouche du profil en long les pentes et les cotes projets du collecteur.

4.9.2 Structuration des réseaux EU et EP

Le réseau eau usée est situé au niveau de l'axe des voies tandis que le réseau eau pluviale sera implanté sur la marge de la voie.

4.9.3 Ouvrages annexes

En ce qui concerne l'aménagement en matière d'équipement des eaux usées :

- **Regard de visite**

Les regards sont alignés sur le réseau et espacés d'une distance de 50 à 60 m. Ils sont obligatoire pour chaque:

- Changement de pente
- Changement de direction
- Changement de diamètre

- **Regard de branchement**

Ce sont des regards destinés à recevoir les rejets d'eau usée d'un lot donné. Ils sont répartis tout au long du réseau d'eau usée pour chaque zone d'habitat.

4.9.4 Calcul de cubature

Le calcul de cubature est généré automatiquement par le logiciel COVADIS qui donne la synthèse du terrassement par profil. Le tableau qui suit résume les volumes de terrassement généraux du projet



Déblais (m3)	Lit de pose (m3)	Remblai primaire (m3)	Remblai secondaire (m3)	Linéaire (ml)	Regard (U)
27853,20	765,46	4681,89	15817,26	9568,55	235

Tableau 4-18 les volumes de terrassements

4.10 Coûts du projet

Le coût du projet d'assainissement eau usée comprend à la fois le coût des travaux de terrassement ainsi que la mise en place des infrastructures de branchement.

Le tableau suivant récapitule les coûts du réseau eau usée (le détail du devis estimatif est présenté en annexe)

Terrassement	<u>1 347 920 DH HT</u>
Equipement assainissement	<u>4 817 425 DH HT</u>
TOTAL	<u>7 028 493 DH TTC</u>

Tableau 4-19 Récapitulatif du devis estimatif



CHAPITRE 5. EPURATION



EPURATION

5.1 Etude de faisabilité de recyclage des eaux usées pour l'arrosage du golf

La réutilisation des eaux usées est un enjeu politique et socio-économique pour le développement futur des services d'eau potable et d'assainissement à l'échelle mondiale. Elle présente, en effet, l'avantage majeur d'assurer une ressource alternative à moindre coût permettant de limiter les pénuries d'eau, de mieux préserver les ressources naturelles et de contribuer à la gestion intégrée de l'eau. L'objectif principal de ce chapitre est d'analyser, dans le cadre de ce projet la possibilité de réutilisation des eaux usées en arrosage.

5.1.1 Situation hydrique actuelle et projections futures

L'alimentation en eau de la ville de Marrakech s'est faite historiquement en faisant appel aux ressources en eau souterraines qui étaient les plus proches et nécessitant des investissements moins coûteux. L'augmentation de la population, corrélée à celle des besoins en eau, a conduit à mobiliser des ressources de plus en plus éloignées (ressources superficielles), nécessitant des investissements et des coûts de production de plus en plus importants.

La ville est actuellement alimentée en eau potable à partir de:

- Ressources souterraines : Forages et puits puisant dans la nappe du Haouz ;
- Ressources superficielles : Station de traitement sur le canal Rocate.

Les besoins en eau potable (hors golfs) des grands projets touristiques s'élèvent à environ 27290 m³/j répartis comme suit:



Commune	Projet touristique	Superficie totale (ha)	Nombre de golfs	Superficie du golf (ha)	Besoin en eau potable (m ³ /j) (hors golf)
Commune Urbaine de Marrakech	RIU TIKIDA	12.3	Pas de golf		550
	HILTON	14	Pas de golf		683
	FOUR SEASONS	15	Pas de golf		540
	AMELKIS II	140	1 golf	50	700
	AMELKIS III	174	1 golf	38	870
	MANDARONA	110			1 650
	BANYAN TREE	20	1 golf 9 trous	10	150
	GOLF RESORT PALACE	170	1 golf 18 trous		2 950
	KIMA RESORT	60	Pas de golf		3 000
	ZAH RAT ENNAKHIL	182	Pas de golf		2 730
Ouah Sidi Brahim	PROJET TRITEL	200	1 golf	78	3 110
	PROJET IDOU HOTEL	12.5	Pas de golf		540
Saada	ASSOUFID	222	1 golf 18 trous		2 720
Tassoultante	AGDAL MEDINA RESORT	10	Pas de golf		500
	ATLAS GARDEN RESORT	198			2 446
	LES JARDINS DE L'ATLAS	147	1 golf 18 trous	70	2 601
	PURSAN	6	Pas de golf		300
	ACADEMIE DE TENNIS	4	Pas de golf		200
	LATSIS GROUPE	140	1 golf 18 trous	70	1 050
Total		1836	-	316	27 290

Tableau 5-1 : besoins en eau des projets touristiques (SDAL)

Ces besoins en eau ont été déterminés à partir des besoins communiqués par le Centre d'Investissement Régional (CRI) de Marrakech. La saturation de ces projets est prévue à l'horizon 2015 avec un taux de remplissage de 50 % à l'horizon 2010.

Les projections futures des besoins en eau des projets touristiques planifiés montrent bien que ce sont de véritables consommateurs d'eau. Ainsi il faut trouver une solution durable permettant de préserver les ressources en eau que ça soit sur le plan quantitatif que qualitatif.



L'évolution des consommations et des débits des eaux usées futurs des projets touristiques sont récapitulés dans le tableau ci après :

Année	2010	2015	2020	2030
Besoin en eau (m3/j)	13 645	27 290	27 290	27 290
Taux de retour à l'égout (%)	60 %	60 %	60 %	60 %
Débit moyen des EU (m3/j)	8 187	16 374	16 374	16 374

Tableau 5-2 projections futures des débits d'eau usée

5.1.2 Les besoins en eau d'arrosage du golf

Au niveau des golfs de **haut de gamme**, tel que celui du Golf Royal de Tanger, on y identifie cinq (5) éléments irrigables :

- les « greens (surface à herbe rase où se trouve le trou)
- les « *tees* » (air de départ du jeu)
- les « *fairways* » (pistes)
- les « *practices* » (parcelle réservée à l'initiation)
- les « roughs » (reste du décor autour de la piste de jeu).

