



Dédicaces

A ma mère,

Dont le courage dans l'éducation et la prise en charge de ses enfants méritent, à n'en point douter, un vibrant hommage, bien plus que ce que cette molle dédicace ne saurait exprimer, tant ma fierté d'être son fils déborde de mon cœur,

A mon père,

Ainsi que toute ma famille élargie et les braves gens d'Ouled Teima,

A mes grandes sœurs,

Qu'ALLAH les rétribue et les soutienne dans l'héritage combien lourd de notre mère, qu'elle les supporte et leur donne sa sagesse et le courage de notre mère

A mon grand frère,

Qui a toujours été là pour nous, supportant ses cadets avec son calme remarquable et cela malgré nos innombrables défauts,

A mon petit frère,

Notre fierté, qu'ALLAH l'augmente en science et en piété

A tous mes amis,

Qui m'accompagnent dans les péripéties de ma vie,

Je dédie ce modeste travail.



Remerciements

Je tiens à remercier dans un premier temps, toute l'équipe pédagogique de l'école nationale des sciences appliquées d'Al-Hoceima et les intervenants professionnels responsables de la département génie civil pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Je remercie également Monsieur Salah Daoudi pour l'aide et les conseils concernant les missions évoquées dans ce rapport, qu'il m'a apporté lors des différents suivis.

Je tiens à remercier tout particulièrement et à témoigner toute ma reconnaissance au Monsieur Rachid TAKHZANTE, pour l'expérience enrichissante et pleine d'intérêt qu'elles m'ont fait vivre durant ces quatre mois au sein de bureau d'étude H.E.E .



Résumé

Ce travail de fin d'étude s'est fixé comme objectif l'élaboration d'un guide pour les techniques alternatives en assainissement au Maroc. Pour ce faire, il s'est organisé en huit (8) chapitres, et on a suivi la démarche suivante :

Premièrement on a commencé par une présentation des généralités en assainissement, puis on a s'intéressé au cas du Maroc en faisant un état des lieux de l'assainissement au Maroc. Ce qui permet de mettre en évidence les lacunes des techniques appliquées et met en exergue la nécessité d'appliquer d'avantage les techniques alternatives. Ce qui montre le bien-fondé de l'élaboration de ce guide.

Puis on a fait un état des techniques usuellement utilisées au Maroc pour le dimensionnement du réseau d'assainissement collectif. Ensuite on a présenté un guide qui présente les techniques alternatives applicables au Maroc. Puis un chapitre qui est consacré à l'élaboration d'un guide de dimensionnement des bassins de rétention. Ceux-ci s'adaptent très bien au cas marocain et leur dimensionnement peut se faire par différentes méthodes. Deux d'entre elles, qui sont les plus appliquées font l'objet de formulaire et de fiches technique de dimensionnement.

Les derniers chapitres qui restent ont question de l'application du guide sur le cas d'un site d'Ouled Teima, Ce qui nous a conduit à retenir deux variantes de dimensionnement du réseau d'assainissement.

La première variante rencontre deux problèmes: Le collecteur existant est à une distance de 1,8 km du lotissement et l'écoulement vers le collecteur se fait dans le sens des pentes TN négatives. Il s'impose donc d'installer une station de relevage.

La deuxième variante demanderait de réserver près d'un demi-hectare pour ce bassin si on adopte une profondeur de 1,5m.

Mots clés : assainissement, état des lieux, techniques alternatives, bassin de rétention, collecteur, écoulement, pente, station de relevage, bassin, profondeur



Abstract

This final assignment study's goal is the development of a guide for alternative techniques Sanitation in Morocco. To do this, it is organized into eight (8) chapters, and was followed the following steps:

First we started with a presentation of general sanitation, and we are interested in Morocco's case by the state of sanitation places in Morocco. This allows to highlight the shortcomings of the techniques applied and highlights the need to apply alternative techniques advantage. This shows the validity of the development of this guide.

Then we made a technical condition commonly used in Morocco for sizing the sewerage system. Then we presented a guide that shows the applicable alternative techniques in Morocco. Then a chapter devoted to the development of a retention basins sizing guide. They adapt very well to the Moroccan case and sizing can be done by different methods. Two of them, which are the most widely practiced form of subject and technical dimensioning sheets.

The last chapters still have question of the application of the guide on the case of a site of Ouled Teima This led us to retain two design variants sewerage.

The first variant encounter two problems: The current collector is at a distance of 1.8 km from the subdivision and the flow toward the collector is in line with the negative TN slopes. It is therefore necessary to install a pump station.

The second alternative would require reserving nearly half a hectare pond for this if we adopt a depth of 1.5m.

Keys words: consolidation, inventory, alternative techniques, retention pond, collector, flow, slope, pump station, basin, depth



Table des matières

Dédicaces.....	1
Remerciements	2
Résumé.....	3
Abstract	4
Table des matières	5
Liste des figures :	9
Liste des tableaux.....	10
Liste des abréviations et symboles.....	11
INTRODUCTION GENERALE	12
CHAPITRE1:Généralités sur l'assainissement liquide urbain.....	13
I-Situation de l'assainissement dans le cycle de l'eau.....	13
II-Les modes d'assainissement liquide	14
1. L'assainissement autonome	14
2. L'assainissement collectif	15
III-Les systèmes d'assainissement liquide urbain.....	16
1. Système unitaire.....	16
2. Système séparatif	18
3. Le système pseudo-séparatif.....	19
4. Autres systèmes d'assainissement liquide	20
CHAPITRE2:Etat des lieux de l'assainissement au Maroc : Applicabilité des techniques alternatives en assainissement	21
I-Fonctionnement du réseau :	21
1. Mode d'assainissement :.....	21
2. Les systèmes d'assainissement liquide	22
II-Les concessionnaires de l'assainissement liquide au Maroc :	22
III-Les chiffres clés du réseau d'assainissement liquide :	23
1. Chiffres nationaux	23
2. Les chiffres par concessionnaire	25



Les techniques alternatives d'assainissement + assainissement liquide d'un site à Ouled Teima



IV-Les défaillances de ce réseau.....	31
V-Les actions entreprises pour pallier aux défaillances:	33
1. Le Programme National d'Assainissement (PNA)	33
2. Le Schéma Directeur National d'Assainissement Liquide (SDNAL)	39
CHAPITRE3:Les procédés usuels d'assainissement	40
I. Dimensionnement du réseau collectif d'eaux pluviales.....	40
1. Calcul des débits	40
2. Calcul des diamètres des conduites :	43
II. Dimensionnement du réseau d'eaux usées :	44
1. Calcul des débits.....	44
2. Calcul des diamètres des conduites :	45
CHAPITRE4:Les techniques alternatives en assainissement	47
I. Généralités sur les techniques alternatives	47
1. Définition.....	47
2. Principes de fonctionnement	47
II. Les techniques alternatives les plus courantes	48
1. Les bassins de rétention	48
2. Les noues	49
3. Les fossés.....	50
4. Retenue à la source : toits et chaussées	51
CHAPITRE5: Les méthodes de dimensionnement des bassins de rétention.....	52
I. Conditions d'exécution.....	52
1. Pour les bassins d'infiltration	52
2. Pour les bassins de régulation.....	53
II. Dimensionnement des bassins de rétention.....	53
1. Bases théoriques des méthodes de calcul des retenues.....	53
2. Démarche pratique de détermination du volume maximal.....	58
CHAPITRE6: Présentation du projet et étude des variantes	62
I. Présentation de la zone d'étude	62
1. Situation géographique	62
2. Climatologie.....	63



Les techniques alternatives d'assainissement + assainissement liquide d'un site à Ouled Teima



3. Topographie	64
4. Hydrogéologie	64
5. Hydrologie	65
II. Consistance du projet.....	65
III. conception du réseau d'assainissement	66
IV. Etude de la faisabilité des variantes de conception	66
1. Faisabilité de la variante 1 : assainissement en réseau séparatif par branchement au réseau collectif	66
2. Faisabilité de la variante 2 : assainissement en réseau séparatif par construction de bassin de rétention, puis épuration et réutilisation des eaux sur la parcelle	67
3. Faisabilité de la variante 3 : Aménagement de bassins de rétention pour les eaux pluviales et acheminement des eaux usées vers le réseau collectif	69
CHAPITRE7: Première variante de dimensionnement : assainissement par branchement au réseau collectif	70
I. Assainissement des eaux pluviales.....	70
1. Calcul des Débits	70
2. Dimensions de la canalisation correspondante à l'exutoire	72
II. Assainissement des eaux usées.....	73
1. Calcul des Débits	73
2. Dimensions de la canalisation correspondante à l'exutoire	78
3. Vérification de l'autocurage	78
CHAPITRE8:Deuxième variante : les bassins de rétention comme techniques alternatives	80
I. Bassin équivalent à tout le terrain	80
1. Choix de l'événement pluvieux	80
2. Coefficient d'apport Ca	80
3. Débit de fuite.....	81
4. Calcul du volume maximal à stocker	82
5. Détermination des dimensions du bassin de rétention correspondant.	83
II. Bassin pour le bloc A :	84
1. Choix de l'événement pluvieux	84
2. Coefficient d'apport Ca	84
3. Débit de fuite.....	85



Les techniques alternatives d'assainissement + assainissement liquide d'un site à Ouled Teima



4.	Calcul du volume maximal à stocker	85
III.	Bassins des autres blocs de la « zone immeubles »	85
1.	Choix de l'événement pluvieux	85
2.	Coefficient d'apport Ca	85
3.	Débit de fuite.....	88
4.	Calcul du volume maximal à stocker	88
IV.	Bassin pour les voiries la « zone Villa »	89
1.	Choix de l'événement pluvieux	89
2.	Coefficient d'apport Ca	89
3.	Débit de fuite.....	89
4.	Calcul du volume maximal à stocker	89
V.	Bassins pour les villas	90
1.	Choix de l'événement pluvieux	90
2.	Coefficient d'apport Ca	90
3.	Débit de fuite.....	91
4.	Calcul du volume maximal à stocker	91
	Conclusions.....	93
	Annexes	95
	Bibliographie	100
	Webographie.....	100

Liste des figures :

Figure 1: L'assainissement dans le cycle de l'eau	14
Figure 2: Schéma du réseau unitaire	17
Figure 3 : Schéma du système séparatif	18
Figure 4: Photos des inondations à Derb Soltane - El Fida (Casablanca) en 1996	32
Figure 5: Photos des inondations en 2002 à Mohammedia	32
Figure 6: Parts des différents postes d'investissement	34
Figure 7 : parts des différentes sources de financement	36
Figure 8: Evolution des tarifs de l'assainissement (DH/m ³)	37
Figure 9: résumé du Programme National d'Assainissement	38
Figure 10: Photos d'un bassin en eau et d'un bassin à sec	49
Figure 11: Courbe des hauteurs de pluie	54
Figure 12: Courbe enveloppe des précipitations	55
Figure 13: Détermin. graphique de la hauteur maximale de stockage par la méthode des pluies	56
Figure 14: Détermin. graphique de la hauteur maximale de stockage par la méthode des volumes	57
Figure 15: détermination de Δh_{max}	60
Figure 16: localisation du site d'étude	63
Figure 17: Diagramme climatique d'Ouled Teima	64
Figure 18: Forme du bassin de rétention	83
Figure 19 : Abaques de correspondance débitance diamètres de conduites pour les EP	96
Figure 20: Abaque de correspondance débitance diamètres de conduites des EU	97

Liste des tableaux

Tableau 1: Proportions de ces différents modes d'assainissement par types d'agglomérations.....	21
Tableau 2: concessionnaires de l'assainissement liquide au Maroc.....	22
Tableau 3: Chiffres clés du réseau d'assainissement liquide au Maroc.....	23
Tableau 4: Infrastructures de la Lydec en 2014	25
Tableau 5: Travaux de la Lydec en 2009	26
Tableau 6: Infrastructures et travaux de la RAMSA jusqu'en 2012 en KDH	27
Tableau 7: Indicateurs de la RADEEF en 2009.....	28
Tableau 8: Programme d'investissement de l'ONEP entre 2008 et 2010.....	31
Tableau 9: Les paramètres de la formule de Caquot	41
Tableau 10: coefficients de ruissellement élémentaires	42
Tableau 11: Dotations en eau potable de la RAMSA	45
Tableau 12: Possibilité d'infiltration et ordre de grandeur de la conductivité hydraulique	52
Tableau 13: Formulaire des étapes à suivre pour le calcul du volume maximal	58
Tableau 14: limites topographiques du terrain à assainir.....	62
Tableau 15: Concentrations de polluants dans les eaux usées urbaines.....	67
Tableau 16: Normes marocaines pour l'utilisation des eaux traitées en irrigation.....	68
Tableau 17: coefficient de ruissellement équivalent.....	70
Tableau 18: Paramètres de la formule de Caquot	71
Tableau 19 : les données pour l'application de la formule	72
Tableau 20: Les dotations d'eau potable	74
Tableau 21: Les hypothèses sur la population	75
Tableau 22: La consommation d'eau potable	76
Tableau 23: Les débits d'eaux usées	77
Tableau 24: Coefficients de ruissellement zone villa	81
Tableau 25 : Coefficient de ruissellement bloc A.....	84
Tableau 26: Coefficients de ruissellement des blocs immeubles.....	86
Tableau 27: Coefficients d'apport des blocs immeubles	87
Tableau 28: Volumes d'eau à stocker provenant la zone immeubles.....	88
Tableau 29: Volumes à stocker provenant de la voirie de la zone villa	90
Tableau 30: Volumes à stocker provenant de la zone villa	92



Liste des abréviations et symboles

LYDEC : Lyonnaise des eaux de Casablanca

PGO : pratiques de gestion optimale

IPCC: Intergovernmental Panel on Climate Change

C_a: coefficient d'apport

S_a : surface active

T : périodes de retour

IDF: Intensité - Durée – Fréquence

BR : bassin de rétention

K : Conductivité hydraulique

R : le rayon hydraulique

PVC : polychlorure de vinyle

CAO : Ciment Amiante ordinaire.

TN: terrain Naturel



INTRODUCTION GENERALE

Parmi ses nobles fonctions, l'ingénieur génie civil en général a à sa charge de bâtir des abris pour les personnes et leurs biens, de rendre ceux-ci accessibles, mais aussi de rendre agréable l'utilisation de ces différents ouvrages et cela, en veillant à minimiser les coûts aussi bien au niveau économique, social mais aussi sanitaire. Ainsi dans cette tâche de rendre l'environnement humain vivable par des moyens viables, l'ingénieur hydraulicien en particulier, après avoir assuré d'une part dans la desserte en eau potable, se doit d'autre part de maintenir l'équilibre du bilan hydrique en permettant l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales issues de la superficie concernée.

Il s'agit en effet pour l'ingénieur de recourir par priorité aux pratiques courantes dans les travaux qu'il mène, tout en respectant les normes fixées par le législateur ou le gestionnaire.

Ainsi dans notre projet il s'agira de procéder à l'assainissement d'un terrain de 35 hectares en commençant d'abord par les techniques usuelles puis les compléter par les techniques alternatives, non seulement pour trouver une solution dans le cas où les premières ne donnent pas satisfaction, mais aussi pour s'inscrire dans cette logique de protection de l'environnement et des pratiques de gestion optimisée (PGO) qui sont aujourd'hui incontournables.

Pour ce faire, au fil de ces 8 chapitres, nous commencerons par décrire la situation de l'assainissement au Maroc en nous basant sur les chiffres communiqués par les gestionnaires de ce domaine. Puis nous cerneront les méthodes de dimensionnement usuelles des réseaux d'assainissement au Maroc avant de poser les bases de dimensionnement des techniques alternatives que nous utiliserons, en l'occurrence les bassins de rétention. La fin sera consacrée à l'application des bases de dimensionnement préalablement établies sur un cas pratique qui est la viabilisation d'un terrain de 35 hectares par les techniques alternatives en assainissement.

CHAPITRE 1: Généralités sur l'assainissement liquide urbain.

I-Situation de l'assainissement dans le cycle de l'eau

Le cycle de l'eau, comprend plusieurs étapes. En commençant par l'évaporation des eaux, on peut les classer suivant l'enchaînement suivant :

- L'évapotranspiration : l'eau part de la forme liquide à la forme vapeur en s'évaporant des grands plans d'eaux tels que la mer, les cours d'eau, les lacs etc... et des flaques d'eau plus petites tels que les eaux stagnantes et les eaux d'irrigation, mais aussi par la transpiration des êtres vivants.
- L'accumulation en nuages
- La tombée sous forme de précipitation

Après cette étape plusieurs branches suivent :

- La restitution directe au milieu naturel : L'infiltration dans le sol, la tombée directe dans les grands plans d'eau et ruissellement vers ceux-ci
- Le captage et l'utilisation par les êtres vivants puis la restitution au milieu naturel
- Etc...

L'assainissement se situe dans cette étape de restitution au milieu naturel.

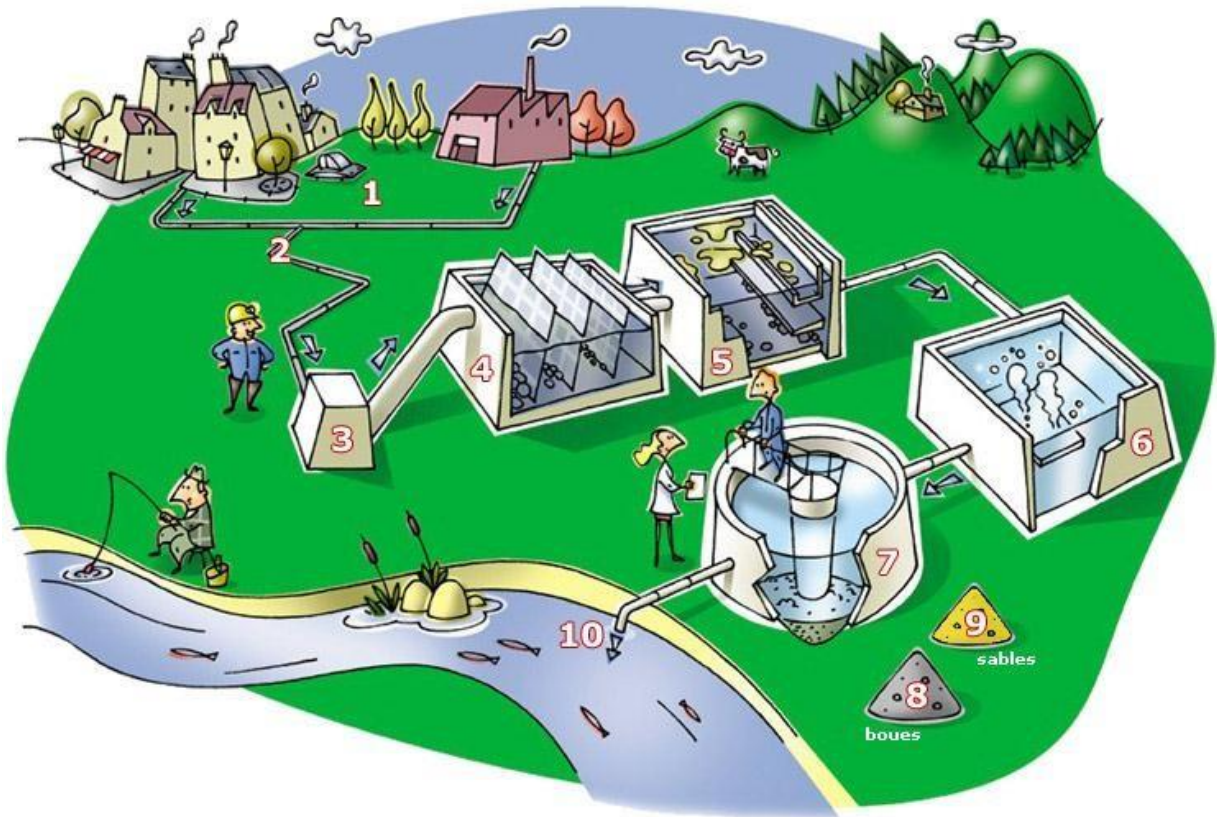


Figure 1: L'assainissement dans le cycle de l'eau ^[11]

II- Les modes d'assainissement liquide

On désigne par mode d'assainissement la manière dont on procède à l'assainissement d'une localité en termes de regroupement ou non des habitats et des terrains à assainir ainsi que la gestion du processus d'assainissement.

Aussi distingue-t-on deux modes d'assainissement :

1. L'assainissement autonome

L'assainissement autonome, également appelé assainissement individuel ou assainissement non collectif, consiste à traiter les eaux pluviales et usées directement sur le terrain à assainir. Dans les zones d'habitats dispersés, le recours à l'assainissement autonome constitue une alternative à la construction de réseaux d'assainissement. Un système individuel conforme à la réglementation, adapté au type de sol, à la surface disponible et correctement entretenu permet d'assurer une protection satisfaisante des milieux récepteurs



face à des rejets dispersés pour des coûts d'investissement largement inférieurs à ceux d'une desserte par réseau collectif.

Le système d'assainissement autonome a un certain nombre d'inconvénients:

- Coûte cher (par le coût des vidanges)
- Nécessite une alimentation en eau abondante et fiable sous canalisation
- N'est possible que pour des logements à faible densité
- Nécessite une vidange régulière des boues qui doivent être manipulées avec précaution.

2. L'assainissement collectif

C'est un mode d'assainissement dans lequel on collecte les eaux pluviales et usées effluentes de plusieurs habitats. Celles-ci sont collectées et regroupées et acheminées vers un exutoire en passant par diverses installations dépendant du système d'assainissement adopté. Elles sont en générales à la charge de la collectivité publique qui peut léguer leurs gestions à des organismes tiers.

