



FACULTÉ DES SCIENCES  
ET TECHNIQUES  
MARRAKECH



**Département des Sciences de la Terre**  
**Licence Sciences et Techniques**  
**Option : Eau et Environnement**

# Mémoire de Fin d'Etudes

*Assainissement liquide du Centre  
Tnine l'Oudaya : Dimensionnement  
du réseau des eaux pluviales et de la  
station d'épuration*

Réalisé Par :

Jihane KNIDIRI  
Aouatif KHATTABI

Encadrées par :

Mr : A. BENKADDOUR  
Mlle : F. BOULAOUNE

Année Universitaire : 2009 – 2010

Ce mémoire est dédié à :

Nos chers parents Khattabi Abdelkader, Knidiri Jamalddine, Louliej ouafa et farajallah skalli joudia qui nous ont supportées, soutenues, ont toujours cru en nous, et ont mis à notre disposition tous les moyens nécessaires pour que nous réussissions nos études.

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

# Remerciement

*Tout d'abord nous remercions et témoignons notre reconnaissance à Mlle. Malika Belkouadssi directrice régionale de l'office nationale de l'eau potable qui nous a offerte la possibilité de faire ce stage au sein de cet établissement.*

*C'est avec un grand plaisir que nous adressons nos sincères remerciements à notre professeur et encadrant Mr. Benkaddour Abdelfettah qui n'a ménagé aucun effort pour la bonne réussite de ce travail.*

*Nos vifs remerciements à notre encadrante Fatimzehra Boulaoune qui a tant déployée d'efforts pour la réussite de ce programme. Sa sympathie, son accueil chaleureux et sa disponibilité à rendre le service ont constitué, en outre, des ingrédients nécessaires au bon déroulement du stage.*

*Sans oublier de remercier Mr. Lemdakkar de sa gentillesse, son amabilité et ses conseils précieux.*

*Nous ne saurions entamer ce sujet sans exprimer notre reconnaissance à toutes les personnes qui ont apportées leur attribution à la réussite de ce travail.*

*On réserve une pensée spéciale à tous les enseignants de la LST 2E qui ont sus nous donner une formation didactique et appréciable tout au long de notre cursus.*

# acronymes

**ONEP** : Office national de l'eau potable

**ONE** : Office national d'électricité

**AEP** : Alimentation en eau potable

**SDNAL** : Schéma directeur national d'assainissement liquide

**DBO5** : Demande biochimique en oxygène en 5 jours

**MES** : Matières en suspension

**DCO** : Demande chimique en oxygène

**EH** : Equivalent-habitant

**STEP** : Station de traitement des eaux polluées

**APS** : Avant projet sommaire

**PVC** : Polychlorure de vinyle non plastifié

**BV** : Sous bassins versants

# sommaire

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>6</b>
<b>Définition de l'assainissement .....</b>	<b>7</b>
<b>Présentation de l'ONEP.....</b>	<b>7</b>

## **Chapitre I : Présentation du centre Tnine l'Oudaya**

I- Milieu naturel .....	10
1. Topographie .....	10
2. Géologie .....	11
3. Climatologie .....	11
4. Hydrologie.....	11
II- Infrastructure de base .....	11
1. L'eau potable.....	11
2. Voirie.....	11
3. L'électricité .....	12
4. Autres équipements .....	12
III- Données socio-économiques .....	12
IV- Situation actuelle de l'assainissement à Tnine l'Oudaya .....	12
V- Impact des rejets des eaux usées sur les ressources en eau .....	12

## **Chapitre II : Etude de l'eau et des rejets**

I- Horizon de dimensionnement.....	14
II- Consommation en eau potable .....	14
1. Données statistiques .....	14
2. Dotation.....	14
3. Evolution future des différents paramètres .....	15
III- Etude des rejets.....	16
1. Production d'eaux usées.....	16
2. Charge polluante .....	17
3. Production et concentration de la pollution.....	18

## **Chapitre III : Réseau d'assainissement**

I- Structure des réseaux d'assainissement.....	20
II- Calage du réseau d'assainissement .....	20
III- Assainissement Tnine l'Oudaya.....	20
1. Assainissement eaux usées.....	20

2. Assainissement eaux pluviales .....	21
IV- Mode et système d'assainissement.....	21
1. Mode d'assainissement .....	21
2. Système d'assainissement .....	21
V- Configuration du réseau d'assainissement .....	23