Les besoins en eau d'irrigation, I_r , sont évalués par la relation suivante :

$$I_r = ET - P + R + I + P_e \quad (5-1)$$

Avec

- ET : l'évapotranspiration,
- P : précipitations,
- R : les pertes par ruissellement,
- I : les pertes par percolation
- P_e : les pertes dans le système d'arrosage.



Les besoins dépendent de la culture pratiquée, du climat - soit de la pluviométrie et de l'évaporation -, de la nature du sol, du mode d'irrigation et des dispositifs d'alimentation du périmètre et de répartition dans la parcelle irriguée. Ces besoins sont donc très variables et leur évaluation dans le cadre d'un projet mérite une analyse particulière.

L'estimation simplifiée des besoins en eau d'irrigation des espaces verts se déduit du solde des précipitations moyennes effectives et de l'évapotranspiration :

$$\text{Besoin} = \text{ET} - \text{Peff} \quad (5-1)$$

L'évapotranspiration d'un sol couvert par de la végétation est difficile à estimer. Pour faciliter la tâche et dans un souci d'homogénéisation des modèles, les chercheurs sont arrivés à déterminer les besoins en eau des cultures, équivalent à l'ETM, par la correction de l'évapotranspiration potentielle (ET₀) d'une culture de référence, qui est normalement le gazon, par un coefficient appelé "coefficient cultural" (k_c) en utilisant la formule de PENMANN:

$$\text{ETM (culture)} = k_c \text{ET}_0 \quad (5-3)$$

Avec :

K_c : Les valeurs du coefficient k_c sont théoriquement comprises entre 0 et 1, selon le stade de la culture.

ET₀ : sa détermination peut être faite : soit directement à l'aide des lysimètres ; soit indirectement à l'aide de formules empiriques et théoriques (ou à bases physiques) qui combinent des variables climatiques.

Les précipitations effectives Peff (précipitations moyennes (données observées par ORMVA/HAOUZ) diminuées des quantités d'eau perdue par ruissellement) sont évaluées par l'estimation du coefficient de ruissellement de l'eau au dessus de la végétation en question.

$$\text{Peff} = \text{P} - \text{R} \quad (5-4)$$

Et: $\text{R} = \text{C} \times \text{P} \quad (5-5)$

$$\text{Peff} = (1 - \text{C}) \text{P} \quad (5-6)$$



Avec :

- C : coefficient de ruissellement qui dépend de la nature du sol et de l'alternance entre saison sec et humide.
- P : précipitation moyenne en mm

Le tableau présente les besoins en eau d'arrosage probables, estimés sur la base des superficies des Golfs et à raison d'une dotation variant de 40 à 60 m³/j/ha, selon que le site comporte beaucoup ou peu d'espaces verts en plus du parcours

COMPLEXES DE GOLF EXISTANTS, EN COURS OU EN PROJET A MARRAKECH								
		Nombre de trous	Superficie Golf (ha)	Origine eau arrosage	Débit arrosage requis (m ³ /j)	Superficie Totale Projet (ha)	Etat d'avancement du projet	Situation géographique
Palmeraie Golf Palace								
	Golf existant	18	50	Forage (3/4) + RADEEMA (1/4)	3 500	72	Arrosage en service	Sud-Est
	Extension	9	21		1 800	21	Arrosage pour 2007	
		27	71		5 300	93		
Complexe Amelkis								
	Golf existant (Amelkis I)	18	50	Forages	3 500	150	Arrosage en service	Sud-Est
	Extension (Amelkis II)	9	35		1 800	174	Arrosage en service	
	Extension (Amelkis III)	9	35		1 800	270	Arrosage pour 2007	
		36	120		7 100	594		
Golf Royal								
	Golf existant	18	42	Canal de rocadés + forages	3 500	71	Arrosage en service	Sud-Est
	Extension	9	25		1 800	35	Arrosage pour 2007	
		27	67		5 300	106		
	Golf Palace Resort	18	60	Canal de rocadés (5/6) + forages (1/6)	3 500	180	Arrosage pour 2008	Sud-Est
	Projet Tritel	18	78		3 500	200		Nord
	Assoufid	18	120		4 500	222		Sud
	Les jardins de l'Atlas	18	70		3 500	147		Sud
	Royal Palm de Marrakech	36	200		8 000	350		Sud
	Groupe Alain Creen	18	120		4 500	282		Sud
		216	906		45 200	2 174		

Tableau 5-3 : besoins en eau en arrosage du golf du projet

. De façon générale, selon la littérature et à travers l'expérience marocaine, un terrain de Golf de 18 trous consomme de 3500 à 5000 m³/j.

Les besoins moyens annuels serviront à déterminer le volume nécessaire à mobiliser, alors que les besoins de pointe serviront au dimensionnement des installations d'adduction et d'arrosage (réseau et stations de surpression).

Pour le présent projet la consommation du golf est récapitulée au niveau du tableau suivant :



<i>besoin annuel en eau</i>	14878,5	m3/ha
<i>superficie du golf</i>	65	ha
<i>besoin en eau d'arrosage</i>	967101,2	m3/an
<i>besoin en eau journalier</i>	2650	m3/j

Tableau 5-4 Récapitulatif des besoins en eau d'arrosage du golf

Il convient de signaler que le schéma directeur d'assainissement liquide de Marrakech recommande pour l'arrosage des parcours de Golf, qui nécessitent un traitement particulier et des gazons spécifiques un ratio moyen de 40 m3/j/ha avec un coefficient de pointe de 1.55 ; soit 62 m3/j/ha en demande de pointe. Ainsi les besoins journaliers d'arrosage seront estimés à 2600m3/j.