L'assainissement collectif se rencontre davantage dans les grandes agglomérations où leur installation s'impose souvent du fait du manque d'espace pour pratiquer l'assainissement autonome et aussi l'investissement requis est beaucoup plus rentable vu que l'on procèdera au branchement de nombreux logements qui sont à proximité les uns des autres. Il s'agit des systèmes qui collectent les eaux usées d'une zone comprenant un grand nombre de logements pour les amener à une station d'épuration.

Il donne lieu à plusieurs systèmes d'assainissement tels :

- le système unitaire
- le système séparatif
- le système pseudo-séparatif

Le choix du mode d'assainissement liquide est influencé entre autres par la typologie de l'habitat et les conditions socioéconomiques de l'utilisateur. La différence entre les modes d'assainissement est d'autant plus marquée que l'on est en présence de quartiers à habitat planifié, équipé de réseaux et de stations d'épuration, mais autour desquels se sont progressivement développés des quartiers à habitat spontané.

III-Les systèmes d'assainissement liquide urbain

On désigne par type ou système d'assainissement la manière de collecter les eaux pluviales et usées en termes de séparation ou non de ces deux types d'eaux dans les canalisations et autres ouvrages constitutif du réseau d'assainissement. On distingue trois (3) principaux systèmes d'assainissement liquide qui sont le système séparatif, le système unitaire et le système pseudo- séparatif.

Les systèmes d'assainissement doivent répondre aux objectifs suivants :

- protéger la population et le milieu naturel contre les risques sanitaires liés aux eaux polluées;
- diminuer les rejets anthropogènes dans le milieu naturel;
- conserver ou rétablir un régime hydrologique aussi naturel que possible dans les zones urbanisées;
- obtenir une gestion optimale des eaux pluviales, si possible au niveau du bien-fonds, en vue de minimiser les dégâts liés aux événements de pluie exceptionnels et d'intégrer les eaux pluviales en tant qu'élément du paysage urbain.

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge.

On distingue :

1. Système unitaire

1.1 Définition

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

Les réseaux unitaires posent certains problèmes. L'installation de station d'épuration est souvent confrontée à des critères de choix des débits des effluents et de leur qualité. Et lorsque ces ouvrages existent, les déversoirs d'orage et les stations d'épuration sont débordés lors des fortes précipitations.



Figure 2: Schéma du réseau unitaire ^[12]

1.2 Avantages et inconvénients

Même s'il permet d'économiser la construction d'un réseau d'eau usée, ce système n'est pas adapté au pays de courte saison des pluies. En effet le réseau doit être dimensionné pour des débits d'eaux pluviales et convient mal aux eaux usées qui y transitent pourtant seules la majeure partie du temps. Les conditions d'autocurage n'étant pas requises pour le dimensionnement de ce type de réseau, la rareté des pluies fait que cet autocurage ne s'effectue pas.

Le mélange des eaux de pluie avec les eaux usées provoque une réduction des concentrations qui nuit à l'efficacité de l'épuration. D'autre part, le débit important des eaux engendre une surcharge par rapport au dimensionnement de la station d'épuration et, très fréquemment, des déversements directs des eaux non traitées dans le milieu naturel.

Par ailleurs, la mise en charge d'un réseau unitaire suite à une pluie exceptionnelle peut provoquer une submersion des voies et des habitations avec des eaux collectant des excréta.

Souvent, les réseaux unitaires sont des solutions d'un réseau séparatif initialement conçu pour collecter les eaux pluviales, dans les cas suivants :

- aucune solution viable n'a été proposée aux populations pour l'assainissement des eaux usées, débouchant sur un règlement de l'assainissement.

- la gestion du réseau par l'exploitant au cas où ce réseau existe et est défaillante : il n'a pas contrôlé le raccordement conforme des habitations au réseau.

2. Système séparatif

2.1 Définition

Le réseau séparatif distingue la collecte des eaux usées de celle des eaux de pluie. Une canalisation est donc réservée à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux ménagères) auxquelles peuvent se joindre, sous certaines conditions, des eaux industrielles quand elles ont des caractéristiques proches de celles des eaux domestiques.

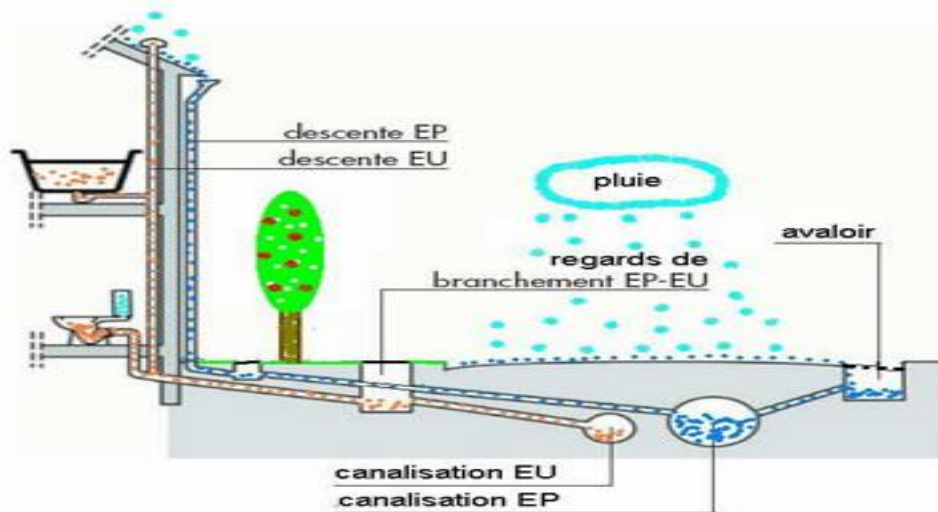


Figure 3 : Schéma du système séparatif ^[12]

Le réseau séparatif se trouve souvent complémentaire du réseau unitaire lors des extensions des villes et de la modernisation des réseaux.

Le principe du système d'assainissement séparatif est d'organiser la collecte des eaux pluviales et usées des habitats, voiries et équipement de façon à les conduire les eaux usées vers une station d'épuration s'il en existe et les eaux pluviales des bassins de rétention et des exutoires naturels. L'objectif de l'assainissement restant de débarrasser le milieu urbain des eaux qui peuvent devenir une nuisance en causant le moindre de dommages possible à l'environnement.

2.2 Avantages et inconvénients

L'individualisation des réseaux d'eaux usées et d'eaux pluviales présente des avantages :

- la régularité du débit et de la qualité des effluents EU dans le temps, qui facilite la gestion de la station d'épuration.
- La mise en place d'un réseau d'eaux usées de petites sections par rapport au réseau unitaire et adapté à l'évacuation de faibles débits respectant les conditions d'autocurage.

Toutefois ce système présente aussi des inconvénients parmi lesquels:

- la grande largeur des tranchées
- une plus grande quantité de canalisation
- Le coût élevé de la mise en place

Ces inconvénients se résument donc aux coûts élevés des canalisations.

3. Le système pseudo-séparatif

3.1 Définition

C'est un système séparatif modifié qui permet d'admettre dans le réseau d'eaux usées des concessions les eaux de ruissellement provenant des toitures, des cours, des jardins et des eaux domestiques. Par contre les eaux de ruissellement des voies publiques et espaces libres sont évacuées séparément dans un réseau pluvial.

3.2 Avantages et inconvénients

Ce système permet l'économie la réalisation d'un branchement eau pluviale en plus du branchement eau usée et simplifie la surveillance des raccordements des usagers du réseau. C'est souvent un système dérivé du système séparatif, qui s'est imposé de fait en l'absence de contrôle de conformité des raccordements. Il peut aussi s'agir d'un réseau initialement unitaire qui a subi une évolution lors des travaux de voirie (un réseau spécifique a été construit pour évoluer vers un réseau séparatif) ou pour soulager le réseau initial saturé.

On trouve aussi d'autres systèmes d'assainissement mais qui sont moins connus que ceux précités. Parmi eux, on compte : le système mixte, composite etc...

4. Autres systèmes d'assainissement liquide

On note également l'existence de d'autres systèmes d'assainissement moins répandus tels que :

➤ **Système mixte :**

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

➤ **Système composite :**

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

➤ **Systèmes spéciaux :**

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue :

➤ **Système sous pression sur la totalité du parcours :**

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

➤ **Système sous dépression :**

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

CHAPITRE 2: Etat des lieux de l'assainissement au Maroc :

Applicabilité des techniques alternatives en assainissement

I-Fonctionnement du réseau :

1. Mode d'assainissement :

L'assainissement au Maroc présente une dominance de l'assainissement collectif. Ce mode d'assainissement se rencontre surtout dans le milieu urbain. En effet, en 2000, 80% des centres urbains sont assainies par assainissement collectif ; Ce qui représente 97% de la population.

Quant à l'assainissement autonome, il ne représentait à cette date que 20% des ménages urbains assainis, ceux-ci n'abritant que 3% de la population. Nous présentons ici les proportions de ces différents modes d'assainissement en fonction de la taille des agglomérations.

Tableau 1: Proportions de ces différents modes d'assainissement par types d'agglomérations ^[1]

	Grandes villes		Centres urbains moyens		Petits centres urbains	
	Nombre de centres assainis (en %)	Pourcentage de la population	Nombre de centres assainis (en %)	Pourcentage de la population	Nombre de centres assainis (en %)	Pourcentage de la population
Assainissement Collectif	100	100	98	99	74	79
Assainissement Autonome	0	0	2	1	16	21

2. Les systèmes d'assainissement liquide

Le développement économique du Maroc s'accompagne d'une forte urbanisation. Ce phénomène accéléré nécessite la mise en place d'infrastructures incontournables dont un réseau d'assainissement adéquat, respectant les normes du développement propre et durable.

Le système d'assainissement au Maroc présente deux types de réseaux : les réseaux séparatifs d'eaux pluviales et d'eaux usées dans les nouveaux lotissements et les réseaux unitaires dans les réseaux anciens et les médinas.

Les centres urbains marocains présentent une dominance, du réseau unitaire. Ce type de réseau se rencontre dans 68% des ménages abritant 83% de la population.

Le réseau séparatif pur ne se rencontre que dans 16% des ménages ; ceux-ci abritent 5% de la population urbaine. Le reste des centres urbains dispose d'un réseau mixte avec généralement une prédominance du système unitaire.

II-Les concessionnaires de l'assainissement liquide au Maroc :

Le tableau suivant regroupe les concessionnaires de l'assainissement liquide au Maroc :

Tableau 2: concessionnaires de l'assainissement liquide au Maroc ^[2]

Villes	Concessionnaires
Casablanca	Lydec
Rabat/Salé	Redal
Tanger/Tétouan	Amendis

11 localités	Régies municipales autonomes :
Agadir	RAMSA
Marrakech	RADEEMA
Fès	RADEEF
Meknès	RADEEM
Kenitra	RAK
Safi	RADEES
El Jadida	RADEEJ
Larache	RADEEL
Tadla/Béni-Mellal	RADEET
Oujda	RADEEO
Chaouia-Settat	RADEEC
Autres villes et communes rurales	ONEP

III-Les chiffres clés du réseau d'assainissement liquide :

1. Chiffres nationaux

Tableau 3: Chiffres clés du réseau d'assainissement liquide au Maroc ^[3]

Taux de desserte (accès à une source améliorée d'eau potable)	82 % (2004)
Taux de raccordement aux services d'égouts	70%
Continuité du service d'eau potable en milieu urbain	près de 100 % (estimé)
Consommation moyenne par jour (l/j/h)	71 L/j/hab.
Prix moyen de l'eau en USD/m ³)	entre 0,29 et 0,66 (3,20 et 7,18 dirhams) en 2008

Part des branchements avec compteurs	près de 100 % (estimé)
Montant investi annuellement dans l'eau et l'assainissement	5,7 milliards de dirhams (687 millions de USD), correspondant à 22 USD par personne (2005)
Part financée par le prix de l'eau	Faible
Part financée par le budget général	Environ 30% du PNA avec les collectivités publiques
Part financée par des apports extérieurs	Elevé

Institutions	
Responsable de la politique sectorielle de l'eau	Ministère de l'Énergie, des Mines, de l'Eau et de l'Environnement pour la gestion des ressources en eau
Régulateur national	Aucune institution dédiée, mais certaines fonctions de régulation sont confiées au ministère de l'Intérieur
Exploitation du service en milieu urbain	Un opérateur national, l'ONEP, 4 opérateurs privés (LYDEC, Redal, Amendis et SMD) et 12 Régies

Accès à l'eau	Urbain	Rural
Robinet dans l'habitation	82,6 %	18,1 %
Robinet dans le jardin	2,6 %	1,7 %
Eau en bouteille	0,6 %	0,3 %
Borne Fontaine	10,8 %	11 %
Puits protégés	0,8 %	13,5 %
Puits ouverts	1 %	26,6 %
Sources	0,9 %	17,2 %
Rivières ou ruisseaux	0,0 %	5,4 %
Lacs, réservoirs de barrages	0,0 %	0,3 %

Eau de pluie	0,0 %	4,0 %
Camion citernes	0,6 %	1,5 %
Autre	0,1 %	0,4 %
Total	100 %	100 %

2. Les chiffres par concessionnaire

Lydec

Par une délibération du Conseil de la Communauté Urbaine de Casablanca, adoptée à l'unanimité le 15 avril 1997, la LYDEC ou Lyonnaise des eaux de Casablanca s'est vu confier, pour une durée de 30 ans la gestion déléguée de la distribution d'électricité, d'eau potable et du service d'assainissement liquide à Casablanca et Mohammedia. LYDEC a commencé ses activités le 1er Août 1997. Elle assure la gestion de l'assainissement liquide de la ville à travers :

- 4058 km de collecteurs ;
- 29 stations d'assainissement qui envoient les eaux usées vers la station de prétraitement d'El Hank.

Les infrastructures de la Lydec:

Tableau 4: Infrastructures de la Lydec en 2014 ^[13]

Longueurs de collecteurs	Stations de relèvement des EU	Stations de prétraitement des EU	pompes	Bassins de stockage des EP
3748 km	55	2	133	39=>500000 m3

Les travaux réalisés au cours de l'année 2009 :

Tableau 5: Travaux de la Lydec en 2009 ^[13]

Grands Collecteurs nettoyés	Réseaux 2ndaire et 3aire curées	Canalisations renouvelées et renforcées	Canalisations posées en extension	Canalisations posées en lotissements	Branchement projet INDH-Inmae	Branchement total grand public
9,25 km	349 km	11,1 km	61,1km	203,8	4931	5459

RAMSA

La RAMSA est créée en 1982 pour assurer dans une première phase la distribution de l'eau potable dans le Grand Agadir. La gestion des installations d'Assainissement des eaux usées des communes formant le Grand Agadir a été confiée à la RAMSA en 1993.

La zone d'action de la RAMSA comporte selon le découpage communal 4 communes urbaines et une commune rurale :

- Commune Urbaine d'Agadir (regroupant Agadir, Anza, Tikiouine et Bensergao)
- Commune Rurale d'Aourir
- Commune Urbaine de Dcheira
- Commune Urbaine d'Inezgane
- Commune Urbaine d'Ait Melloul

La RAMSA assure également la gestion des réseaux eau et assainissement du projet HALIOPOLIS situé dans la commune de DRARGA et mitoyen au projet de la ville de TAGADIRT et la nouvelle station touristique de Taghazout.

La population du Grand Agadir est d'environ 900.000 habitations et atteindrait plus de 1 Million d'habitant en l'an 2020. Le nombre d'abonnés est estimé à 234 282 à fin 2015.^[D]

Les infrastructures de la Ramsa:

Tableau 6: Infrastructures et travaux de la RAMSA jusqu'en 2012 en KDH ^[14]

	2008	2009	2010	2011	2012
Infrastructure	24 775	31 420	31 490	37 620	37 540
Répartition et distribution	11 644	14 350	15 700	19 280	19 640
Moyens d'exploitation	1 657	3 796	2 670	1 130	1 965
Travaux remboursables	44 613	55 066	54 760	62 330	63 755
Total	216 769				

RADEEMA

La RADEEMA assure la distribution d'électricité, d'eau potable et la gestion du service d'assainissement liquide au niveau de la ville de Marrakech. Elle a la gestion de 122 206 branchements d'assainissement liquide.

Le linéaire total des réseaux de distribution et de collecte d'eau en 2013 est de 6 682 Km répartis comme suit :

- Eau potable: 1 997 Km
- Assainissement : 1 940 Km

Les principales actions entreprises et réalisées durant cette période ont permis de résoudre de sérieux problèmes d'électricité, d'eau potable et d'assainissement liquide. Elles ont concerné notamment le renforcement des infrastructures de base, la sécurité d'alimentation en eau, le renouvellement des réseaux défectueux, la protection de l'environnement. Le linéaire total des réseaux de collecte d'eau d'assainissement évolue fortement d'année en année. Rien que sur la période 2013-2014 les chiffres sont :

Rapport de gestion 2013 : 1 696 Km

Rapport de gestion 2014 : 1 940 Km

Le montant consolidé des investissements réalisés en 2013 s'élève à 518 MDH contre 461 MDH en 2014, soit une augmentation de 12% et un cumul de 1 753 MDH durant les cinq dernières années. ^[E]

RADEEF

La Régie Autonome intercommunale de Distribution d'Eau et d'Electricité de la wilaya de Fès (RADEEF) est un établissement public à caractère industriel et commercial, doté de la personnalité morale et de l'autonomie financière, placé sous la tutelle du Ministère de l'Intérieur.

La RADEEF assure la distribution de l'eau et de l'électricité ainsi que la gestion du réseau d'assainissement liquide l'intérieur de la ville de Fès et de la commune Ain Chkef. Elle est en outre chargée de la distribution de l'eau potable dans les communes urbaines de Sefrou et Bhalil ainsi que dans les communes rurales suivantes : Bir Tam-Tam, Ras Tabouda, Sidi Harazem, Ain Timgnai, Ouled Tayeb, Douar Ait Taleb et Douar Ait El Kadi.

Tableau 7: Indicateurs de la RADEEF en 2009 ^[15]

Longueur du réseau (Km)	1 731
Stations de traitement	3
Stations de relevage	2
Nombre de branchements	120 175
Taux de desserte	96 %

RAK

La ville de Kenitra est divisée principalement en six grands bassins.

- Le bassin versant A draine la zone industrielle située au Nord-Est d'une superficie de 225 ha;
- Le bassin versant B, de forme très allongée, est long de 4 km environ. Son collecteur principal draine une superficie totale de 250 ha;
- Le bassin versant C, d'une superficie de 145 ha, draine la nouvelle médina;
- Le bassin versant D, drainé par le collecteur D de l'avenue Mohamed Diouri et par le collecteur D1 du Boulevard Moulay Youssef, totalise une superficie de 470 ha;
- Le bassin versant E draine le quartier Val Fleury d'une superficie de 110 ha ;
- Le bassin versant F situé à l'Ouest de Kenitra draine les lotissements récemment construits (Bir Rami, Ouled Oujih, la zone industrielle de Bir Rami,...) et s'étend sur une superficie de l'ordre de 1 200 ha.



Traitement et rejet des eaux usées:

Les eaux usées de l'agglomération de Kenitra sont actuellement entièrement rejetées sans traitement dans l'oued Sebou.

Réseau de collecte des eaux usées et pluviales:

La ville de Kenitra est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire qui couvre la quasi-totalité de la ville. Le linéaire du réseau est de 646.2 km se répartissant comme suit :

Réseau d'ossature primaire et secondaire : 90.6 km

Réseau tertiaire : 555.6 km ^[16]

RADEEJ

La RADEEJ a mené de nombreux travaux parmi lesquels on compte:

- Reprise de la gestion des réseaux d'assainissement liquide des villes d'Azemmour, Sidi Bennour et des centres d'Oualidia et Ouled Frej.
- Achèvement des travaux de délestage du collecteur de la ville basse par la réalisation du déversoir d'orage Ennakhil et le renforcement du déversoir d'orage du port avec l'augmentation de la capacité de transit totale à 10m³/s.
- Achèvement des travaux de restructuration et de renforcement des collecteurs de la place Mohamed V, de l'avenue Hassan II et de l'avenue Mohamed V.
- Interception des eaux pluviales à la limite des bassins versants de la ville haute et de la ville basse pour soulager le collecteur principal.
- Lancement des travaux d'équipement en assainissement liquide de la zone Nord-Est de la ville d'El Jadida (côté camping international)
- Lancement des travaux de réhabilitation du collecteur principal de l'avenue Mohamed VI et Boulevard de Suez.
- Le délestage des eaux pluviales de la zone industrielle.
- La réhabilitation des réseaux des quartiers Mellah, quartier Hajjar et Si Tibari(en cours), Avenue Ibn Khaldoun, Derb Ben Chadlia.
- La mise à niveau des regards de visite et la création de nouvelles bouches d'égout.
- Poursuite du programme de curage annuel du réseau pour la suppression des odeurs nauséabondes et l'amélioration des conditions de vie des citoyens dans les villes d'El Jadida et Azemmour et Sidi Bennour.



- Renouvellement gratuit des branchements vétustes
- Réalisation des études pour la construction d'un intercepteur de rejets le long de la corniche de la ville d'El Jadida.
- Lancement des travaux de la tranche d'urgence issue du schéma directeur de l'assainissement liquide du centre d'Oualidia par l'équipement de la partie basse par un système d'assainissement semi collectif.

RADEET

Le taux de branchement au réseau d'assainissement dans la région de Béni Mellal ne cesse de croître. Ce taux était de 63% en 2006. Les projections donnaient un taux de croissance de 0,75% par an soit 64%, 65% et 66% respectivement en 2007, 2008 et 2010.

Mais avec le programme de l'INDH et les efforts consentis dans le cadre de ce programme dans la région de Béni Mellal ces prévisions ont été revues à la hausse. Ce qui donne avec la réalisation de ce programme, les taux de branchement de : 68%, 72%, 77% et 81% respectivement en 2007, 2008, 2009 et 2010.

RADEEO

La ville d'Oujda est dotée d'un réseau d'assainissement liquide unitaire, qui dessert environ 96% de la population.