## **Chapitre IV : Formules de calcul et de dimensionnement du réseau pluvial**

I- Bases théoriques .....	25
II- Délimitation des bassins versants.....	26
III- Choix de la période de retour .....	26
IV- Calcul des débits des eaux pluviales .....	26
1. Formule de Caquot .....	26
2. Définition et influence des différents paramètres de la formule superficielle ...	27
3. Débit corrigé.....	29
4. Assemblage des bassins .....	30
V- Calcul des diamètres.....	33
VI- Vérification des conditions d'autocurage.....	35

## **Chapitre V : Station d'épuration**

I- Critères de conception .....	38
II- Choix du site de la STEP .....	38
III- Choix des Dispositifs d'épuration.....	39
IV- Prédimensionnement des ouvrages d'épuration.....	40
1. Les prétraitements .....	40
a- Dégrilleur .....	40
b- Dessableur-deshuileur .....	42
2. Lagunage .....	43
a- les bassins anaérobies .....	45
b- les bassins facultatifs .....	48
c- les bassins de maturation.....	50
d- les lits de séchage .....	50

## **CONCLUSION..... 52**

## **INTRODUCTION :**

Les rejets d'eaux usées dans le milieu naturel créent des nuisances sur le plan environnemental et causent des maladies qui touchent un milliard d'individus chaque année. Ils provoquent, également, cinq à dix millions de décès chaque année, en majorité des enfants (Bernardis et Nesteroff, 1990).

Pour protéger la santé humaine, les cours d'eaux récepteurs ainsi que le milieu marin, il est apparu nécessaire de collecter, dans un premier temps, les eaux usées, de diminuer leur teneur en matières organiques et de respecter les normes en vigueur relatives aux eaux épurées en matière de DBO5 et de DCO.

Les eaux pluviales mettent, à leur tour, en péril la sécurité des personnes et des biens. En effet, l'imperméabilisation des sols (résultante de l'urbanisation, des voies de communication, des aires de stationnement...) modifie l'écoulement des eaux vers l'aval en vitesse et en quantité et augmente potentiellement les risques d'inondation.

C'est pour cela que l'état a fait appeler à l'assainissement. Ce processus est destiné à collecter et traiter les eaux usées et pluviales. Dans ce sens, la Direction Régionale de l'ONEP (Office National de l'Eau Potable) à Marrakech a adopté l'Assainissement du centre de Tnine l'Oudaya et a confié son étude au *Bureau d'Ingénieurs Conseil Team Maroc*. Grâce aux résultats d'investigation et de la recherche des données de base relatives à l'aire de l'étude recueillis par ce bureau d'étude, et à l'aide du tableur Excel et du logiciel du dessin Autocad, nous avons essayé dans ce mémoire, de mener un projet visant principalement à dimensionner les conduites d'égouts pluviaux du quartier Oulad Ben Sbaa situé au centre Tnine l'Oudaya, ainsi que le dimensionnement des ouvrages requis pour l'épuration des eaux usées du centre jusqu'à l'horizon 2030.

Pour ce qui est égouts, nous avons adopté la formule de Caquot pour calculer les débits des eaux pluviales, ainsi que les diamètres des conduites qui vont servir à évacuer ces débits tout en vérifiant les conditions d'autocurage.

En ce qui concerne la station d'épuration, notre but est d'étudier la consommation en eau potable et les rejets d'eaux usées, d'évaluer la charge polluante (DBO5 et DCO) à l'entrée de la station, puis présenter les formules de calcul de dimensionnement. Ceci nous permettra, en fin de compte, de trouver les dimensions optimales des ouvrages du procédé d'épuration choisi (volume, surface, profondeur, longueur, etc.).

## ❖ **DEFINITION DE L'ASSAINISSEMENT :**

L'assainissement : vient du verbe assainir qui veut dire rendre sain, un terme général qui couvre tous les aspects de l'évacuation des eaux usées, des déchets solides, de la lutte contre les vecteurs de maladies, de l'hygiène alimentaire, etc.

L'assainissement liquide d'une agglomération consiste à collecter, évacuer, transporter et épurer de manière hygiénique et sans danger les eaux usées (domestiques ou industrielles) et les eaux pluviales avant qu'elles soient rejetées dans le milieu naturel.  
[5]

La qualité des eaux rejetées doit être compatible avec les exigences relatives à la santé publique, à la protection du milieu récepteur et à la préservation des ressources en eau.