Il s'avère que soit en se basant sur une estimation des besoins d'arrosage par une dotation connue (40m3/j/ha) ou soit en déterminant ces besoins par la formule de PENMANN, ils donnent presque le même ordre de grandeur.

5.1.3 Possibilité de recyclage des eaux usées

Cependant vu Les quantités énormes que nécessite le golf pour son irrigation et compte tenu de la diminution des ressources en eau due à l'usage dans tous les secteurs : agricole, touristique, commerciales et industrielle et de la succession des années de sécheresse et du climat semi-aride de la région et compte tenu des besoins en eau futur. Il serait fortement souhaitable de recycler les eaux usées de ce pole urbanistique pour but d'irriguer le golf.

Il convient de signaler que la dotation des eaux épurées en éléments minéraux essentiellement les NPK participe efficacement à la croissance de la plantation du golf.

En effet ces éléments accélère la croissance en longueur de la plantation et permet de conserver la coloration naturelle chlorophyllienne.

Les eaux d'irrigation doivent répondre aux normes de qualité des eaux d'irrigation en vigueur au Maroc (loi n° 10-95 susvisée les normes de qualité auxquelles une eau doit satisfaire selon l'utilisation qui en sera faite).

Dans cette optique plusieurs variantes sont à étudier pour le choix du procédé le mieux convenable au contexte de la ville de Marrakech et des contraintes du projet :



5.1.4 Procédés d'épuration

- ✓ Système extensif: Ce système est caractérisé par l'exploitation du pouvoir de l'autoépuration des microorganismes des effluents pollués. Il nécessite de d'aménager des espaces vastes de l'ordre des hectares ce qui est contraint vu que la zone est destinée à l'urbanisation.
- ✓ Système intensif: disques biologiques, filtre bactérien, boues activées, filtre à sable et chenal algal à haut rendement.

Il est clair que les systèmes extensifs ne conviennent pas pour des projets touristiques. Il reste donc d'examiner l'efficacité et le coût des systèmes intensifs chacun à part.

Il serait nécessaire de prévoir une filière de désinfection des eaux usées épurées

- ✓ UV
- ✓ Filtration
- ✓ Techniques membranaires

5.1.5 Examen des schémas optionnels d'approvisionnement en irrigation

L'étude de faisabilité technico-économique s'avère intéressante à ce stade sachant que l'irrigation du golf peut être effectuée par diverses options d'approvisionnement à savoir :

- **Les eaux usées épurées de la station d'épuration existante (station du Nord) : option I**

Le canal Rocate de longueur 118 km et de capacité de transit de 12 m³/s transporte l'eau pour l'irrigation du périmètre agricole et l'approvisionnement en eau brute de la station de traitement de l'ONEP.

Les dépenses engendrées dans le cas où on a recouru à cette variante sont:

- Les frais d'exploitation : entretien du réseau de liaison
- Les frais de génie civil : conduites de liaison avec la STEP
- Les frais d'équipement : pompage éventuel des eaux épurées vers le golf
- la régie prévoit le dépôt d'un montant de 30000DH par l'aménageur
- **Les eaux de la Rocate (ORMVAH) : option II**
- Les frais de liaison avec la Rocate: conduites

- Les frais d'exploitation: personnel, entretien
- **Les eaux usées de la STEP in situ : option III**
- Frais de génie civil: construction de la STEP
- Frais d'équipement: pompes de relevage
- Frais d'exploitation : énergie, personnel, entretien

L'option II est écarté du fait que l'eau le débit de la Rocade ne peut pas permettre l'arrosage l'ensemble des golfs de la région de Marrakech et répondre aux besoins de la population en eau potable

5.2 Comparaison économique entre STEP existante et réalisation d'une STEP in site

5.2.1 Données sur la STEP de Marrakech

La STEP de Marrakech est situé dans la zone Nord de Marrakech. Elle est distante de 25 Km du projet Chrifia.