Ce réseau est constitué de 15 collecteurs d'ossature (49 km environ) drainant chacun un bassin versant et d'un réseau de collecte assez développé qui totalise environ 927.38 Km.

Le diagnostic physique et hydraulique du réseau effectué en 2002, dans le cadre de l'étude de Schéma Directeur d'Assainissement Liquide de la ville d'Oujda a permis de relever les observations suivantes :

- Dégradation des structures allant de l'absence des équipements aux fissurations de regards, effondrements localisés de collecteurs et pénétration des racines dans les regards,
- Colmatage plus ou moins avancé des collecteurs,
- Mise en charge en temps de pluie et débordements par engorgements des collecteurs,
- Présence de nombreux étranglements et d'angles droits,



- Présence de plusieurs zones en Contrebas ne pouvant pas être raccordées gravitairement au réseau d'assainissement,
- La capacité des réseaux de la ville est inférieure à une capacité biennale,
- Rejet direct des eaux usées dans l'oued Bounaim sans aucun traitement.

ONEP

L'ONEP intervient dans le domaine de l'assainissement liquide en vue d'assurer la protection des ressources et d'améliorer les conditions sanitaires des populations dans le cadre d'une vision de gestion intégrée du cycle de l'eau.

L'Office a mis au point un plan de développement de 15 milliards de Dhs visant à activer la réalisation des projets d'assainissement liquide à l'horizon 2015 dans l'ensemble des communes dans lesquelles il assure la distribution d'eau potable.

L'ONEP assure le service de l'assainissement dans plus de 41 communes totalisant plus de 1,7 millions d'habitants.

Programme d'investissement 2008-2010:

Les projets de l'Office dans ce domaine intègrent systématiquement les trois composantes nécessaires à tout projet viable et durable, à savoir : la collecte, le transport et surtout l'épuration des eaux usées avant leur restitution vers le milieu naturel.

Tableau 8:Programme d'investissement de l'ONEP entre 2008 et 2010 ^[3]

2008	2009	2010	Total période 2008-2010
983 MDH	914 MDH	1 052 MDH	2 949 MDH

IV-Les défaillances de ce réseau

Les cinquante dernières années ont vu une augmentation nette de la fréquence des inondations au Maroc. La période 1975-2004 s'est distinguée par la nature excessive des rares années humides avec une pluviométrie très forte et concentrée sur de très courtes périodes de l'année. Des centaines de millimètres d'eau sont tombés dans des régions arides en quelques jours et rien pour le reste de l'année.

Le phénomène des inondations au Maroc a commencé à être ressenti plus fortement durant les deux dernières décennies, en raison d'une part, de la croissance démographique, de l'essor économique et du développement urbain, agricole, industriel et touristique qui entraînent une occupation croissante des zones vulnérables et d'autre part, de l'aggravation des phénomènes extrêmes (sécheresse et crues) suite aux changements climatiques engendrant de forts orages localisés à l'origine de crues rapides et violentes.



Figure 4: Photos des inondations à Derb Soltane - El Fida (Casablanca) en 1996

Lors de la semaine du 20 au 27 novembre 2002 le Maroc a connu l'une des plus importantes inondations de son histoire avec des dégâts matériels et humains considérables:

- Au moins 63 morts, 26 disparus, des dizaines de blessés;
- Des pertes importantes au niveau de l'habitat (24 habitations effondrées; 373 inondés;
- Des centaines d'hectares de terres agricoles endommagés; des centaines de têtes de bétail emportées;
- Des unités industrielles subissant de graves dégâts notamment à Berrechid et Mohammedia : dans cette ville, la plus importante raffinerie du royaume (La SAMIR) a pris feu ce qui représenterait plus de 300 millions USD en pertes.



Figure 5: Photos des inondations en 2002 à Mohammedia



La région de la grande Casablanca est menacée par le phénomène des inondations et plus particulièrement certaines zones de ladite région, notamment Berrechid et l'Aéroport Mohammed V sont de plus en plus menacées par les inondations de l'oued Bouskoura et des oueds à l'amont de Berrechid (Tamedroust, El Himer, Mazer et Touijine).

Le Maroc prend déjà des mesures rigoureuses pour lutter contre ce fléau à travers la réalisation de barrages. Cependant ces mesures ont besoin d'être renforcées à la source. La récupération des eaux pluviales en est une solution.

V-Les actions entreprises pour pallier aux défaillances:

Depuis bien des années déjà, le Maroc s'attèle à mettre en place des solutions problèmes liés à l'assainissement aussi bien urbain que rural. Celles-ci se concrétisent à travers la mise en place d'un certain nombre d'organismes et de programmes affectés à des tâches précises afin de régler des défaillances préalablement répertoriées. C'est ainsi que l'on a pu assister successivement à la concession du secteur de l'assainissement à des entreprises privées dans certains grands centres urbain, puis à la mise en place du Schéma Directeur National de l'assainissement liquide (SDNAL), puis le Programme National d'Assainissement Liquide (PNA) puis les PDAIRES.

1. Le Programme National d'Assainissement (PNA)

Au Maroc, le secteur de l'assainissement liquide accuse un retard considérable, ce qui porte un préjudice grave à la préservation des ressources en eaux et à l'environnement de manière générale. En effet, en 2005 un volume de 600 Millions de m³ d'eaux usées urbaines a été rejeté sans traitement préalable.

Dans ce sens un Programme National d'Assainissement Liquide et d'Épuration des Eaux Usées (PNA) a été élaboré en 2005, visant à évaluer globalement les coûts de réalisation et de maintenance, et de classer les différents centres selon les priorités conjointement par le Ministère de l'Intérieur et le Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Eau et de l'Environnement.

Objectifs :

Ce programme vise deux objectifs principaux à l'horizon 2015 :

- atteindre un niveau de raccordement global au réseau de 80 % en milieu urbain ;
- rabattre la pollution domestique de 60 % en 2010 et 80% en 2015.

1.1 Consistances physiques et financières du programme

Le programme concerne 260 villes et centres urbains, dont le service d'assainissement est géré par les communes, l'ONEP ou les régions, totalisant une population de plus de 10 millions d'habitants en 2005. Il n'inclut pas les centres dont le service d'assainissement est géré par des concessionnaires privés.

Le montant du programme d'investissement est de l'ordre de 43 Milliards de Dirhams, répartis comme suit :

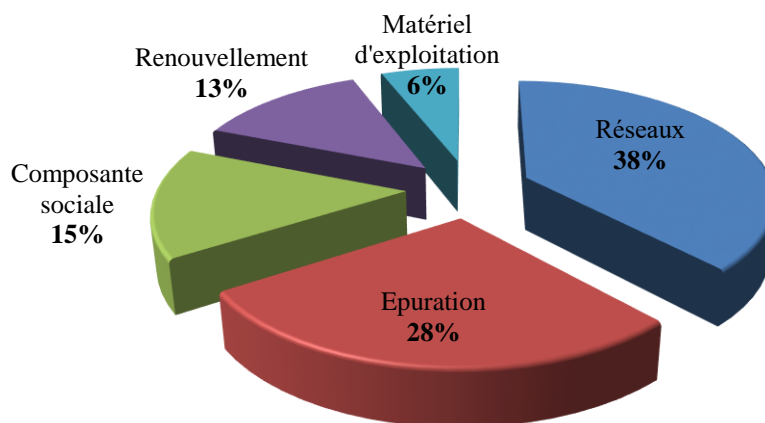


Figure 6: Parts des différents postes d'investissement ^[4]

La mise en œuvre nécessite la réalisation des investissements suivants :

- Des investissements dans les réseaux d'assainissement d'un montant de 16,1 Milliards de dirhams et comprenant :
 - La réhabilitation et le curage initial du réseau.
 - L'assainissement des quartiers non assainis.
 - L'extension du réseau d'ossature.
 - L'extension du réseau de desserte et des branchements.



Les techniques alternatives d'assainissement + assainissement liquide d'un site à Ouled Teima



- La restructuration et le renforcement du réseau pluvial ;
 - L'interception et le pompage.
- Des investissements en épuration d'un montant de 11,9 Milliards de dirhams et comprenant :
- Le prétraitement ;
 - Le traitement primaire ;
 - Le traitement secondaire ;
 - Le traitement tertiaire ;
 - L'émissaire en mer (Grandes Villes côtières de plus de 100 000 habitants).
- Des frais de renouvellement d'un montant de 5,6 Milliards de dirhams.
- Des investissements dans la composante sociale d'un montant de 6,8 Milliards de dirhams qui s'inscrivent dans le cadre de l'INDH, cette dernière prévoit notamment l'élargissement de l'accès à l'assainissement dans 250 quartiers urbains pauvres et 360 communes rurales démunies, ces investissements comprennent :
- L'extension des réseaux d'assainissement dans les quartiers urbains pauvres ;
 - Une augmentation conséquente du nombre de branchements dans ces quartiers;
 - La réalisation d'un assainissement autonome adéquat pour les communes rurales pauvres.
- L'acquisition de matériel d'exploitation d'un montant de 2,6 Milliards de dirhams. ^[4]

1.2 Financement du programme

Pour la mise en œuvre de ce programme, le gouvernement a adopté un plan triennal couvrant la période 2006-2008. Ainsi des subventions de l'Etat sont accordées annuellement pour la réalisation des programmes d'assainissement liquide et d'épuration des eaux usées par le biais de :

- Ministère de l'Aménagement du Territoire de l'Eau et de l'Environnement ;
- Ministère de l'intérieur.

Dans un cadre partenarial avec les intervenants suivants :

- Fonds solidarité habitat ;

- Fonds Hassan II pour le Développement Economique et Social ;
- Taxes sur les concessions des carrières situées dans le Domaine Public Hydraulique et les concessions de production d'eau potable.

Globalement le financement de ce programme dont le coût se situe autour de 43 milliards de dirhams pourra se faire selon le scénario suivant :

- Une part de financement du programme est assurée par les usagers, via les tarifs ;
- Le budget général de l'Etat et les institutionnels devront supporter le complément de financement de ce programme.

La figure représente la part de chaque source de financement du programme :

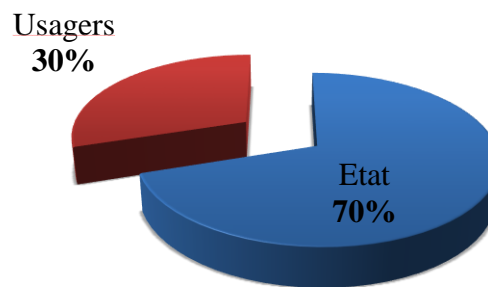


Figure 7 : parts des différentes sources de financement ^[4]

Il reste à noter que la part des usagers dans le financement se fera à travers la mise en place d'une tarification adéquate. Des révisions des tarifs d'assainissement, qui se situent à 2DH en moyenne en 2005 pour atteindre environ 3,5 DH en 2020, en parallèle avec une amélioration de la gestion.

Ces augmentations des tarifs assureront la part d'autofinancement du programme et le remboursement des prêts.

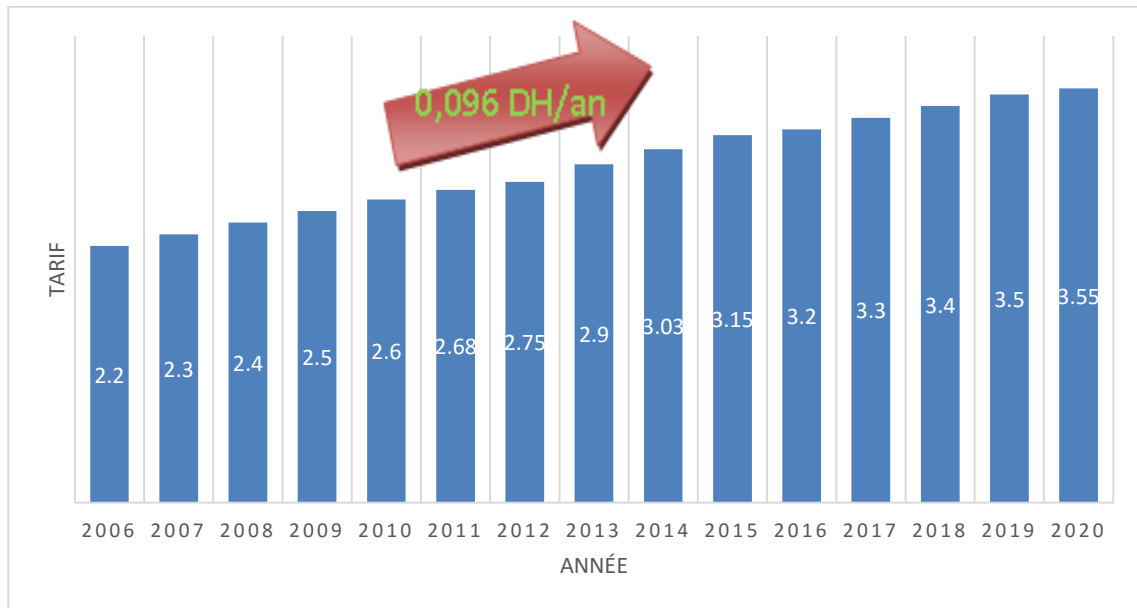


Figure 8: Evolution des tarifs de l'assainissement (DH/m³) [4]

1.3 Principaux apports du programme

Outre sa contribution à une avancée remarquable du Maroc en termes d'équipements d'assainissement et d'épuration des eaux usées, ce programme permettra des avancées parallèles sur plusieurs secteurs, notamment :

- Le budget de l'Etat : Ce programme aura un impact positif sur les recettes de l'Etat (IGR, IS, TVA) de l'ordre de 380 millions de dirhams par an
- La promotion des activités économiques : L'ensemble des activités économiques liées au secteur de l'assainissement liquide et de l'épuration des eaux usées (génie civil, équipements électriques et électromécaniques...) connaîtront un développement qui induira le renforcement des entités existantes œuvrant dans le secteur et la création de nouvelles structures.
- La création d'emplois : La conception, la réalisation et l'exploitation des ouvrages à réaliser dans le cadre de ce programme a impliqué la création de plus de 10 000 emplois, dont plus de 2 600 cadres et agents de maîtrise.
- Le développement touristique : Ce programme contribuera au développement touristique du Maroc, en particulier pour sa composante balnéaire, il pourra ainsi créer des conditions propices pour :

-drainer 10 millions de touristes à l'horizon 2010.

-mettre à niveau les plages à l'échelle nationale.

-réaliser les principaux programmes de développement des sites touristiques et balnéaires au Maroc.

- La réduction de la dégradation environnementale : La mise en place de ce programme conduira à une réduction significative de la dégradation de l'environnement, et après sa réalisation, la pollution sera réduite de 100% pour les villes côtières et de 60% pour les centres situés à l'intérieur du pays.
- La réduction des risques sanitaires : Les rejets d'eaux usées épurées dans le milieu naturel après réalisation du programme réduiront sensiblement les risques sanitaires pour les populations vivant à proximité des points de rejets.
- La possibilité de réutilisation des eaux usées épurées : Dans le cadre de la promotion des projets intégrés et afin de mieux valoriser les projets d'assainissement et d'épuration des eaux usées, il est indispensable de promouvoir la réutilisation des eaux épurées dans l'irrigation. Le potentiel en eau épurée pourrait permettre la création de petits projets d'irrigation, d'une superficie globale de l'ordre de 60 000 hectares.

1.4 Résumé du PNA

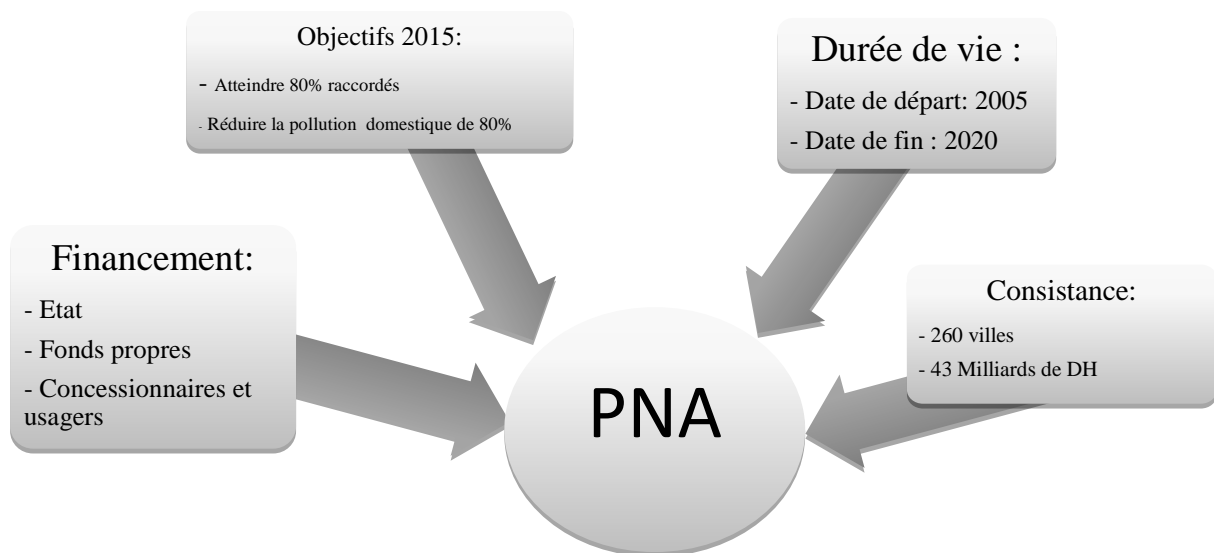


Figure 9: résumé du Programme National d'Assainissement ^[4]



2. Le Schéma Directeur National d'Assainissement Liquide (SDNAL)

Afin d'asseoir une stratégie cohérente de gestion du secteur de l'assainissement aux horizons 2005 et 2015 répondant aux objectifs précités et profitant d'autre part de l'expérience accumulée dans ce domaine durant ces dernières décennies, l'étude du SDNAL vise la réalisation des objectifs suivants.

- l'analyse de la situation actuelle de l'assainissement, et l'établissement d'un programme de travaux pour la décennie suivante.
- l'analyse du mode opératoire actuel dans les domaines administratifs et techniques.
- la gestion et financement de l'assainissement.
- la coordination avec les études de plans directeurs d'assainissement des grandes villes.

L'étude du Schéma Directeur National d'Assainissement Liquide (SDNAL) s'efforcera de traiter en détail tous ces aspects pour recommander une stratégie à adopter pour les prochaines décennies, en indiquant les moyens et outils à élaborer pour le développement de ce secteur stratégique.

Ce Schéma Directeur National de l'Assainissement liquide se décline en Schémas Directeurs pour les différentes villes du Maroc élaborés par les autorités communales de ces différentes villes. ^[5]

CHAPITRE3:Les procédés usuels d'assainissement

I. Dimensionnement du réseau collectif d'eaux pluviales

Comme indiqué dans le chapitre précédent le réseau peut être unitaire ou séparatif. Dans le cas où il est séparatif, on procèdera au dimensionnement du réseau d'eaux pluviales à partir des débits d'eaux pluviales et dans le cas où il est unitaire le dimensionnement des conduites se fera avec les débits des eaux pluviales car ceux-ci sont les plus importants.

1. Calcul des débits

Une fois que l'on s'est fixé un bassin versant un exutoire pour celui-ci, on peut alors calculer les débits des eaux pluviales à l'exutoire de ce bassin ; Les calculs des débits des eaux pluviales suivent les étapes suivantes :

1. Mesurer à partir du plan d'assainissement la surface A du bassin versant considéré (A en ha)

$$A \leq 200 \text{ ha}$$

2. Calculer à partir du plan coté la pente du terrain naturel du bassin versant (I en m/m)

$$I \text{ est la pente moyenne pondérée de la chaussée en m/m. } \quad 0.002 \leq I \leq 0.05$$

3. Mesurer graphiquement la longueur du bassin versant (L en hm)

L : est le plus long cheminement hydraulique du bassin versant

4. Calculer le coefficient de ruissellement pondéré du bassin versant C.

$$0.2 \leq C \leq 1$$

5. Calculer le coefficient de correction m :

$$m = \left(\frac{2\sqrt{A}}{L} \right)^{\frac{-0.42b}{(1-b)}}$$

Pour la région de Souss, on obtient :

$$m^2 = \left(\frac{4A}{L^2} \right)^{0.30}$$

avec $0.80 \leq m \leq 1.73$

6. Calculer le débit d'eau pluvial décennal en utilisant la formule de Caquot suivante (Q en m³/s):

$$Q(F) = K.C^U . I^V . A^W . m^2$$

Où la fréquence F est l'inverse de la période de retour T adoptée. Les paramètres de la formule sont obtenus par les expressions suivantes :

Tableau 9: Les paramètres de la formule de Caquot

Paramètres	K	U	V	W
	$\frac{0.5^{b(F)} a(F)}{6.6}$	$1 + 0.287b(F)$	$-0.41b(F)$	$0.95+0.507b(F)$

Pour la région de Souss, avec T= 10ans, on obtient :

$$Q=0,850 \times I^{0,30} \times C^{1,21} \times A^{0,78} \times m^2$$

7. Pour 2 bassins versants B1 et B2 assemblés en série :

- Calculer la superficie équivalente :

$$A_{\text{éq}}=A1+A2$$

- Calculer le coefficient de ruissellement équivalent

$$C_{\text{éq}} = \frac{A1 \times C1 + A2 \times C2}{A1 + A2}$$

- Calculer la pente équivalente

$$I_{\text{éq}} = \left(\frac{L1 + L2}{\frac{1}{2} * \frac{L1}{I1} + \frac{1}{2} * \frac{L2}{I2}} \right)^2$$

- Calculer la longueur équivalente :

$$L_{\text{éq}}=L1+L2$$

8. Pour 2 bassins versants B1 et B2 assemblés en parallèle :

- Calculer la superficie équivalente :

$$A_{\text{éq}}=A1+A2$$

- Calculer le coefficient de ruissellement équivalent

$$C_{\text{éq}} = \frac{A1.C1 + A2.C2}{A1 + A2}$$

- Calculer la pente équivalente

$$I_{\text{éq}} = \frac{I1xQ1 + I2xQ2}{Q1 + Q2}$$

- Calculer la longueur équivalente :

$$L_{\text{éq}} = L1 + L2$$

Les coefficients de ruissellement de base pris en compte sont donnés par le tableau ci-après en fonction des types d'habitat ou de zone.