## ❖ **PRESENTATION DE L'ONEP :**

Créé en 1972, l'ONEP est un établissement public à caractère industriel et commercial, doté de la personnalité civile et de l'autonomie financière, placé sous la tutelle du ministère de l'énergie, des mines, de l'eau et de l'environnement, c'est un organisme gouvernemental qui assure l'essentiel de la gestion de la ressource en eau potable et de sa production au Maroc.[4]

### **Activités principales:**

- ❖ **Planifier** : L'approvisionnement en eau potable du Royaume et la programmation des projets.
- ❖ **Etudier** : L'approvisionnement en eau potable et assurer l'exécution des travaux des unités de production et de distribution.
- ❖ **Gérer** : La production d'eau potable et la distribution pour le compte des communes qui le souhaitent.
- ❖ **Contrôler** : La qualité des eaux produites et distribuées et la pollution des eaux susceptibles d'être utilisées pour l'alimentation humaine.
- ❖ **Assister** : En matière de surveillance de la qualité de l'eau.
- ❖ **Participer** : Aux études, en liaison avec les ministères intéressés, des projets de textes législatifs et réglementaires nécessaires à l'accomplissement de la mission.

### **Assainissement à l'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 3,5 milliards de DH visant à activer la réalisation des projets d'assainissement liquide à l'horizon 2030 dans l'ensemble des communes dans lesquelles il assure la distribution d'eau potable.

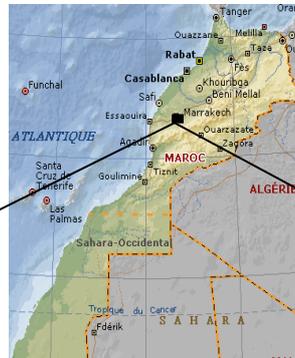
L'ONEP assure le service de l'assainissement dans plus de 278 communes totalisant plus de 4,6 millions d'habitants. [4]

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.

# Chapitre I :

PRESENTATION DE TINE L'OUDAYA

Le centre de Tnine l'oudaya est situé à 22 Km à l'Ouest de la ville de Marrakech, desservi par la route nationale N° : 8 qui relie Marrakech à Essaouira et Agadir.



**Photo 1 : Photo satellite du centre Tnine l'Oudaya**

## **I- MILIEU NATUREL :**

**1) Topographie :** Le centre est divisé en deux rives par Oued N'fis (cf. annexe 3). L'altitude du centre varie de 375m au sud à 384m vers le nord. La pente générale du centre est orientée vers le nord. Le relief est caractérisé par des pentes faibles avec une moyenne de 0,30% (ONEP, 2007)

**2) Géologie :** Le centre de Tnine l'Oudaya fait partie de la plaine du Haouz central. Ce dernier est considéré comme un bassin de sédimentation modérément subsident d'avant fosse d'origine tectonique, dans laquelle se sont accumulées au tertiaire (néogène) et au quaternaire, d'abondantes formations détritiques continentales et fluviatiles, issues du démantèlement des chaînes Atlasiques.

Tous les étages de la série géologique, du primaire au quaternaire récent, sont représentés. Ils connaissent toutefois une répartition très inégale dans le sous sol de la plaine, comme en témoignent les trois coupes schématiques nord-sud ci-annexées dressées du Haut Atlas au Jbilette. (cf annexe n° 6)

Le socle primaire, essentiellement constitué de séries schisteuses très redressées et modelées par l'orogénèse hercynienne, a connu dès la fin du paléozoïque un premier cycle d'érosion. Les couvertures secondaires et paléogènes déposées en discordance sur une topographie restée très irrégulière, n'apparaissent toutefois qu'en bordure de l'Atlas.

**3) Climatologie :** Sur l'ensemble de la plaine règne un climat continental de type aride caractérisé par une pluviosité et une hygrométrie faible, une forte évaporation et des températures moyennes élevées, aux écarts mensuels et journaliers important. Les précipitations sont rares et peu abondantes. La saison froide s'étend du mois de Septembre au mois de Mai, avec deux maxima en Novembre-Décembre et en Mars-Avril. L'évaporation moyenne annuelle, mesurée à l'évaporamètre de Piche, est de 2700mm, les extrêmes mensuels moyens sont de 93mm en Décembre et de 400mm en Août. (ONEP, 2007)

**4) Hydrologie :** L'Oued N'fis traversant le centre, est l'un des affluents de l'Oued Tensift qui constitue le principal cours d'eau de la région, alimentant en grande partie le barrage de Lalla Takerkoust, situé à 30km environ en amont du centre Tnine l'Oudaya. La superficie du bassin versant de l'Oued N'fis est de 1290km<sup>2</sup>. Le débit moyen est de 5400 l/s (ONEP, 2007)

## **II- INFRASTRUCTURE DE BASE :**

**1) L'eau potable :** La gestion de l'eau potable dans le centre de Tnine l'Oudaya est assurée par l'ONEP au niveau de la production et de la distribution.