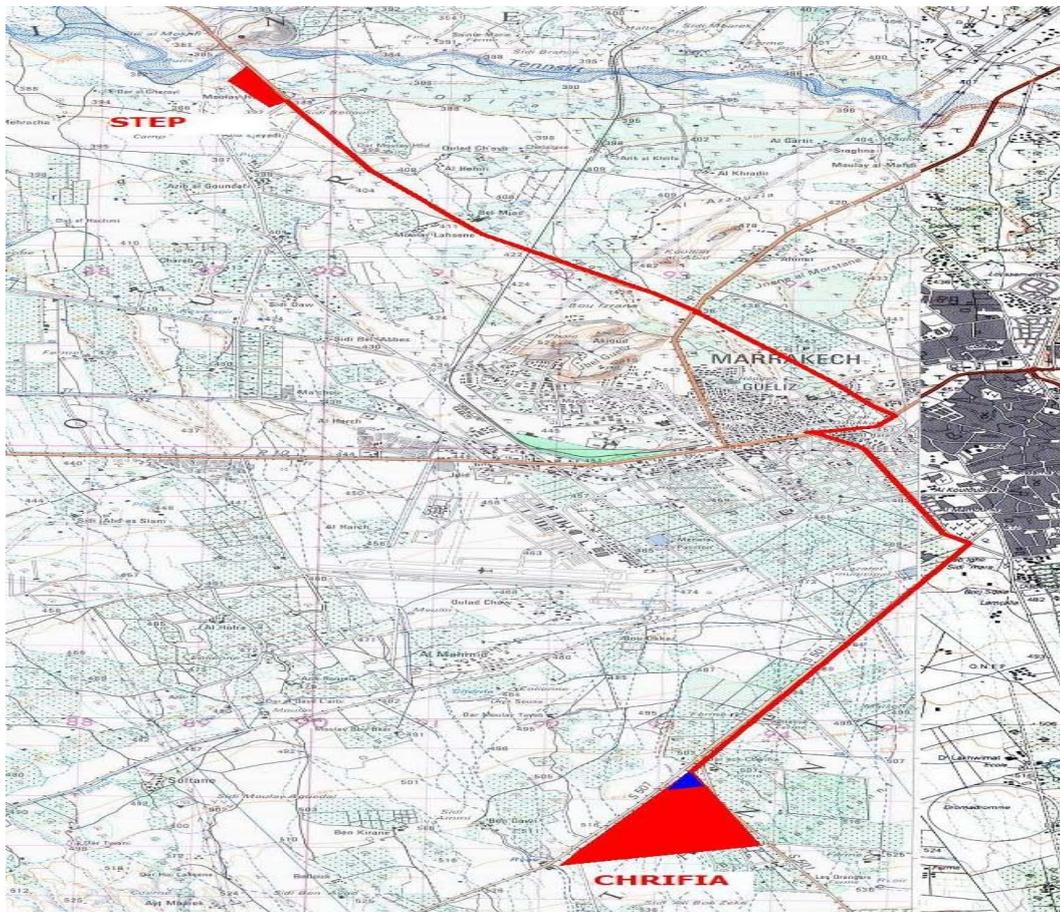


Figure 5-1 Situation de la STEP de Marrakech



En effet l'emprise de l'usine se situe au niveau du lit majeur de l'oued Tensift, à proximité du pont et longeant la route de Safi, sur une superficie totale d'environ **17Ha**.

En termes de capacité d'épuration, les tableaux ci-dessous récapitulent les données relatives à la charge, débits épurés et rendements d'épuration.

Charge	
Dimensionnement	1.300.000 Eq Hab
DBO5	58.100 Kg/jour
DCO	144.600 Kg/jour
MES	53.000 Kg/jour

Tableau 5-5 : Données relatives à la charge dans la STEP existante de Marrakech

Débits	
Débit moyen journalier à temps sec	1,05m ³ /s soit 90.720 m ³ /jour
Débit moyen journalier estival	117.936 m ³ /jour
Débit de pointe horaire	184.896 m ³ /jour
Débit accepté en temps de pluie	9.828 m ³ /h soit 2,73 m ³ /s

Tableau 5-6 : Données relatives au débit dans la STEP existante de Marrakech

	Rendements épuratoires attendus	
	Première phase	Seconde phase
MES	66%	90 à 96%
DBO5	33%	95%

Tableau 5-7 : Rendements epuratoires attendus dans la STEP existante

Les filières d'épuration sont schématisées dans la figure suivante :