Tableau 10: coefficients de ruissellement élémentaires

Typologie d'habitat	Zoning	Coefficients de ruissellement
Petits immeubles +commerces	B1-B2-B3	0.45
Equipement public		0.40
Complexe universitaire	C1U	0.40
Immeubles résidentiels	C1	0.45
Habitat mixte (villas + immeubles)	C2	0.45
Moyennes villas	D1	0.35
Grandes villas	D2	0.30
Habitat moderne/mixte	E4/E7	0.65
Habitat traditionnel	F3-S1	0.80
Zone Hôtelière	H4	0.30
Zone industrielle	I1/I2/I3	0.65
Zone industrielle	I4	0.60
Bureaux	I5	0.40
Terrain de sport/cimetière	SP/C	0.20
Espaces verts + parcs	EV	0.20
Voiries + parking	-	0.90

2. Calcul des diamètres des conduites :

Après avoir calculé le débit de pointe à l'exutoire du bassin versant, on passe à la détermination des dimensions de la canalisation. Dans le cas d'une canalisation circulaire suit les étapes sont les suivantes :

1. Calculer le débit décennal d'eaux pluviales pour le dimensionnement des conduites d'eaux pluviales.
2. Relever la pente des collecteurs à partir des profils en long
3. Calculer le diamètre de la conduite (en m) à partir de la formule suivante :

$$\varnothing = 0,30 \cdot I^{\frac{3}{16}} \cdot Q^{\frac{8}{3}}$$

Avec Q : Débit des EP calculé précédemment (en m³/s)

4. Calculer le débit à pleine section (en m³/s):

$$Q_{ps} = 24,935 \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot \varnothing^{\frac{8}{3}}$$

5. Calculer la vitesse à pleine section (V_{PS} en m/s) selon la formule suivante :

$$V_{ps} = 31,748 \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{\varnothing^{\frac{2}{3}}}{3}$$

6. Vérifier que :

$$V_{PS} \geq 1 \text{ m/s pour les conduites d'eaux Pluviales et } V_{PS} \leq 5 \text{ m/s}$$

Où V_{PS} est la vitesse à pleine section.

7. Si ces conditions ne sont pas respectées:

- augmenter la pente du collecteur et reprendre le calcul à partir du point n° 3 si V_{ps} ≤ 1 m/s.
- diminuer la pente du collecteur et reprendre le calcul à partir du point n° 3 si V_{ps} ≥ 5 m/s.

8. Changer le matériau de fabrication des canalisations si les autres contraintes de charges et la réglementation le permettent.

II. Dimensionnement du réseau d'eaux usées :

Comme pour les eaux pluviales le dimensionnement des réseaux d'eaux usées se fait conformément à la norme en vigueur dans la localité où on se trouve. Ainsi il s'agira de suivre les prescriptions fournies par le concessionnaire de l'assainissement à travers son guide d'assainissement.

1. Calcul des débits

Les calculs des débits des eaux usées se font en vue de satisfaire des critères de dimensionnement en l'occurrence la capacité à évacuer les effluents et l'entretien du réseau. Pour ce faire ils suivent un enchainement ordonnés qui consiste à respecter les étapes suivantes:

1. Compter le nombre d'appartement à partir du plan de masse
2. Estimer le nombre de la population N en adoptant 5 habitants par appartement (enhab.)
3. Définir le ratio de consommation en eau potable C (en l/hab. /j).
4. Adopter le coefficient de rejet à l'égout R=0.80. Ce coefficient qui représente la fraction de la consommation en eau potable qui retourne à l'égout est pris égal à 0,8. Cette valeur est celle que préconise la norme marocaine tout comme bon nombre d'ouvrages d'assainissement.
5. Calculer débit moyen domestique d'eaux usées domestique Q_{md} : (en l/j).

$$Q_{md} = N.C.R$$

6. Adopter le coefficient de pointe journalière $C_{PJ}=1.20$
7. Calculer le coefficient de pointe horaire C_{PH} à partir de la formule suivante

$$C_{ph} = 1.80 + [2/(1.20 * Q_{md})^{1/2}]$$

Avec :

$$1.70 \leq C_{PH} \leq 4$$

Q_{md} en l/s

8. Calculer le débit de pointe domestique d'eaux usées à partir de la formule suivante:

$$Q_{Pd} = C_{pj}.C_{ph}.Q_{md}$$

Tableau 11: Dotations en eau potable de la RAMSA

Type d'habitat	Code	Dotation en eau potable
Ancienne Médina	B1/B2/B3-S1	75 l/hab/jour
Nouvelle Médina	F2-F3	75 l/hab/jour
Habitat économique	E1-E2	75 l/hab/jour
Immeubles		150 l/hab/jour
Immeubles résidentiels	A2-A3-C1	234 l/hab/jour
Habitat mixte (villas + immeubles)	C2	130 l/hab/jour
Moyennes villas	D1	240 l/hab/jour
Grandes villas	C3-C4-D2	548 l/hab/jour
Zones industrielles	I1/I2/I3/I4/I5/I6	30 à 40 m ³ /ha/jour
Equipement public		10 m ³ /hab/jour
Communes périphériques		160 l/hab/jour

2. Calcul des diamètres des conduites :

Une fois le débit calculé, il convient de déterminer les dimensions des conduites. Pour des conduites de sections circulaires les diamètres se déterminent selon la procédure suivante :

1. Calculer le débit de pointe annuel des eaux usées selon les étapes décrites au paragraphe précédent ;
2. Relever la pente des collecteurs à partir des profils en long
3. Calculer le diamètre de la conduite (en m) à partir de la formule suivante :

$$\varnothing = 0.30 \cdot I^{-\frac{3}{16}} \cdot Q^{\frac{3}{8}}$$

Avec Q : Débit des EU calculé précédemment (en m³/s)

4. Calculer le débit à pleine section (en m³/s):

$$Q_{ps} = 24,935 \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot \varnothing^{\frac{8}{3}}$$

5. Calculer la vitesse à pleine section (V_{PS} en m/s) selon la formule suivante :

$$V_{ps} = 31,74 \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{2}{3}$$



Les techniques alternatives d'assainissement + assainissement liquide d'un site à Ouled Teima



6. Vérifier que :

$V_{PS} \geq 0.50$ m/s pour les conduites d'eaux usées

$V_{PS} \leq 5$ m/s

Où V_{PS} est la vitesse à pleine section.

Ces vérifications constituent la vérification des conditions de l'autocurage.

Si ces elles ne sont pas respectées, il faut:

- augmenter la pente du collecteur et reprendre le calcul à partir du point n° 3 si $V_{ps} \leq 1$ m/s.
- diminuer la pente du collecteur et reprendre le calcul à partir du point n° 3 si $V_{ps} \geq 5$ m/s.

CHAPITRE 4: Les techniques alternatives en assainissement

I. Généralités sur les techniques alternatives

1. Définition

On entend par « techniques alternatives en assainissement », l'ensemble des techniques qui viennent se substituer au concept classique de collecte et d'acheminement des eaux de façon collective par un réseau de canalisation et d'égouts. L'objectif n'est alors plus d'évacuer les eaux pluviales le plus loin possible, mais de gérer ces volumes d'eau au niveau de la parcelle. [6]

2. Principes de fonctionnement

Les techniques alternatives reposent sur les deux principes suivants :

- la rétention de l'eau pour réguler les débits et limiter la pollution à l'aval
- l'infiltration dans le sol ou la réutilisation de ces eaux afin de ne pas avoir à les acheminer vers l'égout

Ces techniques présentent l'avantage d'être intimement liées à l'aménagement urbain, qu'elles peuvent contribuer à valoriser. En effet, outre le fait qu'elles permettent de viabiliser des terrains que l'assainissement classique ne permettrait pas d'assainir si ce ne serait à des coûts exorbitants, leur mise en œuvre se doit de s'intégrer parfaitement dans le contexte naturel et urbain où elles sont appliquées. Ainsi l'infiltration dépendra des conditions géologiques et hydrogéologiques et la réutilisation pour l'arrosage dépendra des espaces verts existant, etc...

Par ailleurs, la durabilité de ces solutions techniques est un sujet essentiel et il convient de lier l'investissement et le fonctionnement pour pérenniser les ouvrages. [7] On pourra donc aller au-delà de ces deux principes de bases que sont la régulation et l'infiltration, en traitant les eaux de pluies et les eaux usées afin de leur permettre d'autres usages qui les valoriseraient.

Parmi les principales techniques alternatives on note :

- Les bassins de stockage et d'infiltration
- Les puits d'infiltration,



- Les noues végétalisées,
- Les fossés

II. Les techniques alternatives les plus courantes

1. Les bassins de rétention

C'est une technique d'assainissement compensatoire des effets de l'imperméabilisation des sols en zone urbaine, permettant de répondre aux objectifs de contrôle à la source des ruissellements, avec ou sans infiltration. Le bassin de rétention des eaux pluviales a pour but de limiter les apports conséquents d'eau pluviales au réseau en écrêtant l'apport en eau dans les réseaux ou le milieu naturel afin d'éviter la saturation des réseaux d'assainissement, le débordement des déversoirs d'orages et au final des chocs de pollutions vers le milieu naturel.^[17]

On note l'existence de bassin de rétention ayant pour but :

- la régulation des eaux évacuées vers le réseau : ce sont des bassins dits de régulation ou de stockage
- l'infiltration des eaux retenues : ce sont des bassins dits d'infiltration
- les deux rôles précités

D'autres bassins de rétentions en plus du fait qu'ils rentrent dans l'une des catégories précitées fournissent de l'eau pour d'autres usages tels que l'irrigation, le nettoyage des voiries, etc...

Ces bassins qui constituent des ouvrages de stockage temporaire peuvent être à sec ou en eau.

1.1 Bassins secs

Ouvrages de stockage des eaux pluviales les restituant soit par infiltration soit à débit régulé vers un exutoire ou un réseau. Ils sont conçus pour évacuer les volumes retenus le plus tôt possible et pour rester vide le reste du temps.

1.2 Bassins en eau

Ouvrage toujours en eau réalisé par de simples mouvements de terre avec maintien d'une zone d'eau permanente au fond du bassin permettant la mise en place de végétation aquatique.



Figure 10: Photos d'un bassin en eau et d'un bassin à sec^[19]

2. Les noues

➤ Définition :

Les noues désignent des fossés ouverts, peu profonds et d'emprise large, servant au recueil, à la rétention et/ou à l'infiltration des eaux pluviales.

➤ Réalisation:

Les noues sont réalisées avec une pelle mécanique. Après décapage de la terre végétale de surface, le profilage de la noue est assuré selon sa vocation définitive.

➤ Intégration paysagère :

L'intégration paysagère des noues est aisée, compte tenu de leur profil. L'engazonnement est suffisant, mais il doit être réalisé avant la mise en service et avec une bonne épaisseur de sol de bonne qualité.

➤ Entretien :

L'entretien s'assimile à celui d'un espace vert (tonte de la pelouse, ramassage des débris, arrosage éventuel, etc.).

Fréquence d'entretien : tous les 3 à 6 mois.

Cout indicatif : 8 à 18 €/m³ stocké



➤ **Avantages**

Apport esthétique, faible coût, moins sensible au colmatage, bonne intégration paysagère, plus-value écologique.

➤ **Inconvénients**

Emprise foncière importante, risque de pollution de la nappe si absence de prétraitement et activité à risque. Sensibilité modérée au manque d'entretien.

3. Les fossés

Les fossés désignent des ouvrages linéaires à ciel ouvert de faible largeur et servant au recueil des eaux pluviales, à leur rétention et à leur évacuation par infiltration ou rejet dans un cours d'eau ou un réseau.

➤ **Réalisation**

Les fossés sont réalisés avec l'aide d'engins mécaniques, avec un godet approprié au profil retenu. Il est possible d'avoir recours à des cloisons, maçonnés ou non, afin d'améliorer les performances de stockage.

Remarque:

- a) En présence d'un fossé d'infiltration, veiller à ne pas compacter le fond du fossé lors de l'exécution des terrassements
- b) En milieu urbain, la réalisation d'un ponceau préfabriqué ou d'un busage est nécessaire au franchissement du fossé. Le dimensionnement de ce busage peut jouer, le cas échéant, la fonction de limiteur de débit.

L'intégration paysagère des fossés est délicate car il est difficile, compte tenu du profil, de planter des végétaux. De plus ils nécessitent un entretien régulier.

➤ **Coût indicatif**

30 à 40 €/m³ (330 à 450 dirhams) stocké, incluant le terrassement, le géotextile, etc...

➤ **Avantages**

- Simplicité et faibles coûts.
- L'entretien est souvent limité à quelques fauchages annuels à l'aide d'engins mécanisés à fort rendement tels que les gyrobroyeurs, et au ramassage des détrit.



- Fréquence d'entretien : tous les 3 à 6 mois. Un curage peut être envisagé en cas de colmatage

➤ **Inconvénients**

- Colmatage, risque de pollution de la nappe s'il n'y a pas de traitement de prétraitement ou s'il existe des activités à risques dans la zone assainie.
- Sensibilité modérée au manque d'entretien de l'ouvrage.

4. Retenue à la source : toits et chaussées

4.1 Toitures et terrasse réservoirs et les toits verts

Cette technique présente beaucoup d'avantages pour les collectivités puisqu'elle permet:

- Des économies en termes de canalisation : l'eau ainsi récoltée temporairement n'ira pas se jeter immédiatement dans le réseau d'évacuation des eaux de pluies. Ce processus permet alors de réduire les débits et les pointes de débit, limitation des crues (gestion des catastrophes).
- Des économies en termes de gestion de la pollution à deux niveaux : le filtrage de l'eau de pluie l'empêche d'emporter les poussières souvent toxiques présentes sur les toits en ville. Ensuite la diminution du volume d'eau à traiter par unité de temps permet un meilleur rendement des stations d'épuration. En effet, il est plus facile d'éliminer une même quantité de déchet concentrée que diluée.

4.2 Chaussées à Structure Réservoir (CSR)

Chaussées qui, outre leur fonction première consistant à assurer le trafic léger et lourd des véhicules ou le transit piétonnier, stockent les eaux pluviales dans les couches constitutives du corps de chaussée.

CHAPITRE5: Les méthodes de dimensionnement des bassins de rétention

I. Conditions d'exécution

1. Pour les bassins d'infiltration

1.1 Conditions réglementaires

La réglementation en matière d'infiltration des eaux d'assainissement au Maroc. La loi sur l'eau en son article 52 stipule que : « Aucun déversement, écoulement, rejet, dépôt direct ou indirect dans une eau superficielle ou une nappe souterraine susceptible d'en modifier les caractéristiques physiques, y compris thermiques et radioactives, chimiques, biologiques ou bactériologiques, ne peut être fait sans autorisation préalable accordée, après enquête, par l'agence de bassin. ».

1.2 Conditions techniques

Ceux-ci fonctionnent exclusivement sur le principe de l'infiltration des eaux pluviales. Tout d'abord, pour qu'il y ait infiltration, il faut que la conductivité hydraulique soit située dans un intervalle qui permet l'infiltration.

Tableau 12: Possibilité d'infiltration et ordre de grandeur de la conductivité hydraulique ^[9]

K (m/s)	10^{-1} 10^{-2} 10^{-3}	10^{-4} 10^{-5}	10^{-6} 10^{-7} 10^{-8}	10^{-9} 10^{-10} 10^{-11}
Types de sols	Gravier sans sable ni	Sable avec gravier, Sable	Sable très fin Limon grossier à limon argileux	Argile limoneuse à argile homogène
Possibilités d'infiltration	Excellentes	Bonnes	Moyennes à faibles	Faibles à nulles

Le choix du lieu d'implantation doit aussi prendre en compte :

- La profondeur et la variation du niveau de la nappe phréatique, sa vulnérabilité et ses usages car l'infiltration recharge la nappe
- La capacité d'absorption du sol,
- la topographie adaptée pour pouvoir conduire les eaux de façon gravitaire vers le bassin,
- la possibilité de réutilisation de l'espace pour avoir une bonne intégration paysagère
- la gestion et l'entretien des systèmes.

2. Pour les bassins de régulation

2.1 Conditions réglementaires

Il n'y a pas de texte de loi en la matière mais les guides des régies donnent des conditions sur la réalisation de ces ouvrages. La réalisation d'un bassin d'infiltration est donc soumise à la condition de trouver un terrain répondant à ces différentes conditions. Dans ce cas une condition incontournable est celle du débit de fuite autorisé vers le collecteur.

2.2 Conditions techniques

- la topographie : Le bassin doit avoir un fond au-dessus de la côte du radier du collecteur, sinon il faudra installer une station de relevage. Ou alors on pourra installer la canalisation de fuite au-dessus du fond et procéder dans ce cas à un curage périodique.
- la possibilité de réutilisation de l'espace pour avoir une bonne intégration paysagère
- la gestion et l'entretien des systèmes

II. Dimensionnement des bassins de rétention

1. Bases théoriques des méthodes de calcul des retenues

1.1 Etablissement et utilisation de la méthode des pluies

L'analyse statistique conduit dans la méthode des pluies à une série de courbes, chaque courbe étant relative à un pas de temps donné et comportant, en ordonnées, les hauteurs de pluies maximales sur le pas de temps considéré, et en abscisses, les probabilités de dépassement correspondant ou, ce qui les rend plus concrètes, les périodes de retour T (temps

moyen nécessaire pour qu'apparaisse une pluie maximale supérieure ou égale à la pluie maximale porté en ordonnée).

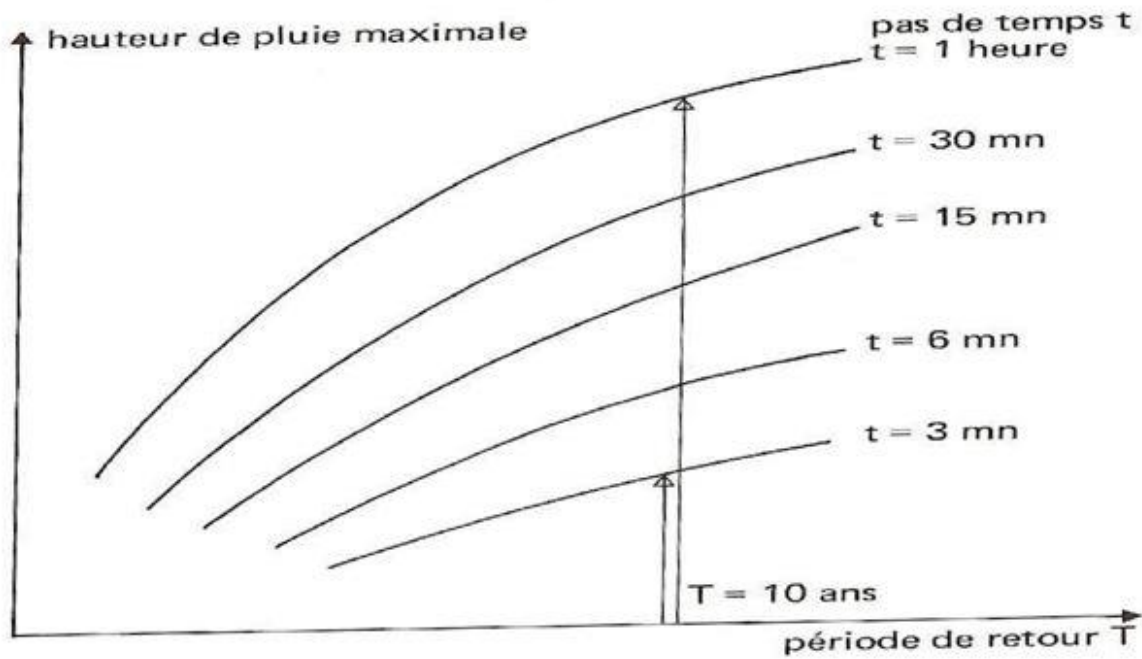


Figure 11: Courbe des hauteurs de pluie ^[10]

Pour l'établissement de la courbe enveloppe on procède de la manière suivante : toutes les courbes sont reportées sur un même graphique. La valeur de période de retour de 10 ans étant retenue, on trace la verticale au point d'abscisses $T = 10$ ans. Cette verticale coupe les courbes relatives aux différents pas de temps en autant de points que de pas de temps choisis pour l'analyse.

On porte alors sur un autre graphique, en abscisses, les pas de temps par ordre croissant de durée et, en ordonnées, les ordonnées des points d'intersection correspondants ci-dessus. La courbe est appelée courbe enveloppe des précipitations décennales pour la région. On peut bien sûr, choisir une autre période de retour que celle de 10 ans. Comme pour les réseaux d'égouts le choix d'une période de retour résulte toujours d'un calcul économique mettant en balance le coût d'accroissement de capacité de la retenue avec les risques encourus (patrimoine, voire vies humaines à protéger).