L'ONEP assure la gestion du réseau d'eau potable depuis 2001. L'alimentation en eau potable est assurée à partir des champs captant sur l'Oued N'Fis situé au sud du centre. Le réseau dessert la totalité du centre à partir du réservoir surélevé d'une capacité de 200m<sup>3</sup>.(ONEP, 2007)

**2) Voirie :** Le centre se trouve sur un axe routier important en l'occurrence, la route nationale n°8 qui relie Marrakech à Essaouira. Pour le reste du centre, la voirie est sous forme de piste.

**3) L'électricité :** Le réseau d'électricité est géré par L'ONE. LE réseau dessert la totalité du centre. Le taux de branchement est de 98%.

**4) Autres équipements :** Le centre de Tnine l'Oudaya est raccordé au réseau automatique national. Il dispose de :

- ◆ 2 centres de santé : on ne signale pas de cas d'épidémies liées à l'utilisation de l'eau.
- ◆ 4 écoles primaires, un collège et un lycée.
- ◆ Un cercle, une caïdat, une gendarmerie royale...

### **III- DONNEES SOCIO-ECONOMIQUES :**

Les principales ressources économiques de la commune sont constituées par l'agriculture et l'élevage. L'activité agricole constitue la source principale de revenu pour la population de toute la commune.

### **IV- SITUATION ACTUELLE DE L'ASSAINISSEMENT A TNINE L'OUDAYA :**

Le centre de Tnine l'Oudaya est dépourvu d'un centre d'assainissement collectif. Les habitants utilisent les puits perdus pour les rejets des eaux usées. La réalisation de ces puits se fait d'une manière traditionnelle.

### **V- IMPACT DES REJETS DES EAUX USEES SUR LES RESSOURCES EN EAU :**

Il est à noter que les eaux usées sont déversées directement dans les puits perdus sans l'utilisation des fosses septiques pour réduire la pollution à travers le sous sol. Cette situation contribuera à la pollution de la nappe dans la région.

Ces rejets entraînent certainement des nuisances à la population générant des odeurs nauséabondes et la prolifération d'insectes et d'animaux indésirables. L'utilisation des puits perdus sur l'ensemble du territoire risque de contaminer le réseau d'eau potable qui couvre la totalité du centre Tnine l'Oudaya.

# Chapitre II

*Etude des usages de l'eau et des rejets*

L'étude des usages de l'eau et des rejets constitue une étape fondamentale dans tout projet d'assainissement puisqu'elle permet d'estimer la quantité du rejet à partir de la détermination du besoin en eau potable, et aussi la qualité de ces rejets à travers des analyses sur le site et/ou le traitement comparatif des données statistiques des régions semblables.

## **I- HORIZON DE DIMENSIONNEMENT :**

Le choix de l'horizon de dimensionnement dépendra surtout de la STEP. Il est préférable de ne pas surdimensionner les ouvrages d'épuration pour respecter une charge nominale prévue à longue échéance (20 ans par exemple), sous peine de s'exposer à une sous-alimentation de la station et un mauvais fonctionnement du système durant les premières années d'exploitation. IL est plutôt recommandé de prévoir à moyen terme une extension de la station avec la construction éventuellement d'une deuxième filière en parallèle avec la première.

Pour le cas du centre de Tnine l'Oudaya, on estime que la réalisation de la station d'épuration et son exploitation s'effectueront en 2010. L'horizon que nous prendrons en compte pour le dimensionnement des ouvrages est : 2030

## **II- CONSOMMATION EN EAU POTABLE :**

### **1) Données statistiques :**

Les données statistiques de consommation pour les années 2002 à 2007 recueillies auprès de l'ONEP sont présentées dans le tableau suivant :

	<b>2002</b>	<b>2003</b>	<b>2004</b>	<b>2005</b>	<b>2006</b>	<b>2007</b>
<b>Production (m<sup>3</sup>/an)</b>	415373	457452	413870	509339	553703	649059
<b>Distribution (m<sup>3</sup>/an)</b>	384585	410200	367148	369042	468204	595256
<b>Consommation (m<sup>3</sup>/an)</b>	230751	258426	238646	247258	210692	360725