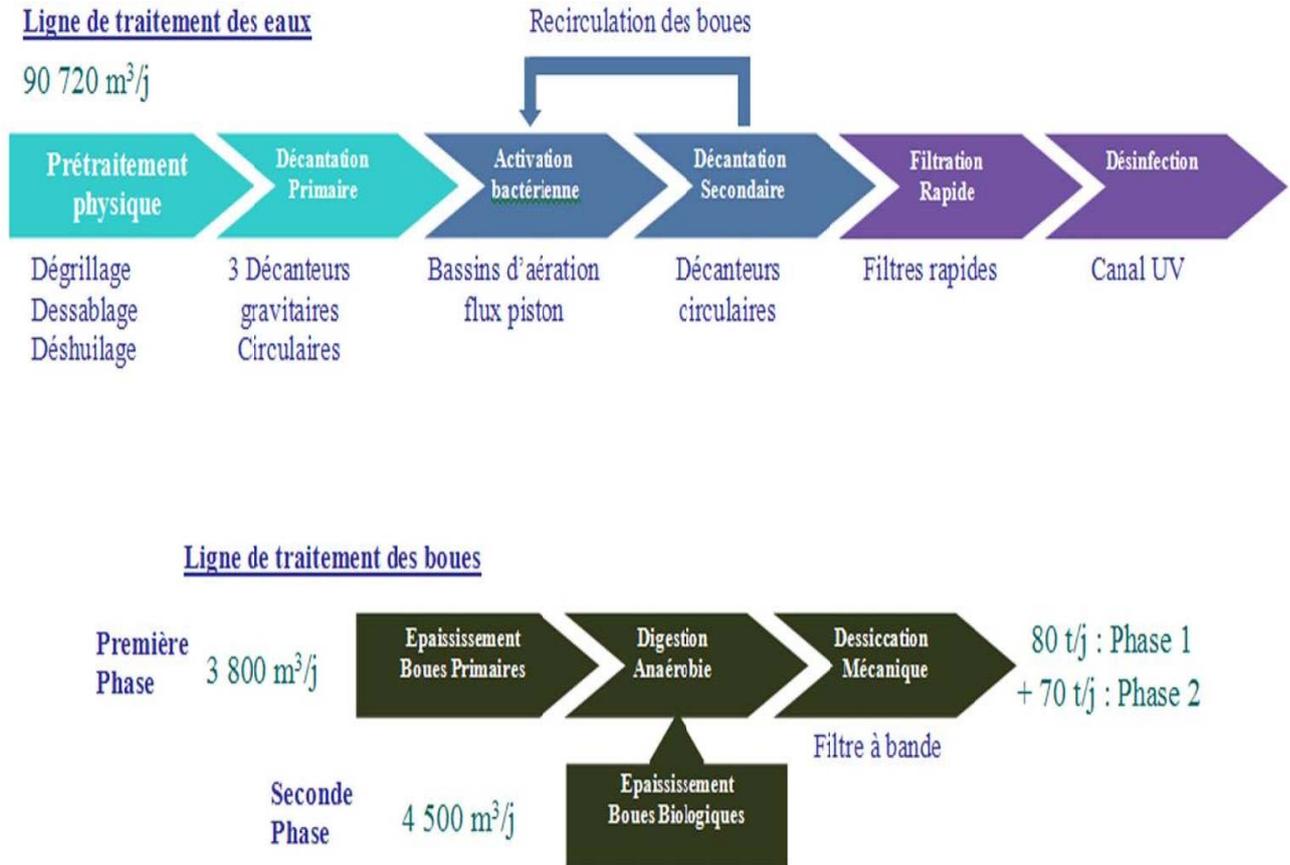


Figure 5-2 :Schéma Synoptique de la STEP de Marrakech

La STEP de Marrakech est équipé aussi de filière de désinfection par les UV afin d'avoir un effluent capable d'être réutilisé au niveau de l'arrosage des golfs des projets touristiques.

5.2.2 Débit de dimensionnement de la STEP in situ

Le débit des eaux usées qui sera épurée n'est autre que le débit nécessaire pour l'arrosage du golf. Ainsi les reste du débit qui de 35 l/s sera acheminé vers le réseau existant moyennant une conduite de liaison.

Les caractéristiques permettant la calcul de dimensionnement de la STEP sont énumérées comme suit :



- Débit moyen journalier des eaux usées: 2652 m³/j
- Débit moyen d'eau potable : 30,7 l/s
- Débit de pointe journalière d'eau potable : 39,91 l/s
- Débit de pointe horaire d'eau potable : 71,8 l/s
- Dotation journalière en eau usée: 150 l/EH/j
- Nombre d'équivalent habitant : **17683 EH**

5.2.3 Charges polluantes préconisées

Les valeurs de la charge polluante sont prises selon les recommandations de SDAL de Marrakech :

Dotation en DBO ₅	60	g/EH.j
Dotation en DCO	150	g/EH.j
Dotation en MES	90	g/EH.j

Tableau 5-8 : Charges polluantes préconisées

5.2.4 Méthodologie de l'étude économique des variantes

Le calcul économique est basé sur la détermination des diverses dépenses : investissement et exploitation

L'anuité des investissements I_{an} est exprimée comme suit :

$$I_{an} = I \frac{a}{1 - (1 + a)^{-n}} \quad (5-7)$$

Le coût d'exploitation actualisé E_{ac} :

$$E_{ac} = \frac{E}{(1 + a)^{p-n_0}} \quad (5-8)$$

Le coût d'investissement actualisé :



$$I_{ac} = \frac{I_{an}}{(1+a)^{p-n_0}} \quad (5-9)$$

Avec :

a : taux d'actualisation (9%)

n : la durée d'amortissement (il correspond à la durée de vie de génie civil qui de 40 ans)

p : l'année d'actualisation

5.3 Coût de développement du m3 d'eau épurée

5.3.1 Frais d'investissement de la STEP in situ

Le coût d'investissement pour une station d'épuration à boues activées est fonction du débit épuré. Il est estimé selon les ratios de l'ONEP à 8500DH/m3/j

5.3.2 Frais d'exploitation

5.3.2.1 Frais de la consommation en énergie électrique :

Les boues activées à faible charge avec aération prolongée sont des procédés gros consommateurs d'énergie électrique.

D'après le schéma national d'assainissement liquide (SDNAL) lors de l'établissement ou du contrôle d'un projet, les ratios suivants peuvent être retenus :

- 2KWh par Kg DBO5 entrante sur la station d'épuration (ratio retenu pour les calculs)
- 120 KWh/j par équivalent habitant

Le prix unitaire de l'énergie électrique est 1 DH/KWh



5.3.2.2 Frais de l'évacuation des boues

On suppose une certaine progression du remplissage de la zone d'étude et cela comme le montre le tableau suivant :

Années	Taux de saturation en %
2008	10
2009	25
2010	50
2011	75
2012 à 2048	100

Tableau 5-9 : Taux de saturation du projet

Le débit de conception de la STEP in situ ainsi que les quantités des boues sera fonction des taux de remplissage cités ci-dessus.

En ce qui concerne la détermination de la quantité des boues, elle issue d'après les critères suivants :

- La quantité des refus au niveau des égoutteurs est : 2 l/EH/an
- La quantité de sables récoltée est : 7 l/Eh/an
- Les boues :

D'où

$$DBO5_{entrante} = DBO5 \text{ (g/EH/j) EH} \quad (5-10)$$

$$DBO5_{entrante} = 1085185,6/\text{an}$$

Selon le SNAL le ratio d'élimination de 67% appliquée à la charge de DBO5 entrante au niveau de la STEP.

On trouve :

$$\text{Boues (en Kg/an)} = 67\% \text{ DBO5 (Kg/an) entrante} \quad (5-11)$$

Le coût d'évacuation des boues vers la décharge de Marrakech est pris égal à 120DH/tonne de boues.



5.3.2.3 Frais des personnels

L'importance de ces installations nécessite la présence permanente d'un proposé assisté d'une aide comportant une équipe composée de :

- Technicien d'épuration : 4000DH/mois
- Des ouvriers (manœuvre) : 2500 DH/mois chacun

5.3.3 Frais de la station de pompage des eaux usées épurées

5.3.3.1 Frais d'investissement

Une station de pompage sera installée en aval de la zone du projet afin de permettre l'alimentation des bassins de stockage du golf.

5.3.3.2 Frais d'exploitation

a. Frais d'énergie

L'estimation des coûts des stations de pompage est basée sur la puissance à installer en kilowatts. Il est estimé que le génie civil et l'équipement électromécanique y représentent 30% et 70% respectivement du coût total de la station.