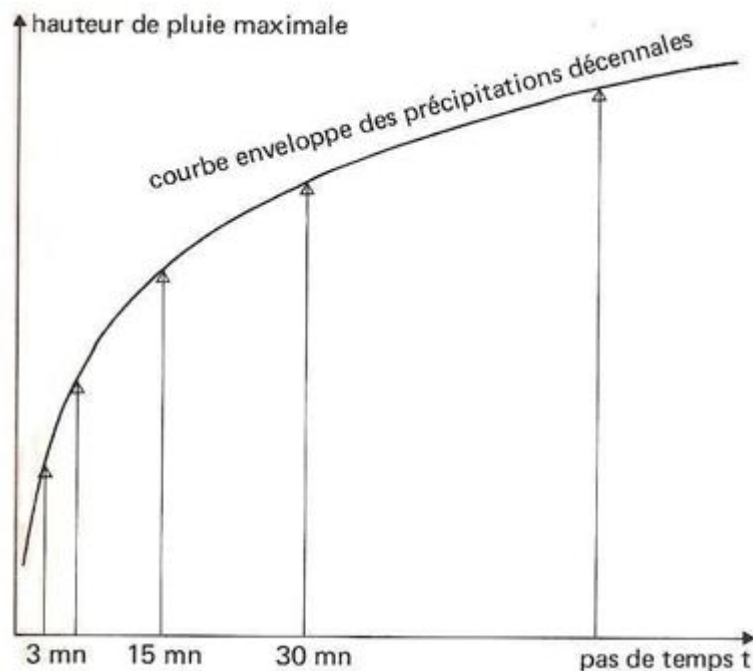


Figure 12: Courbe enveloppe des précipitations ^[10]

Afin de déterminer le volume à donner à la retenue, on trace sur le même graphique la courbe représentant la hauteur totale de la lame d'eau équivalente au volume évacué, en fonction du temps, par l'ouvrage de sortie normale de la retenue. Par lame d'eau équivalente, on entend la hauteur d'eau qu'on obtiendrait si l'on étalait uniformément, sur toute la surface active du bassin versant d'alimentation de la retenue, le volume d'eau évacué ou évacuable par le dispositif de sortie normale de la retenue depuis le début de l'épisode pluvieux. L'hypothèse la plus souvent faite et choisie est que l'ouvrage de sortie normale de la retenue d'étalement fonctionne à débit constant dès que l'on a dépassé un certain temps t_0 (temps optimal qui pourra aussi être noté T_{opt}), temps nécessaire à l'obtention du fonctionnement à débit constant (et maximal) de cet ouvrage de sortie.

Il en résulte : qu'il est possible de déterminer le volume V à donner à la retenue, en soustrayant, à chaque instant, des apports les tranches d'eau équivalentes aux volumes évacués c'est-à-dire, finalement, en soustrayant des ordonnées de la droite représentative des tranches d'eau équivalentes aux volumes évacués. On obtient ainsi, à chaque instant, la tranche d'eau équivalente stockée dans la retenue qui, multipliée par la surface active du bassin versant, donne le volume V à stocker à chaque instant. La valeur maximale de V se repère sans

difficulté sur le graphique.

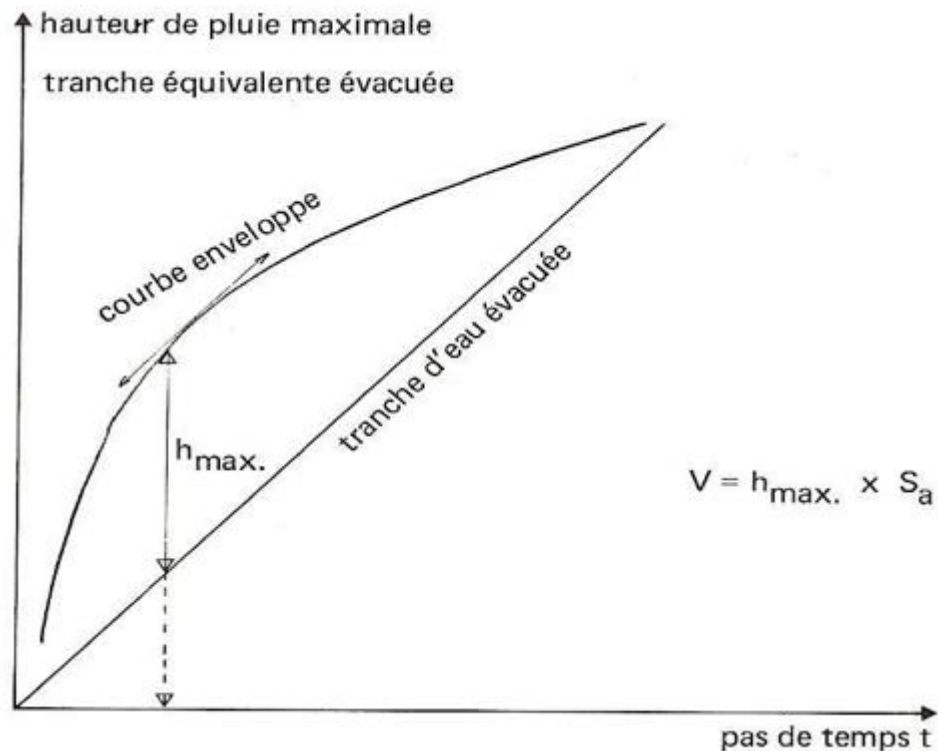


Figure 13: Détermination graphique de la hauteur maximale de stockage par la méthode des pluies ^[10]

Le volume à donner à la retenue d'étalement sera :

$$V = h_{\max} * S_a$$

Avec :

H_{\max} : hauteur maximal en (m)

S_a : surface active en (m²)

1.2 La méthode des volumes

Dans la méthode des volumes la valeur considérée est le volume d'eau stocké, au cours de l'intervalle de temps (pas de temps) utilisé.

La différence avec la méthode des pluies est la suivante : Soit C une capacité donnée de retenue. La méthode des pluies considérant une pluie type telle qu'en chaque point sa fréquence soit décennale le maximum est automatiquement obtenu au bout du temps t_A . On ne considère que C est dépassée que si la courbe enveloppe s'écarte de la droite $hs(t)$ d'une

valeur supérieure à h_c .

h_s étant donné par :

$$h_s = h_q * t$$

Avec :

H_q : hauteur de pluies en (m)

T : le temps en (s)

La méthode des volumes considère tous les événements possibles et en particulier l'événement fictif annuel le plus défavorable. Les maxima sont obtenus à des instants différents (t_1, t_2, \dots, t_N). Ceci entraîne le fait que la valeur de C a plus de chances d'être dépassée dans ce calcul.

Les hauteurs d'eau équivalentes à stocker ont été déterminées pour chaque épisode pluvieux en faisant la différence entre la hauteur d'eau moyenne apportée sur l'intervalle (ou pas) d'analyse par l'épisode pluvieux considéré et les hauteurs d'eau équivalentes au volume écoulé à l'exutoire pendant la durée de l'épisode pluvieux (ou durant le pas de temps considéré).

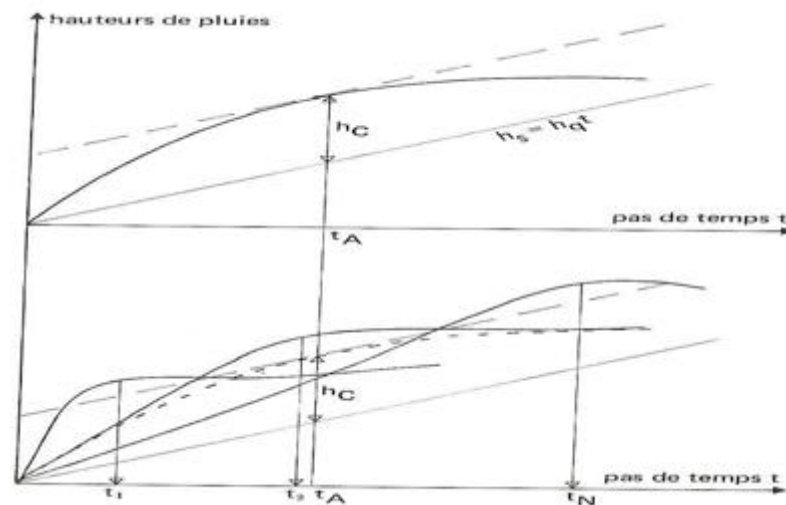


Figure 14: Détermination graphique de la hauteur maximale de stockage par la méthode des volumes ^[10]

Dans ce cas on a considéré des exutoires (ou ouvrages de sortie normale) de retenue à débit constant. Rien n'oblige à cette simplification.

On procède ensuite à l'analyse statistique des valeurs extrêmes annuelles des hauteurs d'eau à stocker. On obtient ainsi (pour chacun des débits de vidange choisis) une courbe donnant les hauteurs à stocker en fonction de leurs probabilités d'apparition ou plutôt de leurs périodes de retour, courbe très analogue à la courbe enveloppe de la méthode des pluies.

Partant alors de la famille de courbes ainsi obtenue, on construit, par une méthode graphique analogue à celle décrite pour la dernière phase d'établissement de la courbe enveloppe de la méthode des pluies, une autre famille de courbes donnant pour une série de périodes (ou durées) de retour données (2, 4, 10 et 20 ans) la hauteur d'eau équivalente à stocker en fonction de la valeur du débit de vidange (débit de l'ouvrage de sortie normale) choisi. Cette méthode conduit à des résultats plus élevés que ceux fournis par la méthode des pluies.

2. Démarche pratique de détermination du volume maximal

2.1 Les étapes à suivre

Quel que soit le type de bassin (d'infiltration ou de régulation) son dimensionnement peut suivre la démarche générale résumée dans le tableau suivant :

Tableau 13:Formulaire des étapes à suivre pour le calcul du volume maximal ^[10]

ETAPES	Valeur à calculer	Valeur retenue ou calculée
1. Données générales	Surface totale (S) Si elle se décompose généralement en deux surfaces identifiables, on a : S imperméable =m ² S végétalisée =m ² S=Simper + Svégét.	S =m ²
	Coefficient de ruissellement	Cr imperméable = Cr végétalisé =

	Si rejet à débit limité, débit de rejet autorisé (q) Si infiltration prévu, perméabilité du sol (K)	$q = \text{l/s/ha}$ $K = \text{m/s}$
2. Choix de l'événement pluvieux	Période de retour	$T = \dots \text{ans}$
3. Débit de fuite	-Si rejet à débit limité : $Q_f = S \times 10^{-7} \times q$ (ou valeur imposée) -Si infiltration : •pour des bassins: $Q_f = S \text{ fond du bassin} \times K$ •pour des noues ou fossés : $Q_f = S \text{ miroir} \times K$ •pour des puits ou tranchées : $Q_f = 0,5 \times S \text{ parois verticales} \times K$	$Q_f = \dots \text{m}^3/\text{s}$ $Q_f = \dots \text{l/s}$
4. Stockage	Surface active : $S_a = C_a \text{ global} \times S$ (avec S en m ²)	$S_a = \dots \text{m}^2$ $S_a = \dots \text{ha}$
	Débit spécifique de vidange $q_s = 60\,000 \times Q_f / S_a$	$q_s = \dots \text{mm/min}$
	Hauteur maximale à stocker (déterminé par la méthode des pluies)	$\Delta h = \dots \text{mm}$
	Volume d'eaux pluviales à stocker $V_{\text{max}} = 1,2 \times 10 \times \Delta h \times S_a$	$V_{\text{max}} = \dots$

2.2 Résumé pratique des méthodes de calcul du volume maximal à stocker

i. Méthode des pluies

- 1-A partir des courbes IDF, fixer une période de retour (en général T= 10 ans).
- 2-Construire la courbe enveloppe (figure):

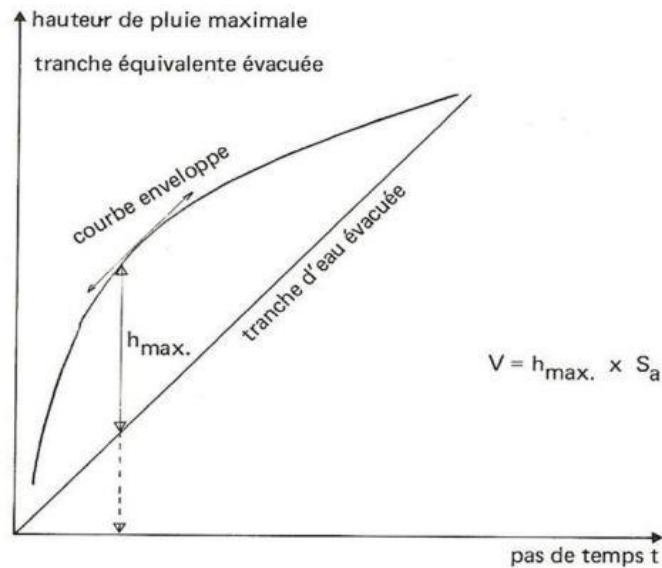


Figure 15: détermination de Δh_{max} ^[10]

$$H(t) = \frac{3600 \cdot Q \cdot t}{S_a}$$

Q : débit de fuite en m³/s/ha

t : le temps en heures

S_a : la surface active

- 3-Construire la courbe représentant La tranche d'eau évacuée.
- Déterminer graphiquement Δh_{max} (la différence entre la courbe enveloppe et la tranche d'eau évacuée).
- Déterminer Le volume V_u utile (volume d'eau maximale à stocker) du bassin de rétention est donc :

$$V_u = 10 \cdot \Delta h_{max} \cdot S$$

ΔH_{max} : en mm

S_a : en ha

V_u : en m³

ii. Méthode des volumes

Le volume d'eau maximale à stocker est calculé à partir des averses maximales observées en utilisant le modèle de Montana :

$$V_u = V_{\text{entrée}} - V_{\text{sortie}}$$

$V_{\text{entrée}}$: volume reçu par le bassin pendant une durée t

V_{sortie} : Volume sorti du bassin pendant la même durée t

$$V_{\text{entrée}} = h.S_a = h.C_a.S$$

$$V_{\text{sortie}} = Q.t$$

Où :

La hauteur d'eau h est donnée par : $h = i.t$ avec $i = a.t^b$

a et b sont les coefficients de Montana pour la zone concernée

C_a : le coefficient d'apport

S : la surface du bassin versant

On a alors :

$$V_u = a.S.C_a.t^{b+1} - Q.t \quad \text{Avec : } (V_u : \text{en m}^3, Q \text{ en m}^3/\text{min} \text{ et } t \text{ en min})$$

Q étant le débit de fuite

Le volume à stocker est maximal pour t tel que : $\frac{dV}{dt} = 0$

Ce qui correspond à un temps optimal :

$$t_{opt} = \frac{Q}{a.S.C_a.(1+b)}^{\frac{1}{b}}$$

CHAPITRE6: Présentation du projet et étude des variantes

I. Présentation de la zone d'étude

1. Situation géographique

Le terrain à assainir se situe dans la Région du Souss, dans la Préfecture de Taroudant, précisément dans la commune urbaine d'Ouled Teima.

La commune urbaine de Ouled Teima (voir annexe1) appartient à la province Taroudant, s'étend sur 3350 Ha et est limitée par:

Au Nord : commune rurale Issen.

Au Sud : Commune rurale Sidi Boumoussa.

À l'Est : La commune rurale Sidi Ahmed w Omar.

À Ouest: Commune rurale Sidi Boumoussa.

Zone d'étude :

C'est un terrain de 35 hectares délimité par les bornes de coordonnées :

Tableau 14: limites topographiques du terrain à assainir

Abcisses	Bornes	Ordonnées
288040,40	B.33	321271,45
288900,43	B.36	321102,86
288851,59	B.37	320781,17
287759,76	B.27	320948,31
287821,94	B.3	321037,58
287900,53	B.4	321164,70
287904,67	B.34	321171,35

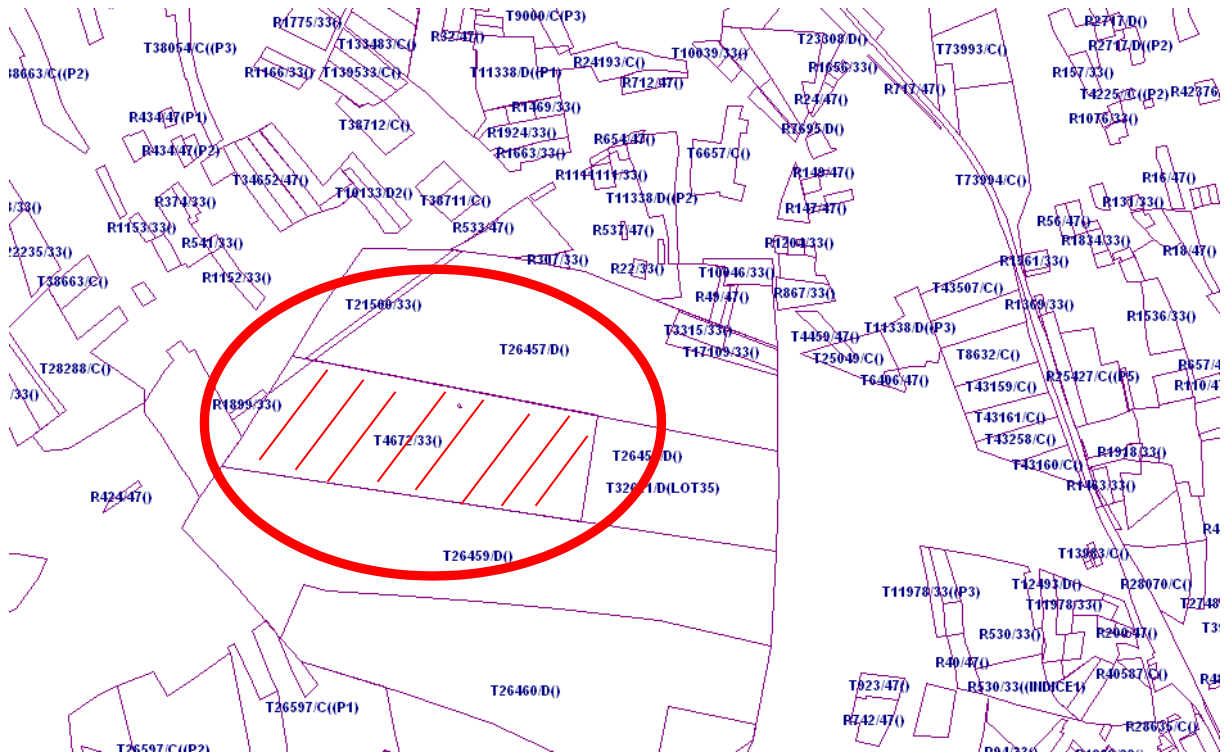


Figure 16: localisation du site d'étude

2. Climatologie

Le centre appartient à une zone marquée par une interférence océanique saharienne et montagnaise. L'influence saharienne se manifeste par le chergui. En se basant sur les données des stations météorologiques les plus proches (Ain-Chaib et Taroudant) on observe que la pluviométrie moyenne annuelle est de 250 mm.

La majorité des précipitations sont concentrées dans la saison pluvieuse plus fréquemment entre décembre et février. La saison sèche concerne le reste de l'année.

La température moyenne annuelle est de l'ordre de 20°C, avec une saison froide à 10°C (en moyenne) et des étés allant jusqu'à 40°C.

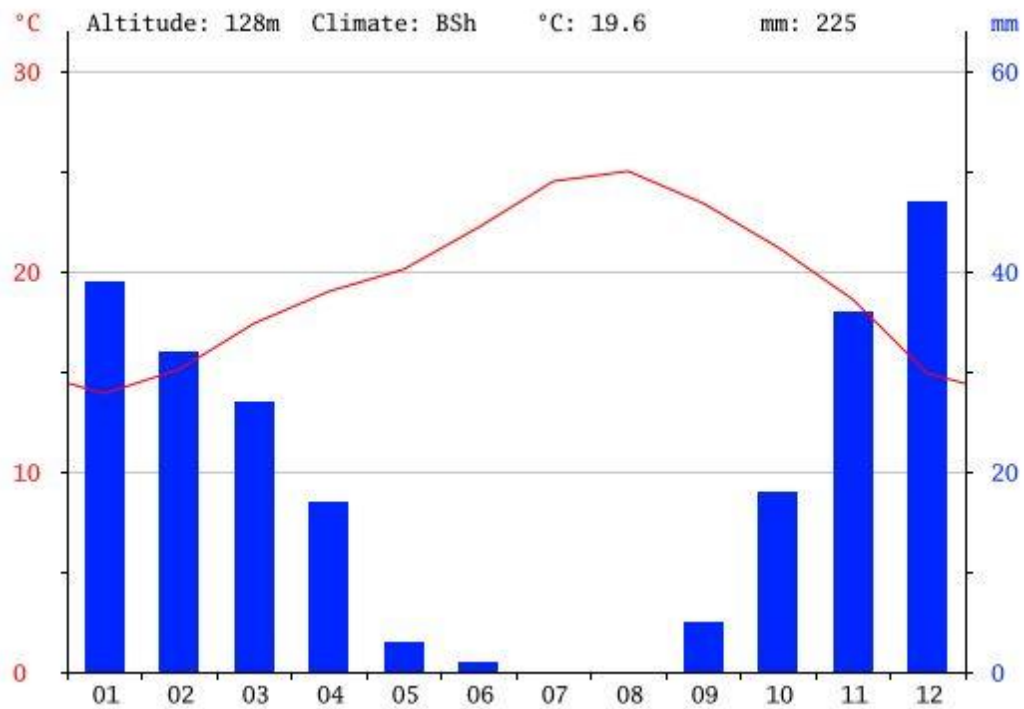


Figure 17: Diagramme climatique d'Ouled Teïma [20]

3. Topographie

La topographie du terrain montre l'altitude moyenne est de 125m au-dessus du niveau de la mer avec des côtes variant de 122m à 128m. La pente moyenne est de l'ordre de 0,5⁰% inclinée de l'Est vers l'Ouest.

4. Hydrogéologie

Au périphérique du centre d'Oulad Teïma, de petits cours d'eau servent au ruissellement pluvial en période hivernale. Le cours d'eau le plus important passe près du quartier Boukhreiss au nord-ouest du centre.

De point de vue hydrologique, les ressources en eaux souterraines de la région sont issues du grand système aquifère de la plaine de Souss.