**Tableau 1 : Données statistiques concernant le système d'AEP du centre Tnine l'Oudaya**

### **2) Dotations :**

La dotation est le besoin en eau potable d'un habitant pendant 1 jour, elle est exprimée en l/hab/j

Le tableau suivant illustre l'évolution des différentes dotations pour la période 2002-2007 ainsi que celle du taux de branchement :

	2002	2003	2004	2005	2006	2007
<b>Population (hab.)</b>	12188	12345	12504	12692	12882	13075
<b>Population branchée (hab.)</b>	11457	11728	11754	11930	12238	12422
<b>Population non branchée (hab)</b>	731	617	750	762	644	654
<b>Taux de branchement</b>	94%	95%	94%	94%	95%	95%
<b>Dotation globale (l/hab/j)</b>	52	57	52	53	45	76

**Tableau 2 : Evolution des dotations et des taux de branchement de Tnine l'Oudaya pour la période 2002-2007**

Le tableau ci-dessus montre que :

- La dotation moyenne domestique est de 56 l/hab./j durant les dernières années. Cette dotation englobe tous les types d'utilisateurs (particuliers, commerces et administrations).
- Le nombre d'abonnés particuliers est passé de 2438 à 2615, soit une augmentation d'environ 7% entre les années 2002-2007.
- Le taux de branchement est important, il est de 95%, et dû principalement à la préoccupation de l'ONEP pour assurer une très grande couverture en réseau d'AEP.

### **3) Evolution future des différents paramètres :**

L'évolution future des différents paramètres s'effectuera sur la base des projections APS établies par l'ONEP en 2006 se présente comme suit :

- Le taux de branchement en 2005 étant de 94%, il évoluera jusqu'à atteindre la valeur de 98% à l'horizon 2030.
- La dotation retenue de la population branchée est de 50l/hab/j.
- La dotation retenue de la population non branchée est de 10 l/hab/j.
- La dotation administrative moyenne adoptée est de 5 l/hab/j.
- La dotation industrielle de 2 l/hab/j sera retenue pour tenir compte de la création éventuelle des zones industrielles au sein du périmètre aménagé.
- Au-delà de 2005, seront retenus des rendements de 80% à la distribution et 98% à la production.

Sur la base de ces paramètres les besoins en eau potable du centre Tnine l'Oudaya et les douars liés, pour les différents horizons, sont donnés dans le tableau suivant :

	<b>HORIZON</b>	<b>2030</b>
<b>Population</b>	Population totale	17412
	Population raccordée	17064
<b>Dotation (l/hab/j)</b>	Domestique raccordée	50
	Domestique non raccordée	10
	Administrative	5
	Industrielle	2
<b>Consommation en eau</b>	Domestique raccordée (m <sup>3</sup> /j)	853,20
	Domestique non raccordée (m <sup>3</sup> /j)	3,48
	Administrative (m <sup>3</sup> /j)	87,06
	Industrielle (m <sup>3</sup> /j)	34,83
	Consommation totale m <sup>3</sup> /j	978,57
	Consommation totale l/s	11 ,33

**Tableau 3 : Estimation des besoins en eau potable pour les différents horizons du centre Tnine l'Oudaya**

### III- ETUDE DES REJETS:

Cette étape vise à évaluer quantitativement les eaux usées du centre grâce à des paramètres tels que le taux de restitution et le taux des eaux parasites, et qualitativement à travers des ratios de pollution.

#### 1) Production d'eaux usées

##### a- Débit moyen des eaux usées :

Le calcul du débit des eaux usées est basé sur le taux de restitution à l'égout à partir de la consommation en eau potable, le taux adopté est généralement de 80%. (ONEP, 2007)

$$\text{Débit moyen des eaux usées (l/s)} = \text{consommation totale (l/s)} \times 0,8$$

##### b- Débit d'eaux parasites :

En considérant la présence de l'Oued N'Fis qui traverse le centre de Tnine l'Oudaya, le caractère rural du centre et la qualité des installations d'AEP existantes, on prévoit l'infiltration d'une quantité d'eaux parasites permanentes estimée à 15% (ONEP, 2007) du débit global des eaux usées rejetées.

$$\text{Débit d'eaux parasites (l/s)} = \text{débit moyen d'eaux usées (l/s)} \times 0,15$$

##### c- Débit moyen net :

$$\text{Débit moyen net (l/s)} = \text{débit moyen d'eaux usées (l/s)} + \text{débit d'eaux parasites (l/s)}$$

#### d- Débit de pointe :

Il est calculé à partir du coefficient de pointe horaire (k), qui est déterminé par la relation suivante :

$$K = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_m} \quad (\text{ONEP, 2007})$$

Où  $Q_m$  : est le débit moyen des eaux usées en l/s.