Les formules d'approche exprimant le coût d'équipement en fonction de la puissance installée se présente d'après l'ONEP comme suit:

$$C_{eq} = 136. P^{0.5} \quad (5-12)$$

où :

- C_{eq} : coût en milliers de Dirhams
- P : puissance à installer en KW

La puissance est exprimée comme suit:

$$P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt} / r \quad (5-13)$$

Avec:

- P : puissance absorbée en KW
- G : accélération de la gravité en m/s^2
- Q : débit refoulé en m^3/s
- H_{mt} : la hauteur manométrique totale
- R : le rendement de la motopompe



On a: $H_{mt} = H_g + H_l + H_s$

Tel que:

- H_g : hauteur géométrique ($H_g = 15\text{m}$)
- H_l : pertes de charge linéaire calculées par la formule suivante :

$$h_l = \lambda \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g}$$

- ✓ λ : coefficient de pertes de charge lié au coefficient de rugosité figurant dans la formule de Manning Strickler par la relation :

$$\lambda = \frac{124,6}{K_s^2 D^{1/3}}$$

- ✓ D : diamètre de la conduite en m
- ✓ V : vitesse moyenne du fluide en m/s
- ✓ g : accélération de la pesanteur en m/s^2 , soit $g = 9.81$
- H_s : pertes de charge singulière (15% des pertes de charge linéiques)

La formule des pertes de charge peut alors s'écrire comme suit :

$$h_l = \frac{10,30}{K_s^2} \frac{Q^2}{D^{16/3}}$$

Les pertes de charge totales sont exprimées par la relation : $H_l = h_l L$

- L : Longueur de la conduite de refoulement ($L = 1908\text{m}$)
- Q : débit des eaux épurées refoulées en m^3/s
- K_s : coefficient de Manning pris égale à 70 (conduite en CAO)
- D : diamètre économique de la conduite de refoulement avec $D = 1,5\sqrt{Q}$

Après application numérique on trouve : $H_l = 2,32\text{m}$

Ainsi $H_{mt} = 17,67\text{m}$ et $P = 9\text{ KW}$.

Par suite le coût de pompage des eaux usées est résumé dans le tableau suivant :



frais de l'énergie :	78840	DH/an
coût GC de la station	174857,143	DH TTC
coût Eq de la station	408000	DH TTC

b. Frais de l'entretien

Les frais d'entretien pour le génie civil sont estimés à 0,5 % du coût du génie civil

Les frais d'entretien pour les équipements électromécaniques représentent 2% du coût des équipements.

Entretien : 9034,28 DH/an

5.3.4 Résultats

Frais d'exploitation de la variante in-site	1,37	DH/m3
Frais d'investissement de la variante in-site	2,64	DH/m3
coût de développement de la variante in-site	4,01	DH/m3

5.4 Etude économique de la STEP existante

5.4.1 Les frais de engendrés par le raccordement à la STEP existante

D'une part la RADEEMA peut s'occuper de la liaison du réseau d'eau épurée avec la STEP du Nord. Il impose donc aux aménageurs de verser une somme de 30 millions de dirham qui prend en considération à la fois le génie civil et les équipements nécessaires au raccordement.

D'autre part le prix de vente du m3 d'eau épurée pour arrosage est en cours de discussion avec la RADEEMA. Toutefois selon l'expérience marocaine, le coût du mètre cube d'eau d'arrosage des parcours de Golfs à partir du réseau de distribution publique est d'environ 7 Dh/m3, alors que le prix de revient du m3 d'eau épuré est approximativement 3 DH/m3.

A signaler que les dépenses annuelles futures seront limitées seulement aux dépenses d'arrosage du golf.



5.4.2 Résultats

Frais d'exploitation de la variante in-site	3,00	DH/m3
Frais d'investissement de la variante in-site	2,88	DH/m3
coût de développement de la variante in-site	5,88	DH/m3

5.4.3 Elaboration d'une grille multicritère pour l'étude des OAE

Pour la comparaison des différentes variantes on propose les critères suivants:

Le coût de développement du mètre cube de l'eau épuré, risque et nuisance, régularité des débits et disponibilité du terrain. Le tableau suivant résume la quantification qualitative de ces critères:

	Option I	Option III
Coût de développement du m ³ d'eau épurée	0	+3
Risque et nuisance	+3	0
Régularité des débits	+3	0
Disponibilité de terrain	0	-3
Total	+9	+3

Tableau 5-10 Analyse multicritère des options d'approvisionnement en eau d'arrosage

Trois niveaux d'appréciation ont été retenus :

- +3 : élevé
- 0 : modéré
- -3 : faible



5.4.4 Commentaires et synthèse

L'option I présente un certain nombre de contraintes à savoir :

La situation géographique et topographique de son site ne permet pas d'assurer une alimentation en eau épurée par gravité. Il est ainsi obligatoire de mettre en place des stations de pompage pour alimenter les golfs.

Quant à l'option III, elle montre un inconvénient qui se manifeste au niveau de la régularité des débits puisqu'on serait incapable de déterminer avec précision de nombre d'habitants raccordé au réseau d'égout. De plus il faut assurer un personnel qualifié pour la gestion et la régulation du fonctionnement de la STEP afin d'éviter toutes sortes de nuisance.

Ainsi il est clair que le raccordement du projet à la STEP existante revient moins chère et sera justifié au lieu de mettre en place une STEP in situ.

Il convient néanmoins de noter que le schéma directeur d'assainissement liquide de Marrakech recommande la construction d'une STEP additionnelle au niveau du côté sud de la ville afin d'éviter les frais onéreuses de pompage vers les sites de réception des eaux épurées par la station d'épuration existante.