L'alimentation de la nappe phréatique est principalement assurée par les apports provenant du Haut Atlas. Il existe plusieurs points d'eau dans la zone et par la suite une mobilisation des eaux souterraines à des fins agricoles et abondantes.



L'alimentation du centre-ville d'Oulad Teïma est assurée à partir de trois puits de l'O.N.E.P dont deux se trouve plus au nord au Douar Boumasraf.

Par ailleurs les essais sur la zone d'étude donnent une conductivité hydraulique $K=2,23.10^{-8}$

5. Hydrologie

Les coefficients de Montana caractérisant la pluviométrie dans la zone d'étude pour une période de 10 ans sont les suivant :

$$a= 4,2092 \text{ et } b= -0,6301$$

II. Consistance du projet

Notre travail consistera à assainir ce lotissement de 35 hectares composées d'une « zone Villas » et d'une « zone Immeubles » en systèmes séparatifs. Et vu la distance avec les collecteurs existants, l'option d'assainissement autonome devra être privilégiée.

Aussi faudra-t-il au préalable :

- montrer l'intérêt de ne pas procéder à un branchement au réseau collectif dans ce cas ;
- vérifier que ce mode d'assainissement par les techniques alternatives est adapté à ce projet ;

Si les préalables précédents sont vérifiés, il nous incombera alors de :

- Déterminer les techniques alternatives appropriées
- Dimensionner les ouvrages conséquents pour l'application de ces techniques
- Déterminer les utilisations adaptées aux volumes d'eaux effluents
- Déterminer les problèmes susceptibles de subsister
- Proposer des solutions à ces problèmes

III. conception du réseau d'assainissement

Pour ce projet différentes conceptions du réseau d'assainissement pourraient éventuellement être adoptées.

➤ **Variante de conception 1: assainissement en réseau séparatif par branchement au réseau collectif**

Cette conception est celle qui équivaut à l'assainissement classique en réseau séparatif en assainissement collectif.

➤ **Variante de conception 2: assainissement en réseau séparatif par construction de bassin de rétention, puis épuration et réutilisation des eaux sur la parcelle.**

Pour viabiliser ce terrain, nous procéderons par l'installation de 18 bassins de rétentions dans les 18 blocs constituant la « zone villas ». Cette conception permettra de ne pas réserver spécialement une zone au dimensionnement d'un grand bassin de rétention.

Nous mettrons d'abord en évidence l'importance de cette répartition en calculant les dimensions équivalente à un seul bassin pour assainir toute la zone.

➤ **Variante de conception 3 : Aménagement de bassins de rétention pour les eaux pluviales et acheminement des eaux usées vers le réseau.**

Cette variante est une variante intermédiaire entre la variante 1 et la variante 2.

IV. Etude de la faisabilité des variantes de conception

1. **Faisabilité de la variante 1 : assainissement en réseau séparatif par branchement au réseau collectif**

1.1 Conformité avec la norme

Cette variante respecte la qualité des eaux à rejeter dans le réseau public. En effet les eaux autorisées à être rejetées ne doivent pas provenir d'activités industrielles de pollution

particulières. Par ailleurs les débits à l'exutoire ne doivent pas saturer les collecteurs. Les caractéristiques du réseau à l'exutoire permettront de confirmer si cette dernière condition est vérifiée.

1.2 Viabilité technique

Cette variante ne rencontre pas de contrainte au niveau de la norme. Toutefois il pourrait être nécessaire d'installer des stations de relevage afin d'atteindre le collecteur avec une côte qui permet de s'y brancher.

1.3 Faisabilité économique

Cette variante pourrait être très onéreuse vu que le collecteur principal se trouve très éloigné du terrain à assainir. Il faudrait donc comparer le coût de cette variante aux autres variantes susceptibles d'être réalisées.

2. Faisabilité de la variante 2 : assainissement en réseau séparatif par construction de bassin de rétention, puis épuration et réutilisation des eaux sur la parcelle

La réutilisation des eaux usées doit répondre au premier critère qui est la conformité avec la norme. Pour cela nous confronterons d'abord la qualité des eaux usées avec les normes de réutilisation.

2.1 Qualité des eaux usées

Tableau 15: Concentrations de polluants dans les eaux usées urbaines ^[3]

Paramètres	Concentrations
MES	100 à 500 mg/L
DCO	250 à 1000 mg/L
DBO5	100 à 400 mg/L
Cadmium	1 à 10 mg/L
Cuivre	83 à 100 mg/L
Plomb	5 à 78 mg/L
Zinc	100 à 570 mg/L

Les ratios retenus au Maroc pour l'évaluation des différents flux de pollution domestique sont les suivants :

- 76 g de MO/hab./j
- 55 g de MES/hab./j
- 9 g de matière azotée/ hab/j

Tableau 16: Normes marocaines pour l'utilisation des eaux traitées en irrigation ^[3]

Catégorie	Conditions de réalisation	Groupe exposé	Coliformes fécaux [moyenne géométrique du nombre par 100ml]
A	Irrigation de cultures destinées à être consommées crues, des terrains de sport, des jardins publics	Ouvriers agricoles, Consommateurs Publics	<1000
B	Irrigation de cultures céréalières, industrielles et fourragères, des pâturages et des Plantations d'arbres	Ouvriers Agricoles	Aucune norme n'est Recommandée
C	Irrigation localisée des cultures de la catégorie B si les ouvriers agricoles et le public ne sont pas exposés	Aucun	Sans objet

Conclusion sur la variante 2

Vu que la réutilisation prévu est l'arrosage d'espaces verts accessibles au publique, la qualité des eaux requises doit être la catégorie A. Ce qui nécessite jusqu'à une épuration jusqu'au niveau tertiaire. Un tel niveau d'épuration nécessite l'installation d'une unité complète de station d'épuration.

L'option d'installer une unité étant exclue dès le départ (le plan de masse a été élaborer avec dans le cahier de charge l'option de ne pas installer une station d'épuration.) il ne peut donc être envisagé de réutiliser les eaux usées épurées sur la parcelle. La variante 2 est donc à écarter.

3. Faisabilité de la variante 3 : Aménagement de bassins de rétention pour les eaux pluviales et acheminement des eaux usées vers le réseau collectif

3.1 Faisabilité

Cette variante est une variante intermédiaire entre les variantes 1 et 2.

De ce fait, sa faisabilité du point de vue des normes et du point de vue technique ne se pose pas car elle repose sur les avantages de la variante 2 et évite les inconvénients qui condamnent la variante 2.

3.2 Conclusion sur la variante 3

Cette variante permettrait de retenir les eaux pluviales et éventuellement de les réutiliser.

Mais la construction d'une canalisation pour rejoindre le réseau public n'est pas évitée. Il faudrait alors l'évaluer économiquement pour savoir si elle est la meilleure. Ce qui devra passer par le dimensionnement du réseau en entier puis l'énumération des dépenses évitées par cette variante.

Conclusion

Il ressort de cette étude de variantes que trois variantes méritent d'être dimensionnées :

Variante 1 : assainissement en réseau séparatif par branchement au réseau collectif.

Variante 3 : Aménagement de bassins de rétention pour les eaux pluviales et acheminement des eaux usées vers le réseau.

Celles-ci constitueront respectivement les variantes de dimensionnement 1, 2.

CHAPITRE7: Première variante de dimensionnement : assainissement par branchement au réseau collectif

I. Assainissement des eaux pluviales

1. Calcul des Débits

1.1 Coefficient de ruissellement équivalent

Le coefficient de ruissellement équivalent $C_{réq}$ est donné par la formule :

$$C_{réq} = \frac{\sum \text{Surfaces élémentaires} * C_r \text{ élémentaires}}{\sum \text{Surfaces élémentaires}}$$

D'où :

$$C_{réq} = \frac{\sum S_i * C_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Surface élémentaire en m^2

C_i : coefficient de ruissellement

On a les données suivantes :

Tableau 17:coefficient de ruissellement équivalent

Entités	Coefficients élémentaires C_i	surfaces S_i	$S_i * C_i$
esp.verts	0,2	61844	12368,8
voiries et parkingZ.imm	0,9	128591,7	115732,53
voiries et parkingZ.villa	0,9	694,5	625,05
Surf.villa	0,35	46477,8	16267,23
Immeubles	0,45	112392	50576,4

Ainsi : $C_{réq} = 0,56$

1.2 Application de la formule de Caquot

On rappelle la formule superficielle de Caquot pour la détermination des débits de pointe des eaux pluviales :

$$Q = K.C^U .I^V . A^W .m^2$$

Avec :

Q : Débit de brute en m³/s ;

I : pente moyenne du bassin versant en m/m

C : coefficient de ruissellement ;

A : superficie du bassin versant en Hectares (35 ha);

K : coefficient caractéristique.

K .U.W.V dépend des coefficients de Montana a et b.

$$K = (a \cdot 0,5^b) / 6,6 \quad U$$

$$U = 1 / (1 + 0,287^b)$$

$$V = (-0,41^b) / (1 + 0,28^b)$$

$$W = (((0,507^b) + 0,95) / (1 + (0,287^b)))$$

$$m = \left(\frac{2\sqrt{A}}{L} \right)^{\frac{-0,42b}{(1-b)}}$$

D'après les données sur la zone d'étude, on a :

$$a=4,2092 \text{ et } b=-0,6301$$

Et par application des formules précédentes, on obtient :

Tableau 18: Paramètres de la formule de Caquot

Période de retour	a	b	k	u	v	W
10 ans	4,2092	-0,6301	0,85	0,3	1,21	0,78

Les mesures des données nécessaires sur le plan de masse et le plan côte TN nous permettent d'obtenir les données nécessaires à l'application de la formule de Caquot.

On obtient ainsi :

Tableau 19 : les données pour l'application de la formule

L (hm)	12,53251
A (ha)	35
I (m/m)	-0,0003431
I	0,005
m	0,96608552

Remarques :

- On a une contre-pente, On adopte donc la pente minimale de 0,005 (Vues la longueur et la largeur de la voirie concernée, le remblai coûterait trop cher)
- On a bien $0,8 < m < 1,73$

On obtient : $Q = 1,0102389 \text{ m}^3/\text{s}$ soit 1010 l/s

2. Dimensions de la canalisation correspondante à l'exutoire

2.1 Calcul par la débitance

On définit la débitance Q_b par :

$$Q_b = \frac{Q}{\sqrt{I}}$$

Avec le volume de pointe et la pente équivalente du terrain, on détermine donc la débitance

On a :

$$Q_b = \frac{Q}{\sqrt{I}}$$

$$\Rightarrow Q_b = \frac{1010}{\sqrt{0,005}}$$

$$\Rightarrow Q_b = 14283,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

Q_b : débitance en m^3/s

I : la pente

Par utilisation du tableau des diamètres en fonction des débitances donné en (annexe 2), on obtient une canalisation T130.

En complétant ce tableau par la formule :

$$Q_{bEP} = 60 \cdot R^{3/4} \cdot S \text{ (Manning-Stickler)}$$

Avec : \emptyset : le diamètre de conduite en m

$R = \emptyset/4$, le rayon hydraulique

$S = \pi \cdot \emptyset^2/4$: section de conduite

On obtient :

$$Q_{bEP} = 60 \cdot (\emptyset/4)^{3/4} \cdot \emptyset^2/4$$

$$Q_{bEP} = 8,92 \cdot (\emptyset/4)^{11/4}$$

D'où : $\emptyset = (Q_{bEP} / 8,92)^{4/11}$

$$\Rightarrow \emptyset = (14283,55 / 8,92)^{4/11}$$

$$\Rightarrow \emptyset = 1187 \text{ mm}$$

Ce qui donne effectivement un diamètre nominal de $\emptyset 1200$.

2.2 Utilisation de l'abaque

Ce résultat est confirmé par les plages définies par l'abaque Débit-Pente-Diamètre de canalisation pour une conduite circulaire en CAO. En effet, ce débit de pointe de 1010l/s avec cette pente de 0,005 correspondent à une canalisation circulaire CAO $\emptyset 1200$.

II. Assainissement des eaux usées

1. Calcul des Débits

Le calcul des débits des eaux usées se base sur le principe que les eaux usées arrivant aux égouts proviennent de l'eau potable après son usage. Ainsi le débit de pointe des eaux usées sera fonction de la consommation en eaux potables. Cette consommation en eaux potables est

calculée (estimée) à partir des dotations en eau potables selon le type d'habitat ou la fonction du bâtiment.

1.1 La consommation d'eau potable

i. La dotation en eau potable

Notre lotissement est constitué d'une zone villas et d'une zone immeuble. Et l'on distingue dans chacune de ces zones, une zone de logements moyens standing et une deuxième de haut standing. On compte également des équipements que sont les écoles, la clinique, le poste de police etc...

Les dotations correspondantes sont :

Tableau 20: Les dotations d'eau potable ^[8]

Types des zones	dotation
Villa : l/j/hab.	240
Immeuble : l/j/hab.	150
Ecole : l/j/élève	10
local de police : l/j/ U	1000
centre de sport (l/j/ha)	20 000
Clinique l/j/ha	20 000
bureau/commerce/ maison des jeunes : l/j/U	3000
résidence de tourisme (l/j/pers)	600
restaurant (l/j/U)	5000
parking l/j/U	3000

ii. Les hypothèses sur la population

La consommation d'eau se calcule à partir des dotations d'eau potable et d'hypothèses faites sur le nombre d'habitants ou d'utilisateurs en fonction du type de bâtiment. Ces hypothèses sont soit données dans le cas où le cahier de charge du projet les fixe, soit fixées par les normes, soit évaluées en fonction du projet au moment de la réalisation des études

d'assainissement. Dans notre cas nous nous conformerons aux hypothèses données par la norme telles que présentées par le guide de la Lydec complétées par des informations auprès du promoteur.

Celles-ci sont les suivantes :

Tableau 21: Les hypothèses sur la population ^[8]

<u>Hypothèses</u>	
Bâtiments	nombre d'habitants
Villa	5
Immeuble	6
résidence de tourisme	2
norme de lit dans l'établissement de santé	30
nombre d'appartement par étage	3
taux de retour à l'égout	0,8
coef de p journalière	1,2
nombre d'élèves à l'école = 1/10 population concernée	
la clinique (bloc A)	2358
centre de santé (bloc R)	2154
Logements dans la pyramide	70
nombre de bureau dans la pyramide	72
nombre de magasins dans le supermarché	36
nombre de boutiques de marques	44
nombre de résidence de tourisme	62
Clés de commerce dans la rue	200
nombre de la population concernée	21553

iii. La consommation moyenne en eau potable

La consommation en eau potable s'obtient par la somme des produits des dotations par les nombres d'habitants supposés des différents bâtiments. Dans notre cas, cela donne les résultats suivants :

Tableau 22:La consommation d'eau potable

Désignation	type d'habitat	R+5	R+6	R+7	Nbre d'hbts	cons. Moy(l/jour)
Zone villa	Villa (51 haut standing et 80 moy standing)	-			786	188640
Bloc A	immeuble	2	2	0	156	23400
	Clinique					4716
Bloc B	immeuble	5	6	0	432	64800
Bloc C	immeuble	4	6	4	588	88200
Bloc D	immeuble	4	4	4	504	75600
Bloc E	immeuble	4	2	6	516	77400
Bloc F	immeuble	4	4	6	600	90000
Bloc G	immeuble	2	4	6	528	79200
Bloc H	immeuble	2	4	6	528	79200
Bloc I	immeuble	2	4	4	432	64800
Bloc J	immeuble	2	4	4	432	64800
Bloc K	immeuble	2	4	6	528	79200
Bloc L	immeuble	2	4	6	528	79200
Bloc M	immeuble	2	4	6	528	79200
Bloc N	immeuble	2	4	6	528	79200
Bloc O	immeuble	0	4	2	264	39600
	Ecole				718	7180
Bloc P	immeuble	2	4	6	528	79200
Bloc Q	immeuble	5	6	0	432	64800
Bloc R	immeuble	1	2	0	120	18000
	Centre de santé					4308
Bloc S	Collège				718	7180
Bloc T	Ecole				718	7180
total	131	47	72	72	10394	1437824

1.2 Les débits de pointe d'eaux usées

Le débit des eaux usées s'obtient à partir de la consommation en eau potable affectée du coefficient de retour à l'égout puis du coefficient de pointe journalière, puis du coefficient de pointe horaire. Ainsi on obtient :

Tableau 23: Les débits d'eaux usées

Désignation	type d'habitat	Nbre d'hbts	Eau potable		eaux usées		
			cons. Moy(l/jour)	Cons. Moy (l/s)	débit moyen (l/s)	débit de pointe journalière (l/s)	débit de pointe horaire (l/s)
Zone villa	villa	786	188640	2,1833	1,746667	2,096	6,288
Bloc A	immeuble	156	23400	0,2708	0,216667	0,26	0,78
	Clinique		4716	0,0545	0,043667	0,0524	0,1572
Bloc B	immeuble	432	64800	0,75	0,6	0,72	2,16
Bloc C	immeuble	588	88200	1,0208	0,816667	0,98	2,94
Bloc D	immeuble	504	75600	0,875	0,7	0,84	2,52
Bloc E	immeuble	516	77400	0,8958	0,716667	0,86	2,58
Bloc F	immeuble	600	90000	1,0416	0,833333	1	3
Bloc G	immeuble	528	79200	0,9166	0,733333	0,88	2,64
Bloc H	immeuble	528	79200	0,9166	0,733333	0,88	2,64
Bloc I	immeuble	432	64800	0,75	0,6	0,72	2,16
Bloc J	immeuble	432	64800	0,75	0,6	0,72	2,16
Bloc K	immeuble	528	79200	0,9166	0,733333	0,88	2,64
Bloc L	immeuble	528	79200	0,9166	0,733333	0,88	2,64
Bloc M	immeuble	528	79200	0,9166	0,733333	0,88	2,64
Bloc N	immeuble	528	79200	0,9166	0,733333	0,88	2,64
Bloc O	immeuble	264	39600	0,4583	0,366667	0,44	1,32
	Ecole	718	7180	0,0831	0,066481	0,079778	0,239333
Bloc P	immeuble	528	79200	0,9166	0,733333	0,88	2,64
Bloc Q	immeuble	432	64800	0,75	0,6	0,72	2,16
Bloc R	immeuble	120	18000	0,2083	0,166667	0,2	0,6
	Centre de santé		4308	0,0498	0,039889	0,047867	0,1436
Bloc S	Collège	718	7180	0,0831	0,06648	0,079778	0,239333
Bloc T	Ecole	718	7180	0,0831	0,0664	0,079778	0,239333
Total		10394	1437824	16,641	13,313	15,97582	34,9099

2. Dimensions de la canalisation correspondante à l'exutoire

2.1 Calcul par la débitance

On définit la débitance Q_b par :

$$Q_b = \frac{Q}{\sqrt{I}}$$

Avec le volume de pointe et la pente équivalente du terrain, on détermine donc la débitance :

On a :

$$Q_b = \frac{Q}{\sqrt{I}}$$

$$\Rightarrow Q_b = 493,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

Par utilisation du tableau donnant les diamètres en fonction du débit, on obtient une canalisation CAO de diamètre $\varnothing 300$ (diamètre minimal).

La canalisation en PVC étant plus lisse que les canalisations CAO, si on choisit une canalisation PVC, le diamètre sera également le diamètre minimal $\varnothing 300$.

2.2 Détermination à partir de l'abaque

On a un débit de pointe de 34,9 l/s qui doit passer dans une canalisation de pente 0,005. En se référant à l'abaque des diamètres en fonction de la pente et du débit de pointe.

Pour une canalisation en CAO on obtient : $\varnothing 300$

Pour une canalisation circulaire en PVC on obtient : $\varnothing 300$

3. Vérification de l'autocurage

Vérification de la première condition d'autocurage sur la vitesse à pleine section:

$$V_{ps} = Q_{ps} / S$$

Avec :

$$S = \pi * \varnothing^2 / 4 \text{ et } Q_{ps} = 24,935 * I^{1/2} * \varnothing^{8/3}$$



Les techniques alternatives d'assainissement + assainissement liquide d'un site à Ouled Teima



$$S = \pi \cdot 0,3^2 / 4 \text{ et } Q_{PS} = 24,935 \cdot 0,005^{1/2} \cdot 1,2^{8/3}$$

$$S = \pi \cdot 0,3^2 / 4 \text{ et } Q_{PS} = 24,935 \cdot 0,005^{1/2} \cdot 1,2^{8/3}$$

$$\Rightarrow S = 0,0707 \text{ m}^2 \text{ et } Q_{PS} = 0,0711 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où :

$$\Rightarrow V_{ps} = 0,0711 / 0,0706$$

$$\Rightarrow V_{ps} = 1,01 \text{ m/s}$$

Vérification de la première condition d'autocurage sur le remplissage à $H_2/10$ pour le débit moyen Q_{moy} :

En se référant au tableau précédant donnant les débits d'eau usée on a

$$Q_{moy} = 13,31 \text{ l/s}$$

Le rapport des débits (avec le débit à pleine section) donne :

$$Q_{moy} / Q_{ps} = 13,31 / 34,9$$

$$\Rightarrow Q_{moy} / Q_{ps} = 0,38$$

Ainsi, on obtient $Q_{moy} / Q_{ps} > 1,2$

La deuxième condition d'autocurage est donc vérifiée.

L'autocurage est donc vérifié pour la canalisation de 1800m allant du lotissement au collecteur principal.

CHAPITRE 8: Deuxième variante : les bassins de rétention **comme techniques alternatives**

I. Bassin équivalent à tout le terrain

1. Choix de l'événement pluvieux

En se conformant aux normes marocaines, dans notre cas, la période de retour choisie adopter est $T = 10$ ans. Celle-ci se justifie par le fait que l'on suppose que les risques contre lesquels l'on veut se prémunir sont largement couverte par une pluie de fréquence correspondante à 10 ans, et de plus, la gestion des bassins étant annuelle, cette période est largement satisfaisante.