Les résultats de calculs de la production d'eaux usées au centre Tnine l'Oudaya sont représentés dans le tableau suivant :

<b>Horizon</b>	2030
<b>Taux de retour a l'égout %</b>	80
<b>Débit moyen des eaux usées l/s</b>	9,07
<b>Taux d'eaux parasites %</b>	15
<b>Débit d'eaux parasites l/s</b>	1,36
<b>Débit moyen net</b>	10,42
<b>Coefficient de pointe</b>	2,34
<b>Débit de pointe sans eaux parasites l/s</b>	21,12
<b>Débit de pointe y/c eaux parasites l/s</b>	22,48

**Tableau 4 : Estimation de la production d'eaux usées au centre Tnine l'Oudaya**

## **2) Charge polluante :**

La connaissance de la charge polluante surtout Les paramètres DBO5 et Equivalent Habitant est primordiale dans notre étude vu qu'ils servent dans le dimensionnement de la STEP comme nous allons le voir dans les chapitres suivants.

Les trois principaux paramètres qui mesurent les matières polluantes des eaux usées domestiques sont :

- les matières en suspension (MES) exprimées en mg/l. Ce sont les matières non dissoutes contenues dans l'eau. Elles comportent à la fois des éléments minéraux et organiques. (Dabrowska, 1993)
- la demande biochimique en oxygène (BDO), exprimée en mg/l, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours. C'est la DBO5, demande biochimique en oxygène sur cinq jours. (Dabrowska, 1993)
- la demande chimique en oxygène (DCO) exprimée en mg/l. Elle représente la teneur totale de l'eau en matière oxydable. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières. (Dabrowska, 1993)

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques (et assimilées), on utilise comme unité de mesure « l'équivalent-habitant ». Cette notion est utilisée pour évaluer la pollution émise par une agglomération à partir de la population qui y réside et des autres activités non domestiques (abattoir par exemple).

#### a- Ratios de pollution

Le SDNAL (schéma directeur national d'assainissement liquide) prévoit une augmentation de la charge polluante en fonction des localités. Les ratios de pollution proposés sont :

- DBO5 : 30 g/hab/j
- DCO : 80 g/hab/j
- MES : 40 g/hab/j

Donc la charge polluante produite par jour sera :

Horizon	2030
DBO5 (g/hab/j)	511,92
DCO (g/hab/j)	1365,12
MES (g/hab/j)	682,56

**Tableau 5 : Estimation de la charge polluante au centre Tnine l'Oudaya**

#### b- L'abattoir :

Il existe un abattoir dans le centre qui est considéré comme la plus importante source de pollution, estimée à 2177 EH en 2030. (ONEP, 2007)

### **3) Production et concentration de la pollution :**

En totale, au niveau du centre, la pollution produite sera de l'ordre de 19241 EH en 2030. La production totale ainsi que les concentrations de la matière polluante seront alors :

	HORIZON	2030
Production de pollution	DBO5 (kg/j)	577,23
	DCO (kg/j)	1539,28
	MES (kg/j)	769,64
Concentration de pollution	DBO5 (mg/l)	641,17
	DCO (mg/l)	1709,79
	MES (mg/l)	854,90

**Tableau 6 : Production totale et concentration de la pollution au centre Tnine l'Oudaya**

# Chapitre III

*Réseau d'assainissement et canalisation*

## I- STRUCTURE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT :

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites circulaires à écoulement à surface libre, c'est-à-dire que la pression de l'eau à la partie supérieure de l'écoulement est égale à la pression atmosphérique, l'écoulement n'atteint pas la partie supérieure de la conduite. Ils peuvent être composés aussi de caniveaux, fossés et de poste de pompage pour refouler les eaux dans le cas de difficultés d'assurer un écoulement gravitaire.