CHAPITRE 6. Electricité



Electricité

6.1 Estimation des besoins

6.1.1 Principaux ratios retenus

Les besoins en énergie électrique du Projet CHRIFIA Marrakech, tiennent compte principalement de cinq types distincts de consommation :

- La consommation résidentielle « Logements collectifs et individuels » ;
- La consommation hôtelière « Hôtels, Résidences de villas, Résidences d'appartements et Maisons d'Hôtes » ;
- La consommation des secteurs commerciaux « Restaurant, Commerces et Loisirs » ;
- La consommation des locaux à usage professionnel « Bureaux et services » ;
- La consommation de l'éclairage extérieur et des locaux communs « Voiries, Piétons, Jardins et Divers ».

Afin de calculer la puissance apparente, nous nous appuyons sur différents ratios de consommation communément admis pour les aménagements résidentiels et touristiques.

Pour la consommation résidentielle

Les ratios varient généralement en fonction du standing, de la surface couverte ou du nombre de pièces principales.

Au stade actuel des études ont été retenu les ratios de :

- Résidences sous forme de logements collectifs : 10KVA/Logement.
- Résidences sous forme de villas individuelles : 20KVA/Villa.
- Villas individuelles : 20KVA/Villa.



Pour la consommation hôtelière

Les ratios varient en fonction du standing des établissements :

- Hôtel de conférence : 4KVA/Clé.
- Maisons d'Hôtes : 10KVA/Maison d'Hôte.

Pour la consommation des secteurs commerciaux et loisirs

De grandes variations existent entre les différents secteurs, car les activités qui y sont menées où les services qui y sont offerts ne se ressemblent pas.

Nous avons utilisé le ratio de consommation de 15KVA/Clé qui est généralement recommandé par les distributeurs d'énergie électrique.

Pour la consommation des locaux à usage professionnel

Le ratio adopté est 15KVA/Clé couvert.

Pour la consommation de l'éclairage extérieur et des locaux communs

Le ratio retenu consiste à prévoir une consommation de 3VA/m².

Ce ratio est appliqué au 1/3 de la surface.

6.1.2 Coefficient de foisonnement

A l'aide des ratios ci-dessus, on obtient la puissance apparente nécessaire, à savoir la puissance totale si tous les appareils étaient en fonctionnement de manière simultanée, ce qui n'est naturellement jamais le cas. Pour obtenir la puissance de dimensionnement, nous avons retenu les coefficients de foisonnement suivant :

- 0,4 pour les logements (Appartement et Villa).
- 1 pour les autres types d'activité.



6.1.3 Tableau récapitulatif

Consommation	Nature	Puissance (KVA)	Coefficient de foisonnement
Résidentielle	Résidences sous forme de logements collectifs	10/Clé.	0,4
	Résidences sous forme de villas individuelles	20/Villa	0,4
	Villas individuelles	20/Villa	0,4
Hôtelière	Hôtel conférence	4/Clé	1
	Hôtel	3/Clé	1
	Maisons d'hôtes	10/Clé	1
Secteurs commerciaux et loisirs	Commerces	15/Clé	1
	Restauration	15/Clé	1
	Loisir	15/Clé	1
Locaux à usage professionnel	Bureaux et services	15/Clé	1
Equipements	Centres de sports	33VA/m ²	1
	Musée de l'irrigation	33VA/m ²	1
	Clinique	50VA/m ²	1
Eclairage extérieur et locaux communs		0,003/m ²	1

Tableau 6-1 : Tableau récapitulatif des coefficients de foisonnement

6.1.4 Evolution de la consommation par village

a) Village d'Isli TC

Désignation	Surface (m ²)	Nombre de Clés	Puissance (KVA)
Parcs	50 000		25
Maison d'hôtes	58 432	50	500
Appartements		215	860
Commercial / Bureaux / Ateliers		107	1605
Restaurants		19	285
Loisirs/Services		1	15
Equipements publics	1000		8
PUISSANCE TOTALE EN KVA			3289



b) Oasis TC

Désignation	Surface (m ²)	Nombre de Clés	Puissance (KVA)
Maison d'hôtes	64 706	60	600
Appartements		163	652
Commercial / Bureaux / Ateliers		44	660
Restaurants		7	105
Loisirs/Services		1	15
PUISSANCE TOTALE EN KVA			2032

c) Vergers TC

Désignation	Surface (m ²)	Nombre de Clés	Puissance (KVA)
Appartements	57 468	173	692
Commercial / Bureaux / Ateliers		30	450
Restaurants		7	105
Loisirs/Services		1	15
PUISSANCE TOTALE EN KVA			1262

d) Hôtel ou VVT

Désignation	Surface (m ²)	Nombre de Clés	Puissance (KVA)
Hôtel conférences	37 839	220	880
Hôtel Kasbah VVT	70 000	220	660
Hôtel Oasis resort	200 000	180	540
Hôtel Wellness	15 000	60	180
Résidences Senior	15 000	80	240
Ferme d'hôtes	18 748	30	300
PUISSANCE TOTALE EN KVA			2800

e) Résidentiels

Désignation	Surface (m ²)	Nombre de Clés	Puissance (KVA)
Résidence de villas	59 546	79	632
Résidence de villas	48 377	65	520
Résidence de villas	60 545	82	656
Résidence de villas	68 893	74	592
Résidence de villas	58 079	59	472
Résidence de villas	58 079	62	496
Résidence de villas	80 806	80	640
Résidence de villas	59 821	45	360
Résidence de villas	150 875	103	824
Résidence de villas	102 738	72	576
PUISSANCE TOTALE EN KVA		6420	



f) Equipements

Désignation	Surface (m ²)	Nombre de Clés	Puissance (KVA)
Centre de bien-être	20 000	-	267
Centre de sports	20 000	-	67
Clinique	9 000	-	1
Musée de l'irrigation	10 175	-	27
Ferme	31 156	-	83.07
PUISSANCE TOTALE EN KVA			1650

g) Golf Résidentiel

Désignation	Surface (m ²)	Nombre de Clés	Puissance (KVA)
Développement résidentiel	1 036 491	352	2816
Golf (arrosage ; éclairage)			800
PUISSANCE TOTALE EN KVA			3616

- Le détail du bilan de puissance est donné en annexe.