2. Coefficient d'apport C_a

Le coefficient d'apport $C_a = \{\text{volume ruisselé à l'exutoire} / \text{volume total précipité}\}$, est souvent approché par le coefficient de ruissellement (ou d'imperméabilisation) C évoqué précédemment.

Jusqu'à l'orage décennal, le coefficient d'apport C_a peut être confondu avec le coefficient de ruissellement C . Mais en général on adopte la formule : $C_a = 1,1 * C$.

Pour des pluies plus rares, on a constaté que les surfaces « perméables » participent au ruissellement du fait de la saturation des sols et/ou de l'importance des précipitations ; par suite, le coefficient d'apport est sensiblement supérieur au coefficient d'imperméabilisation.

Faute d'avoir des informations précises (résultat de mesures, études hydrologiques fines), la règle suivantes est souvent appliquée :

- pour des pluies cinquantenales, le coefficient d'apport sera obtenu en multipliant le coefficient d'imperméabilisation par 1,2 à 1,3 ;
- pour des pluies centennales, des coefficients C_a de 0,8 à 0,9 pourront être pris suivant l'occupation du sol et la pente du terrain.

Dans notre étude, on adoptera, et ce conformément au guide de la Lydec, la formule :

$$C_a = 1,1 * C$$

2.1 Coefficient de ruissellement équivalent

Le coefficient de ruissellement équivalent $Cr_{\text{éq}}$ est donné par la formule :

$$Cr_{\text{éq}} = \frac{\sum \text{Surfaces élémentaires} * Cr \text{ élémentaires}}{\sum \text{Surfaces élémentaires}}$$

D'où :

$$Cr_{\text{éq}} = \frac{\sum Si * Ci}{\sum Si}$$

On a les données suivantes :

Tableau 24: Coefficients de ruissellement zone villa

Entités	Coefficients élémentaires C_i	surfaces S_i	$S_i * C_i$
esp.verts	0,2	61844	12368,8
voiries et parkingZ.imm	0,9	128591,7	115732,53
voiries et parkingZ.villa	0,9	694,5	625,05
Surf.villa	0,35	46477,8	16267,23
immeubles	0,45	112392	50576,4

Ainsi : $Cr_{\text{éq}} = 0,56$

2.2 Coefficient d'apport équivalent :

Le coefficient d'apport équivalent $Ca_{\text{éq}}$ à la totalité du bassin est donné par:

$$Ca_{\text{éq}} = 1,1 * Cr_{\text{éq}}$$

D'où : $Ca_{\text{éq}} = 1,1 * 0,56$

Ainsi : $Ca_{\text{éq}} = 0,62$

3. Débit de fuite

Le débit de fuite est le débit sortant de l'ouvrage de rétention. Comme indiqué dans le tableau présentant les étapes du dimensionnement des bassins de rétention, le débit de fuite peut correspondre au débit évacuer vers un collecteur ou le milieu naturel par le biais d'une canalisation, tout comme il peut exprimer le débit sortant du bassin par infiltration.

Dans notre cas, l'infiltration ne peut être prise en compte car d'une part cela ne saurait être envisagé vu la faible perméabilité de la zone ($2,23.10^{-8}$) et d'autre part parce que les bassins à construire auront des parois imperméabilisées afin de ne pas nuire au bâtiment avoisinant.

Notre débit de fuite correspondra donc au débit autorisé à être évacué dans les collecteurs de l'ONEP. Ce débit de fuite est de 1 l/s/ha.

Cependant, vu que les collecteurs environnant ne sont pas construits, il s'agira pour nous de nous assurer que les débits sortant peuvent être totalement absorbé par la réutilisation de ses eaux sur place.

4. Calcul du volume maximal à stocker

Nous adopterons la méthode des volumes du fait des données dont nous disposons.

Le volume d'eau maximale à stocker est calculé à partir des averses maximales observées en utilisant le modèle de Montana :

$$V_u = V_{\text{entrée}} - V_{\text{sortie}}$$

Avec :

$V_{\text{entrée}}$: Volume reçu par le bassin pendant une durée t

V_{sortie} : Volume sorti du bassin pendant la même durée t

$$V_{\text{entrée}} = h \cdot S_a = h \cdot C_a \cdot S$$

$H = i \cdot t$ où i est donné par la formule de Montana : $i = a \cdot t^b$

$$V_{\text{sortie}} = Q \cdot t$$

$$\text{On a alors : } V_u = a \cdot S \cdot C_a \cdot t^{b+1} - Q \cdot t$$

Avec V_u en m^3 , Q en m^3/min et t en min Le volume à stocker est maximal $dV/dt = 0$

Ce qui correspond à un temps optimal :

$$t_{\text{opt}} = \frac{Q}{a \cdot S \cdot C_a \cdot (1 + b)^{\frac{1}{b}}}$$

D'où :

$$V_{\text{max}} = a \cdot S \cdot C_a \cdot t_{\text{opt}}^{b+1} - Q \cdot t_{\text{opt}}$$

Dans notre cas les données sont:

$$a = 4,2092$$

$$b = -0,6301$$

$$S = 350000 \text{ m}^2$$

$$Q = 1 \text{ l/s soit } 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_a = 0,62$$

On obtient:

$$T_{\text{opt}} = 3143,4 \text{ min soit } 2 \text{ jours } 4 \text{ heures } 23 \text{ min et } 24 \text{ secondes.}$$

Et le volume maximal à stocker correspondant est $V_{\text{max}} = 5136,7 \text{ m}^3$.

5. Détermination des dimensions du bassin de rétention correspondant.

En adoptera une forme parallélépipède avec les parois verticales légèrement inclinées avec une pente a/h comme indiqué sur la figure au lieu d'un parallélépipède rectangle.

Cette forme est à l'avantage de donné un grand volume tout en permettant la stabilité des bords du bassin.

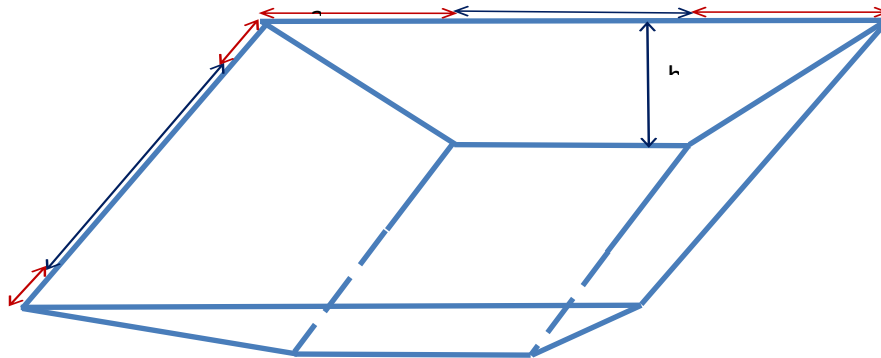


Figure 18: Forme du bassin de rétention

On choisit de maintenir une profondeur de 1,5m de profondeur car la nappe est très proche de la surface. Ce qui donne une surface au sol de 3333m² pour un parallélépipède rectangle soit près d'un demi-hectare avec la forme choisie.

II. Bassin pour le bloc A :

Les blocs ayant la même configuration et les mêmes composantes que sont les immeubles, les espaces verts et la voirie, l'étude peut être réduite à celle d'un seul bloc auquel on appliquera la démarche indiquée précédemment.

Cette même démarche pourra être appliquée à n'importe lequel des autres blocs en remplaçant les valeurs des surfaces des immeubles, des espaces verts et des voiries par les valeurs correspondantes.

Nous commençons notre étude par le bloc A.

1. Choix de l'événement pluvieux

L'événement pluvieux reste la pluie décennale pour les mêmes raisons évoquées précédemment

2. Coefficient d'apport C_a

Comme indiqué précédemment la formule du coefficient d'apport adoptée est :

$$C_a = 1,1 * C$$

2.1 Coefficient de ruissellement équivalent

Le coefficient de ruissellement équivalent $Cr_{\text{éq}}$ est donné par la formule :

$$Cr_{\text{éq}} = \frac{\sum \text{Surfaces élémentaires} * Cr \text{ élémentaires}}{\sum \text{Surfaces élémentaires}}$$

Les données mesurées sur le plan de masse sont :

Tableau 25 : Coefficient de ruissellement bloc A

Entités	Coefficients élémentaires C_i	surfaces S_i
esp.verts	0,2	3895
voiries et parking	0,9	5727
immeubles	0,45	4991

On obtient donc : $Cr_{\text{éq}} = 0,69$

2.2 Coefficient d'apport équivalent :

Le coefficient d'apport équivalent $C_{a\acute{e}q}$ à la totalité du bassin est donné par:

$$C_{a\acute{e}q} = 1,1 * C_{r\acute{e}q}$$

D'où : $C_{a\acute{e}q} = 1,1 * 0,69$

Ainsi : $C_{a\acute{e}q} = 0,76$

3. Débit de fuite

Le débit de fuite appliqué est 1 l/s/ha.

4. Calcul du volume maximal à stocker

$$t_{opt} = \frac{Q}{a \cdot S \cdot C_a \cdot (1 + b)^{\frac{1}{b}}}$$

D'où :

$$V_{max} = a \cdot S \cdot C_a \cdot t_{opt}^{b+1} - Q \cdot t_{opt}$$

Les données sont : $a = 4,2092$

$b = -0,6301$

$S = 14613 \text{ m}^2$

$Q = 1 \text{ l/s}$ soit $0,06 \text{ m}^3/\text{s}$

$C_a = 0,76$

On obtient: $T_{opt} = 2328 \text{ min}$

Et le volume maximal à stocker correspondant est $V_{max} = 379,7 \text{ m}^3$

III. Bassins des autres blocs de la « zone immeubles »

1. Choix de l'événement pluvieux

L'événement pluvieux reste la pluie décennale pour les mêmes raisons évoquées précédemment.

2. Coefficient d'apport C_a

Comme indiqué précédemment la formule du coefficient d'apport adoptée est :

$$C_a = 1,1 * C$$

2.1 Coefficient de ruissellement équivalent

Le coefficient de ruissellement équivalent $Cr_{\text{éq}}$ est donné par la formule :

$$Cr_{\text{éq}} = \frac{\sum \text{Surfaces élémentaires} * Cr \text{ élémentaires}}{\sum \text{Surfaces élémentaires}}$$

Les données sont mesurées sur le plan de masse et l'application numérique donne les résultats suivants :

Tableau 26: Coefficients de ruissellement des blocs immeubles

Bloc	Surface dédiée au bâtiment (m2)	surface de l'espace vert (m2)	surface de la voirie (m2)	Surface totale du bloc (voiries et bâtiments) (m2)	Surface totale (m2)	coefficient de ruissellement du bassin versant
A	4991	3895	5727	10718	14613	0,69
B	15143	5384	8635	23778	29162	0,61
C	5230	2220	5305	10535	12755	0,68
D	4811	3971	7501	12312	16283	0,72
E	4512	2639	7064	11576	14215	0,72
F	4442	2485	5248	9690	12175	0,69
G	4443	2334	5196	9639	11973	0,69
H	4443	2204	9543	13986	16190	0,76
I	6172	4239	9543	15715	19954	0,72
J	6248	3986	6030	12278	16264	0,67
K	4416	1974	5008	9424	11398	0,69
L	4289	1981	5119	9408	11389	0,69
M	4472	1921	5035	9507	11428	0,69
N	3800	1921	7352	11152	13073	0,75
O	3639	3716	7307	10946	14662	0,75
P	5864	2957	6108	11972	14929	0,68
Q	14717	2958	7411,7	22128,7	25086,7	0,6
R	4192	3276	4981	9173	12449	0,69
S	3537	4430	6164	9701	14131	0,74
T	3041	3356	4314	7355	10711	0,71

2.2 Coefficient d'apport équivalent

Le coefficient d'apport équivalent $Ca_{\text{éq}}$ à la totalité du bassin est donné par :

$$Ca_{\text{éq}} = 1,1 * Cr_{\text{éq}}$$

Les valeurs de $Cr_{\text{éq}}$ étant obtenues dans le paragraphe précédent, on obtient :

Tableau 27: Coefficients d'apport des blocs immeubles

Bloc	Surface dédiée au bâtiment (m2)	surface de l'espace vert (m2)	surface de la voirie (m2)	Surface totale (m2)	coefficient de ruissellement du bassin versant	coefficient d'apport du bassin versant
A	4991	3895	5727	14613	0,69	0,76
B	15143	5384	8635	29162	0,61	0,67
C	5230	2220	5305	12755	0,68	0,75
D	4811	3971	7501	16283	0,72	0,79
E	4512	2639	7064	14215	0,72	0,79
F	4442	2485	5248	12175	0,69	0,76
G	4443	2334	5196	11973	0,69	0,76
H	4443	2204	9543	16190	0,76	0,84
I	6172	4239	9543	19954	0,72	0,79
J	6248	3986	6030	16264	0,67	0,74
K	4416	1974	5008	11398	0,69	0,76
L	4289	1981	5119	11389	0,69	0,76
M	4472	1921	5035	11428	0,69	0,76
N	3800	1921	7352	13073	0,75	0,83
O	3639	3716	7307	14662	0,75	0,83
P	5864	2957	6108	14929	0,68	0,75
Q	14717	2958	7411,7	25086,7	0,6	0,66
R	4192	3276	4981	12449	0,69	0,76
S	3537	4430	6164	14131	0,74	0,81
T	3041	3356	4314	10711	0,71	0,78

3. Débit de fuite

Le débit de fuite appliqué est 1 l/s/ha.

4. Calcul du volume maximal à stocker

$$t_{opt} = \frac{Q}{a \cdot S \cdot C_a \cdot (1 + b)^{\frac{1}{b}}}$$

D'où :

$$V_{max} = a \cdot S \cdot C_a \cdot t_{opt}^{b+1} - Q \cdot t_{opt}$$

Les données sont :

a= 4,2092

b= -0,6301

Q=1 l/s soit 0,06m³/s

Les valeurs de S sont données dans les tableaux

Tableau 28: Volumes d'eau à stocker provenant la zone immeubles

Bloc	Surface totale (m ²)	Coefficient d'apport du bassin versant	Temps optimal (min)	volume maximal net à stocker (m ³)
A	14613	0,76	2328	379,7
B	29162	0,67	3600,4	875,0
C	12755	0,75	4277,8	460,6
D	16283	0,79	4684	589,4
E	14215	0,79	4684	554,2
F	12175	0,76	4378,1	433,6
G	11973	0,76	4378,1	431,3
H	16190	0,84	5103,7	729,6
I	19954	0,79	4684	752,3
J	16264	0,74	4178,4	524,3
K	11398	0,76	4378,1	421,7
L	11389	0,76	4378,1	421,0
M	11428	0,76	4378,1	425,4
N	13073	0,83	4997,5	569,6
O	14662	0,83	4997,5	559,1
P	14929	0,75	4277,8	523,4
Q	25086,7	0,66	3507,1	793,2
R	12449	0,76	4378,1	410,5
S	14131	0,81	4892,2	485,1
T	10711	0,78	4581,2	344,4

IV. Bassin pour les voiries la « zone Villa »

On choisit ici de procéder à l'assainissement de la voirie à part car les eaux internes des villas seront gérées à l'intérieur même de ces villas.

1. Choix de l'événement pluvieux

On considère le même événement pluvieux que précédemment.

2. Coefficient d'apport C_a

Comme indiqué précédemment la formule du coefficient d'apport adoptée est :

$$C_a = 1,1 * C$$

2.1 Coefficient de ruissellement équivalent

Le coefficient de ruissellement équivalent $Cr_{\text{éq}}$ est donné par la formule :

$$Cr_{\text{éq}} = \frac{\sum \text{Surfaces élémentaires} * Cr \text{ élémentaires}}{\sum \text{Surfaces élémentaires}}$$

La surface totale des voiries de la zone villa mesurée sur le plan de masse est:

$$S_{\text{voiries}} - Z_{\text{villa}} = 62461,5 \text{ m}^2$$

On obtient donc : $Cr_{\text{éq}} = 0,90$

2.2 Coefficient d'apport équivalent :

Le coefficient d'apport équivalent $Ca_{\text{éq}}$ à la totalité du bassin est donné par :

$$Ca_{\text{éq}} = 1,1 * Cr_{\text{éq}}$$

D'où : $Ca_{\text{éq}} = 1,1 * 0,9$

Ainsi : $Ca_{\text{éq}} = 0,99$

3. Débit de fuite

Le débit de fuite appliqué est 1 l/s/ha.

4. Calcul du volume maximal à stocker

$$t_{\text{opt}} = \frac{Q}{a \cdot S \cdot C_a \cdot (1 + b)^{\frac{1}{b}}}$$

D'où:

$$V_{\max} = a \cdot S \cdot C_a \cdot t_{\text{opt}}^{b+1} - Q \cdot t_{\text{opt}}$$

Les données sont :

$$a = 4,2092$$

$$b = -0,6301$$

$$S = 62461,5 \text{ m}^2$$

$$Q = 1 \text{ l/s soit } 0,06 \text{ m}^3/\text{s} \quad C_a = 0,99$$

Ce qui donne :

Tableau 29: Volumes à stocker provenant de la voirie de la zone villa

	Surface de la voirie des villas (m ²)	coefficient de ruissellement du bassin versant	débit de fuite unitaire (l/s/ha)	débit de fuite (m ³ /s)	débit de fuite (m ³ /j)	temps optimal (min)	volume maximal net à stocker (m ³)
Au-dessus de la voie principale	5239	0,9	1	0,0005	45,26	6674,5	357,4
Au-dessous de la voie principale	11746	0,9	1	0,0011	101,49	6674,5	801,3

V. Bassins pour les villas

On a deux gammes de villas. Les villas de hauts standing et les villas de moyen standing.

Avec pour chacune deux types : le type 1 et le type deux. Pour notre étude la différence entre ces villas ne se situera qu'au niveau de la superficie. Ce qui aura une influence sur les volumes des eaux.

1. Choix de l'événement pluvieux

On considère le même événement pluvieux que précédemment.

2. Coefficient d'apport C_a

Comme indiqué précédemment la formule du coefficient d'apport adoptée est :

$$C_a = 1,1 * C$$

2.1 Coefficient de ruissellement équivalent

On a un seul type d'habitat. Le coefficient de ruissellement est donc celui donné par le guide de la Lydec. Le coefficient de ruissellement C_r est donc :

$$C_r=0,35$$

2.2 Coefficient d'apport équivalent :

Le coefficient d'apport équivalent $C_{a\acute{e}q}$ à la totalité du bassin est donné par:

$$C_{a\acute{e}q}=1,1 * C_{r\acute{e}q}$$

D'où : $C_{a\acute{e}q}=1,1 * 0,35$

Ainsi : $C_{a\acute{e}q}=0,38$

3. Débit de fuite

Le débit de fuite appliqué est 1 l/s/ha.

4. Calcul du volume maximal à stocker

$$t_{opt} = \frac{Q}{a \cdot S \cdot C_a \cdot (1 + b)^{\frac{1}{b}}}$$

D'où : $V_{max}=a \cdot S \cdot C_a \cdot t_{opt}^{b+1} - Q \cdot t_{opt}$

Les données sont : $a= 4,2092$

$b= -0,6301$

Haut standing: $S_{type 1}=490 \text{ m}^2$, $S_{type 2}=450 \text{ m}^2$

Moyen standing: $S_{type 1}=490 \text{ m}^2$, $S_{type 2}=450 \text{ m}^2$

$Q=1 \text{ l/s}$ soit $0,06 \text{ m}^3/\text{s}$

$C_a=0,38$.

On obtient alors:

Tableau 30: Volumes à stocker provenant de la zone villa

	Surface de la voirie des villas (m ²)	Coefficient de ruissellement du bassin versant	Débit de fuite unitaire (l/s/ha)	Débit de fuite (m ³ /s)	Débit de fuite (m ³ /j)	Temps optimal (min)	Volume maximal net à stocker (m ³)
Haut standg-type 1	490	0,35	1	4,9E-05	4,23	1490,9	7,5
Haut standg-type 2	450	0,35	1	4,5E-05	3,89	1490,9	6,9
Moyen stdg-type 1	160	0,35	1	1,6E-05	1,38	1490,9	2,4
Moyen stdg-type 2	190	0,35	1	1,9E-05	1,64	1490,9	2,9

Conclusion

Il ressort de ce chapitre que le dimensionnement d'un bassin de rétention pour le bassin équivalent donne un volume maximal à stocker de 5000m³, alors que le dimensionnement en considérant de petits bassins insérés dans les espaces verts des blocs donne un totale des volumes maximaux de plus de 1000 m³. Ainsi si on gagne sur le fait que l'on ne réserve pas de tranche du terrain exclusivement pour les bassins, il s'avère que l'on doit creuser un volume plus grand et de plus en plus d'avoir à faire plus de construction d'étanchéisation.

Conclusions

Ce travail de fin d'études a consisté en la réalisation d'un guide des techniques alternatives en assainissement au Maroc et son application sur un site de forte dans la commune d'Ouled Teima. L'objectif était de réaliser un guide de dimensionnement des ouvrages des techniques alternatives en assainissement, en particulier celui des bassins de rétention. Pour ce faire, nous avons réalisé:

- un état des lieux de l'assainissement au Maroc. Celui-ci a révélé que l'installation et l'entretien des réseaux au Maroc réalisés.
- L'élaboration d'un guide des techniques alternatives en assainissement applicables au Maroc et l'élaboration d'un guide de dimensionnement des bassins de rétention
- L'application du guide à un site: notre étude de cas était l'assainissement d'un lotissement de 35 ha à Ouled Teima.