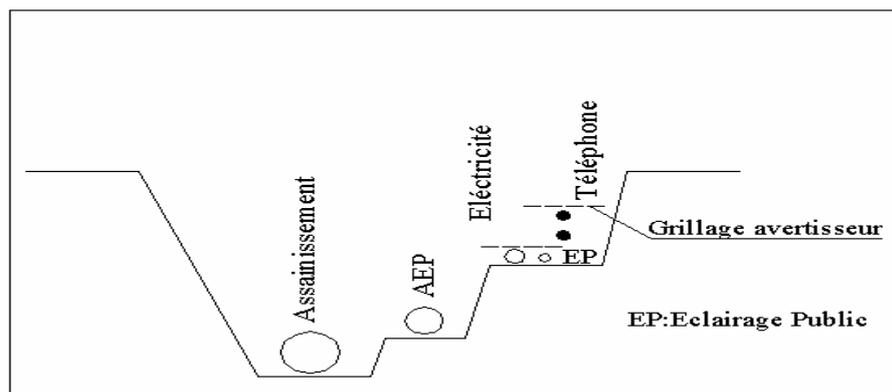
**Remarque :** On réalise obligatoirement des écoulements à surface libre pour les réseaux d'assainissement, car c'est le seul moyen d'empêcher les remontées d'eau usée vers les utilisateurs en cas de forte augmentation du débit.

## II- CALAGE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT :

Avant de procéder au dimensionnement des collecteurs, il faut d'abord les caler en prenant en considération ce qui suit :

- ❖ Si la largeur de la voirie est inférieure à 15 m : l'implantation des canalisations s'effectue au centre de celle-ci.
- ❖ Si non (au delà de 15 m) elle s'effectue sur le trottoir. (Chegdali, 2007)

Les collecteurs sont déposés à une profondeur supérieure à 0,8 m et cela pour éviter les surcharges des véhicules roulantes. Ainsi, il faut les implanter séparément des autres réseaux (d'eau potable, électricité, téléphone...) comme le montre le schéma ci après :



**Figure 1 : Implantation du réseau d'assainissement par rapport aux autres réseaux**

## III- ASSAINISSEMENT TNINE L'OUDAYA :

### 1) Assainissement des eaux usées :

Le centre Tnine l'Oudaya est dépourvu de réseau d'assainissement collectif. Les habitants utilisent jusqu'à présent des puits perdus pour le rejet des eaux usées, ces puits sont

réalisés d'une manière traditionnelle. Ils ont une profondeur d'environ 5 mètres et sont recouverts d'une dalle en béton.



**Photo 2 : Exemple d'un puit perdu**

On signale dans certains cas l'effondrement des habitations en raison de l'espace insuffisant pour réaliser d'autres puits perdus, ainsi que le mode de réalisation ne respectant pas les règles d'usage.

## **2) Assainissement des eaux pluviales :**

Le centre ne dispose pas de réseau d'eaux pluviales, aucun réseau de drainage n'a été constaté. Les eaux pluviales extérieures sont drainées par l'Oued N'fis traversant le centre.

## **IV- MODE ET SYSTEME D'ASSAINISSEMENT :**

### **1) Mode d'assainissement :**

Deux modes d'assainissement existent :

- **Collectif** : constitué par un réseau public de collecte et de transport des eaux usées et pluviales vers un ouvrage d'épuration ou un exutoire.

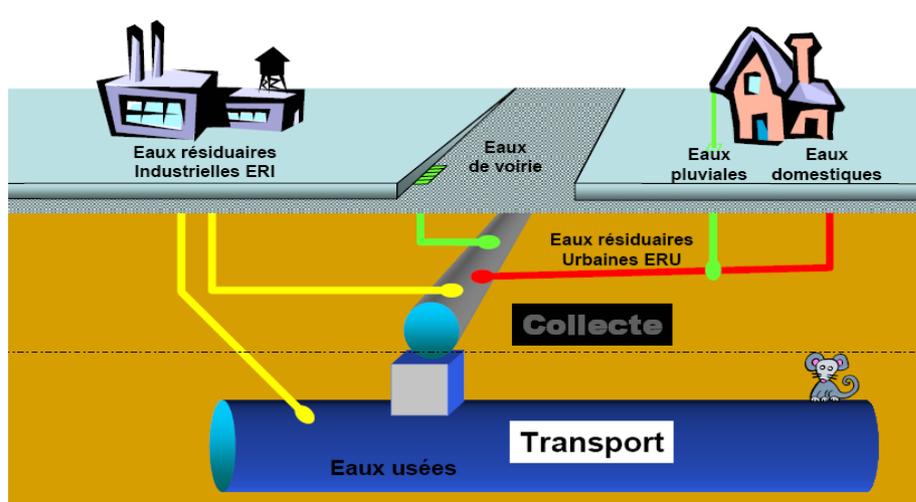
- **Individuel** : Tout système d'assainissement effectuant la collecte, le prétraitement, l'épuration, l'infiltration, ou le rejet des eaux usées domestiques des immeubles non raccordés au réseau public d'assainissement.