La puissance d'éclairage extérieur est estimée à 70KVA.

6.2 Infrastructures électrique in-site

6.2.1 Concept et type d'infrastructure

Les infrastructures électriques in-site prennent origine à partir du réseau existant (deux départs MT 20KV) de la RADEEMA situé en limite de propriété. L'amenée de l'énergie électrique fait partie de l'étude des infrastructures hors-site non incluse dans la présente étude.

6.2.2 Distribution moyenne tension

Le réseau moyenne tension est conçu en boucle (deux départs) comme illustré dans le plan de principe du réseau MT joint au présent rapport. Il dessert les postes de transformation public et privés destinés à alimenter tous les secteurs d'activité du projet (résidences, hôtels, commerces et loisirs, villas, etc.).

L'emplacement de ces postes est donné à titre indicatif suivant les puissances totales de chaque secteur. L'implantation définitive sera étudiée ultérieurement avec le Maître d'œuvre et le Maître d'ouvrage en tenant compte des contraintes d'aménagement et de la conception architecturale générale du projet.



Chaque départ MT est composé de trois câbles PRC Alu 240mm² enterrés sous trottoirs ou sous chaussée en fonction des possibilités de pose.

Les postes de transformation public seront composés chacun par les éléments suivants :

- Deux cellules de boucle par interrupteurs sectionneurs.
- Une cellule de protection transformatrice.
- Un transformateur 630, 400 ou 250KVA.

Seuls les postes publics sont pris en charge par l'aménageur du projet CHRIFIA de Marrakech.

Le réseau électrique à l'intérieur du projet CHRIFIA de Marrakech sera géré par le distributeur qui a, à sa charge, l'entretien et la maintenance du réseau, le branchement des abonnés et la gestion des consommations d'énergie électrique.

Le comptage de l'énergie électrique, sera effectué au niveau de chaque abonné par des compteurs individuels, installés par la RADEEMA.

6.2.3 Réseau basse tension

Afin de limiter les opérations d'entretien et de maintenance et d'augmenter la disponibilité de l'énergie électrique, le réseau basse tension est conçu en boucle. Des boîtes de distribution sont prévues à proximité de chaque équipement ou bâtiment permettant ainsi son branchement sur le réseau.

Le réseau sera réalisé en câble U 1000 ARVFV, enterré sous trottoirs ou sous chaussée selon possibilités de pose.

6.2.4 Réseau éclairage public

On distingue deux type d'éclairage public : l'éclairage des voies de circulation où le niveau d'éclairement requis est de 1,5 à 2cd/m² et l'éclairage résidentiel où le niveau d'éclairement requis est de 1 à 1,5cd/m².



L'éclairage des voies de circulation est réalisé par des candélabres à simple ou double crose, équipés de luminaire. La hauteur au feu et l'inter distance des candélabres sont en fonction des caractéristiques géométriques des voies et du niveau d'éclairement requis.

- Voie de 30m d'emprise : Candélabre de 12m de hauteur avec luminaire 400W SHP. Implantation latérale avec un espacement de 36m entre les candélabres.
- Voie de 20m d'emprise : Candélabre de 12m de hauteur avec luminaire 250W SHP. Implantation latérale avec un espacement de 30m entre les candélabres.
- Voie de 15m d'emprise : Candélabre de 10m de hauteur avec luminaire 250W SHP. Implantation latérale avec un espacement de 25m entre les candélabres.
- Allées piétonnes et trottoirs : Candélabre résidentiel de 3,5m de hauteur avec luminaire 70W SHP. Implantation latérale ou en opposé avec un espacement de 5m entre les candélabres.

Vu la situation et les spécificités du projet, les candélabres doivent être de style avec des accessoires qui leur donnent un aspect prestigieux. Le choix des candélabres et des luminaires est du ressort du Maître d'œuvre et du Maître d'Ouvrage.

6.3 **Cout des infrastructures électriques in-site**

Le tableau suivant donne les détails estimatifs des réseaux moyens tension, basse tension et éclairage public. Le coût des infrastructures électrique in-site est estimé à 43MDH hors taxes. Soit 51MDH TTC y compris divers et imprévus.



N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
1	Réseau moyenne tension : Distribution moyenne tension 20KV y compris câble, tranchée et toutes sujétions. <u>Le mètre linéaire :</u>	ML	16486	400,00	6.594.400,00
2	Poste de transformation 20KV/630KVA <u>L'unité :</u>	U	22	380.000,00	8.360.000,00
3	Poste de transformation 20KV/400KVA <u>L'unité :</u>	U	11	360.000,00	3.960.000,00
4	Poste de transformation 20KV/250KVA <u>L'unité :</u> Réseau basse tension : Distribution basse tension y compris câble, tranchée et toutes sujétions. <u>Le mètre linéaire :</u>	U	1	330.000,00	330.000,00
5	Réseau éclairage public : Candélabre d'éclairage public avec luminaire y compris alimentation basse tension (câble et tranchée) et toutes sujétions. <u>L'unité :</u>	ML	15000	450,00	6.750.000,00
6	Candélabre résidentiel avec luminaire y compris alimentation basse tension (câble et tranchée) et toutes sujétions. <u>L'unité :</u>	U	680	15.000,00	10.200.000,00
7		U	500	12.000,00	6.000.000,00
TOTAL MT, BT ET EP EN DIRHAMS HORS TAXES					42.194.400,00

Tableau 6-2 : Récapitulatif des couts des infrastructures électriques