Dans les premiers chapitres, l'état des lieux de l'assainissement au Maroc a permis de montrer que le système d'assainissement du "tout à l'égout" causait de nombreux problèmes, en l'occurrence celui des inondations. De plus l'installation et l'entretien des réseaux consomment de gros budgets que supportent l'Etat, les régions et les concessionnaires privés, ainsi que les collectivités publiques. En outre la gestion et la planification s'élève à des sommes très importants. Le Programme National de l'Assainissement à lui seul s'élève à un budget de 43 milliards de dirhams. Cette partie a donc permis d'appréhender la nécessité d'appliquer les techniques alternatives.

Il a ensuite été question d'élaborer le guide des techniques alternatives. Pour ce faire nous avons fait ressortir la méthodologie à adopter pour la réalisation des techniques alternatives en assainissement, en rappelant au préalable les étapes communes d'assainissement qu'il faudra tester au préalable. Cela a permis de montrer que les techniques alternatives s'adaptent mieux à l'assainissement des lotissements car:

- Elles sont plus respectueuses de la protection de l'environnement
- Elles génèrent une ressource supplémentaire qui est l'eau pluviale
- Elles s'adaptent bien au développement urbain.

Parmi ces techniques la technique des bassins de rétention qui convient bien au cas du

Maroc, a fait l'objet de l'élaboration d'un guide de dimensionnement. Celui-ci propose deux méthodes de calcul du volume maximal:

- La méthode des pluies: elle est beaucoup plus précise mais son application demande la disponibilité de plusieurs données hydrologiques et météorologique
- La méthode de volume: elle requiert peu de données (coefficient de Montana, débits de fuite) mais est moins précise et conduit à des résultats plus grands que ceux de la méthode des pluies.

Dans les trois derniers chapitres il a été question d'appliquer le guide dans notre étude de cas: la viabilisation d'un site de Ouled Teima. Pour ce faire nous avons comme données le plan de masse, le plan topographique TN, et les coefficients de Montana. Ce qui nous a conduit à retenir deux variantes de dimensionnement du réseau d'assainissement :

- L'installation d'un réseau d'assainissement collectif comme cela se fait d'ordinaire
- L'application des techniques alternatives par aménagement de bassin de rétention des eaux pluviales.

La première variante a aboutie pour le bassin équivalent à tout le lotissement à un diamètre $\phi 1200$ pour les eaux pluviales et un diamètre $\phi 300$, pour les eaux usées. Cette variante rencontre deux problèmes:

- Le collecteur existant est à une distance de 1,8 km du lotissement
- L'écoulement vers le collecteur se fait dans le sens des pentes TN négatives. Il s'impose donc d'installer une station de relevage.

La deuxième variante peut se faire avec un bassin de rétention pour tout le lotissement. Mais le volume maximal à stocker de 5000m³ demanderait de réserver près d'un demi-hectare pour ce bassin si on adopte une profondeur de 1,5m.

Elle peut également ce faire par installation de bassins intégrés dans les espaces verts des blocs de la "zone villa". Mais le volume maximal à stocker est doublé.



Annexes

Annexe1 : Abaques de correspondance débitance diamètres de conduites

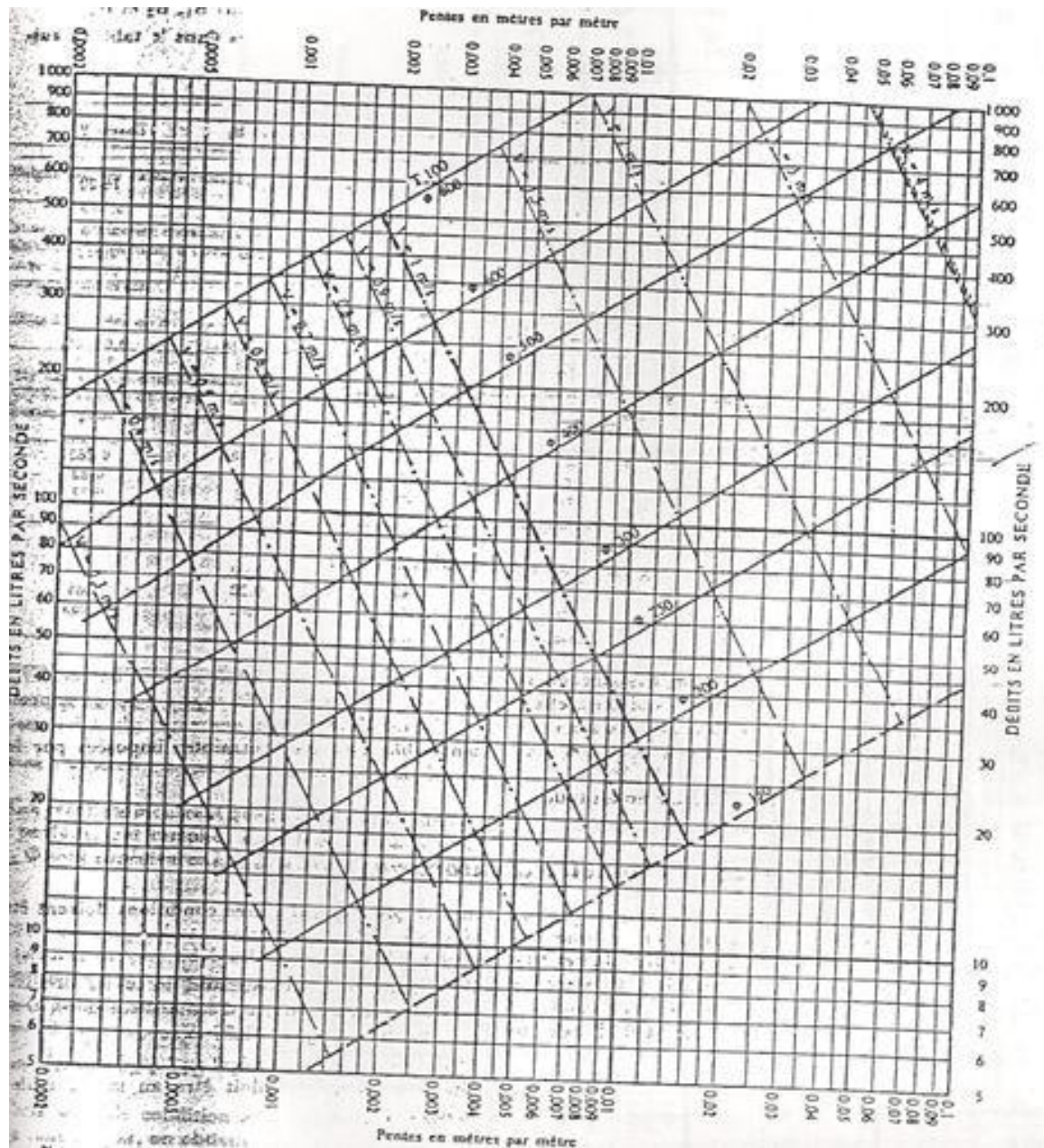


Figure 19 : Abaques de correspondance débitance diamètres de conduites pour les EP ^[10]

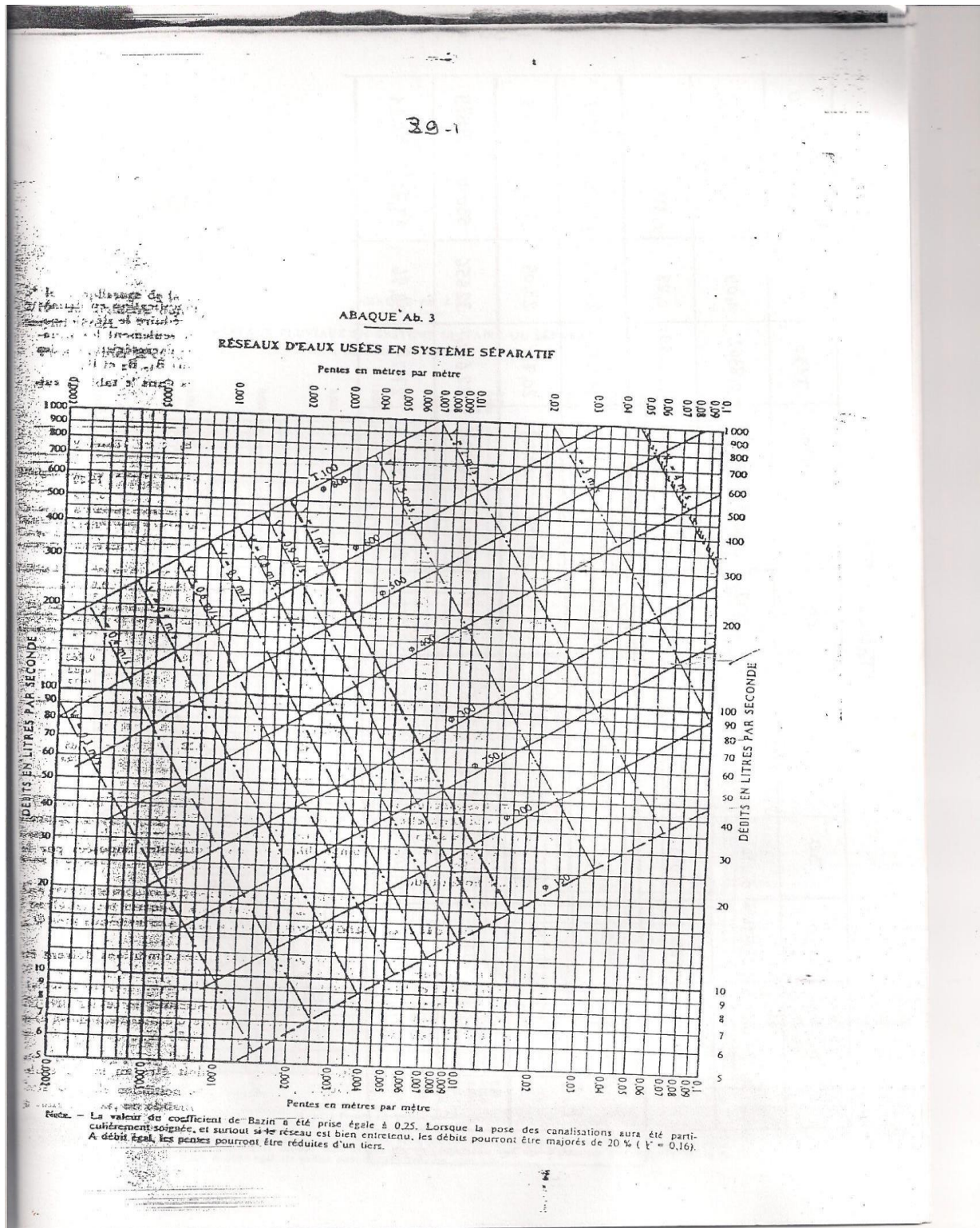
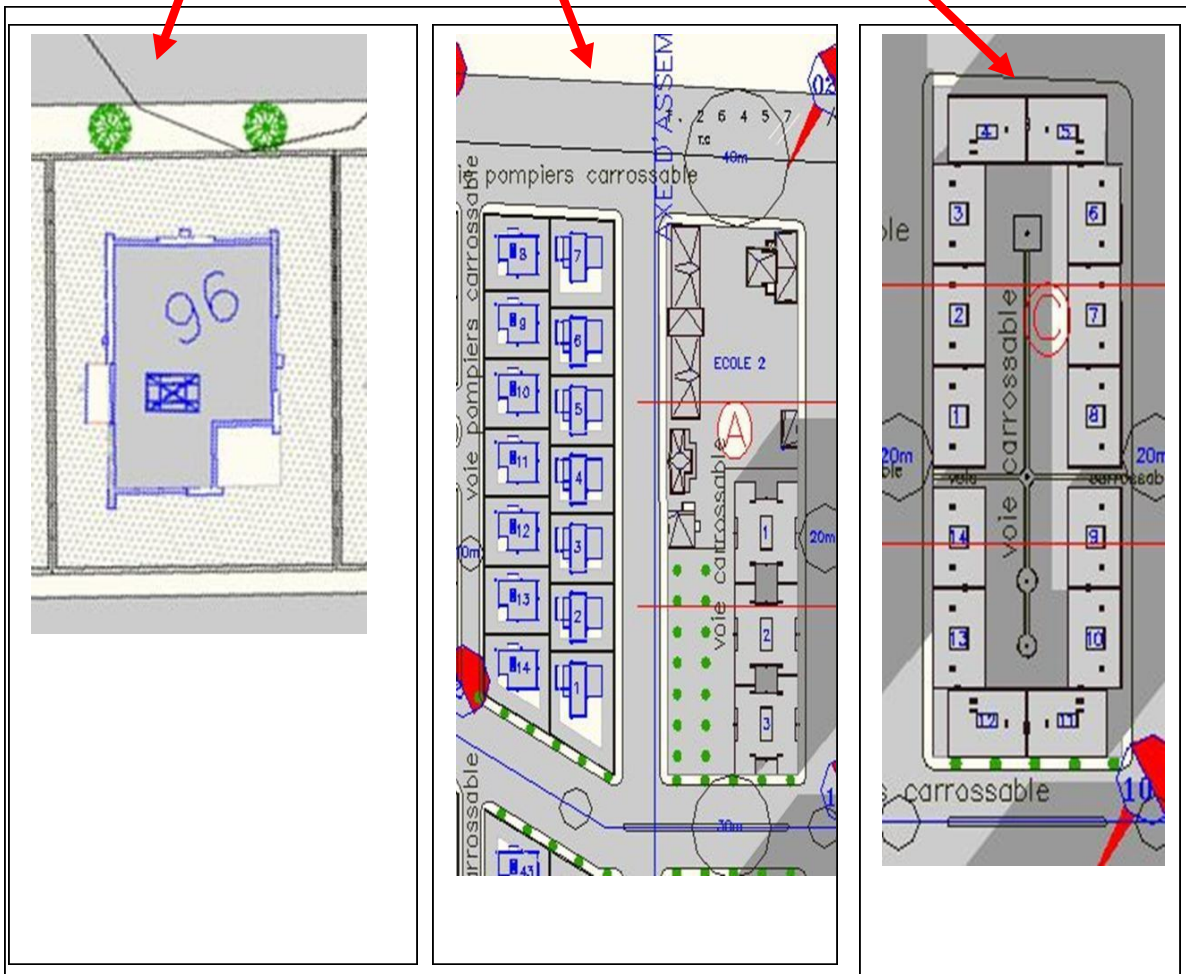
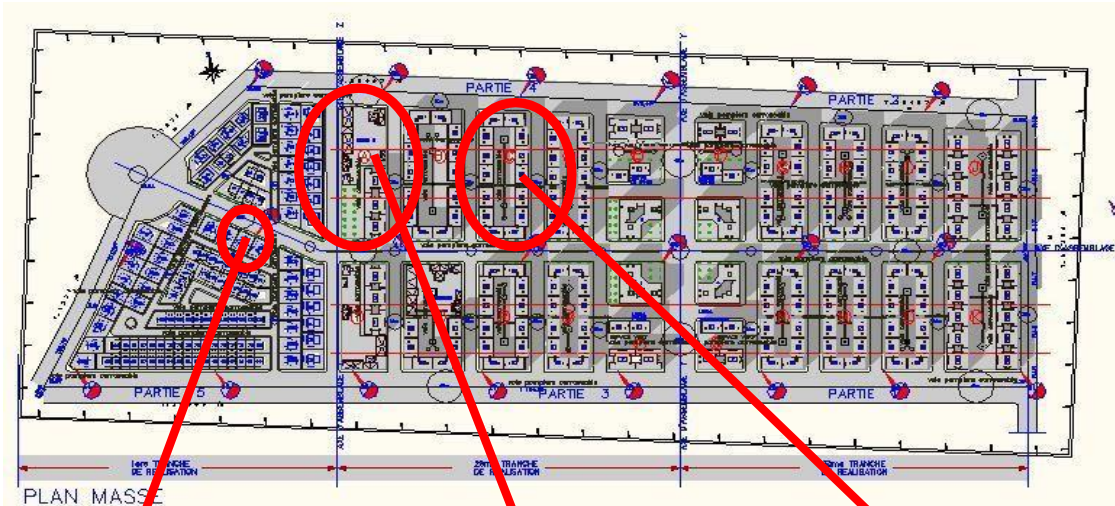


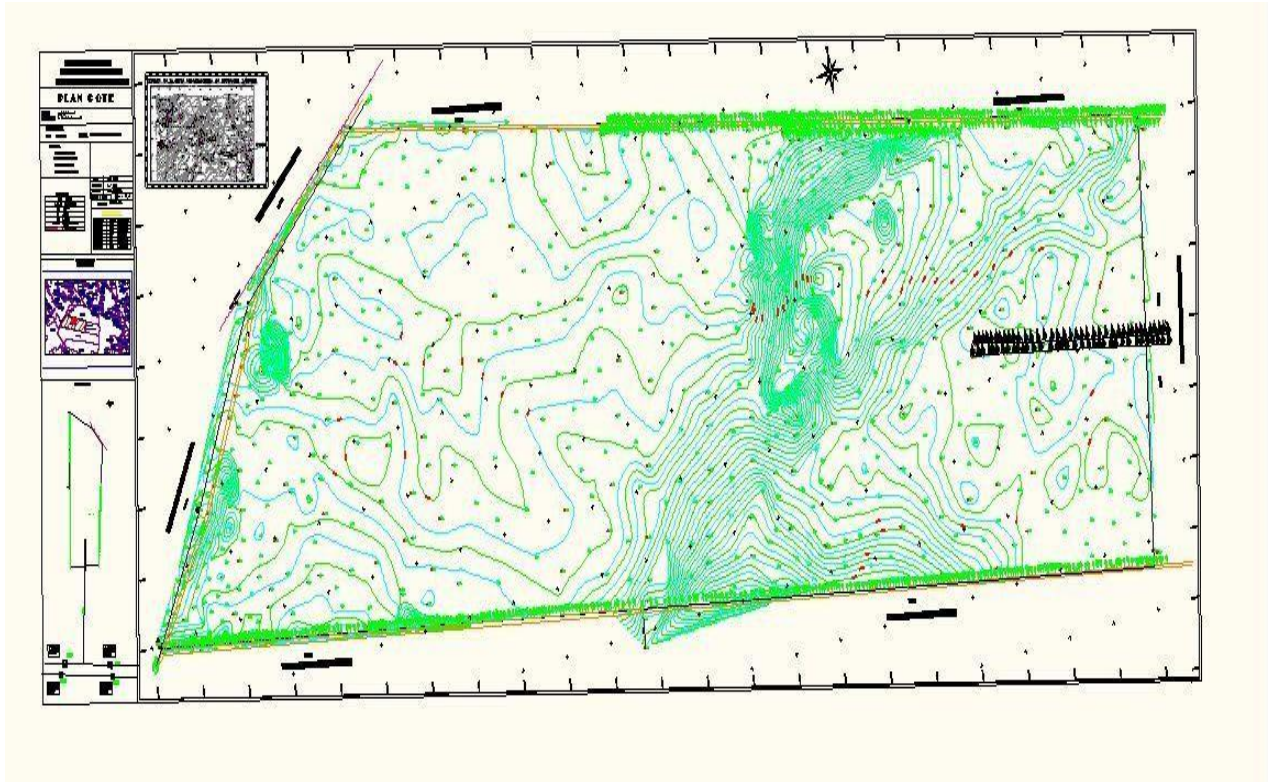
Figure 20: Abaque de correspondance débitance diamètres de conduites des EU [10]

Annexe 2 : Présentation du site d'application de l'étude

➤ **Plan de masse**



➤ **Plan topographique**





Bibliographie

- [1]- Article de H. El MAHRAZ paru dans Hommes, terre et eaux n° 117 décembre 2000
- [2]- Claude de Miras and Xavier Godard: Les firmes concessionnaires de service public au Maroc : eau potable, assainissement et transport collectifs in: Méditerranée, No. 106 (2006),
- [3]- ONEP-GTZ, 1998, Maroc
- [4]- Article Pr. TOUMI sur le Programme National d'Assainissement [2005]
- [5]- Loi sur l'eau, bulletin officiel, Maroc, 1995
- [6]- RHOUZLANE.S, Récupération des eaux pluviales, Maroc [2011]
- [7]- Fiche technique de l'assainissement de la communauté de communes Epernay pays de champagne [2009]
- [8]- Guide de l'assainissement de la Lydec, Version n°1, Salah AITBENSALAH Maroc, 2003
- [9]- Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique K dans différents sols (Musy & Souter, 1991)
- [10]- Les réseaux d'assainissement: Calculs, applications, perspectives (French Edition) 1985 by Regis Bourrier

Webographie

- [11]- <http://www.assainissement-cites-en-champagne.fr/fr/le-circuit-des-eaux-usees> [consulté en Mai 2016]
- [12]- <http://lacledestravaux.fr/plomberie/evacuation-des-eaux-usees-tout-ce-qu'il-faut-savoir/> [consulté en Mai 2016]
- [13]- <https://client.lydec.ma/site/rapport-activite> [consulté en Mai 2016]
- [14]- <http://www.ramsa.ma/Accueil/EspaceTechnique/EauPotable/Ressourcesetbesoins.aspx> [consulté en Mai 2016]
- [15]- <http://www.radeema.ma/tabid/227/Default.aspx> [consulté en Mai 2016]
- [16]- <http://www.radeef.ma/Accueil/Pr%C3%A9sentationetactivit%C3%A9s/Pr%C3%A9sentation/Pr%C3%A9sentationg%C3%A9n%C3%A9rale.aspx> [consulté en Mai 2016]
- [17]- <http://www.rak.ma/rak/Accueil/LaRAK/OrganisationdelarAK.aspx> [consulté en Mai 2016]
- [18]- https://fr.wikipedia.org/wiki/Bassin_de_r%C3%A9tention_des_eaux_pluviales [consulté en Mai 2016]
- [19]- www.vplouzane.infini.fr/IMG/pdf/Les-bassins-de-retention [consulté en Mai 2016]
- [20]- <http://fr.climate-data.org/location/54136/> [consulté en Mai 2016]