→ **Le mode d'assainissement envisageable au centre Tnine l'Oudaya est : le type collectif.**

### **2) Système d'assainissement :**

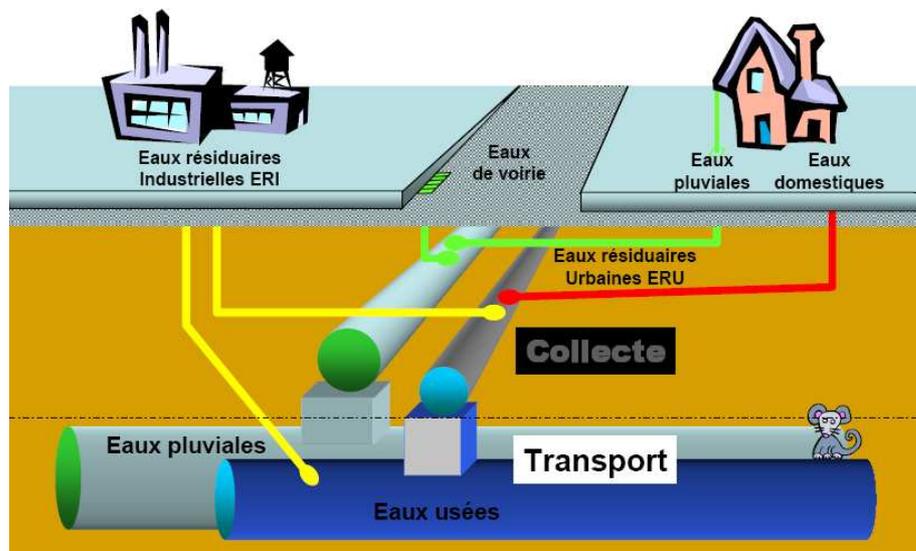
On distingue 3 types :

- **Unitaire** (figure 2) : les eaux usées et pluviales sont transportées par les mêmes conduites.



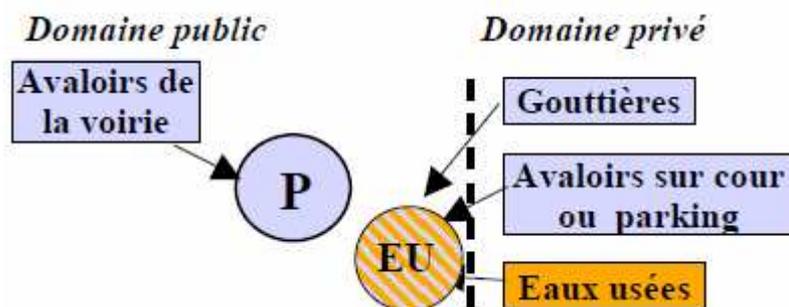
**Figure 2 : Schéma du réseau unitaire**

- **Séparatif** (figure 3): les eaux usées domestiques et les eaux de pluie sont collectées et transportées par deux réseaux distincts.



**Figure 3 : Schéma du réseau séparatif**

- **Pseudo-séparatif** : la combinaison des 2 systèmes précédents. (Brière, 2000)



**Figure 4 : Schéma du réseau pseudo-séparatif**

Le centre Tnine l'Oudaya est dépourvu de réseau d'assainissement. Le mode d'assainissement dépendra de la structure urbaine actuelle et future, de la topographie et des milieux récepteurs des rejets des eaux usées et pluviales.

Le système adopté est choisi en tenant compte :

- ◆ d'une part, des caractéristiques urbanistiques du centre :
  - Le centre est divisé en deux zones distinctes séparées par L'Oued N'fis. La structure urbaine actuelle du centre est caractérisée par la dominance de l'habitat rural.
  - La topographie du terrain est plane, la pente est orientée du sud vers le nord.
  - L'Oued N'fis est le seul exutoire existant dans la zone, il peut être utilisé pour les rejets des eaux usées épurées et des eaux pluviales du centre.
- ◆ Et d'autre part, l'optimisation du coût du projet.

Le système retenu pour le centre est le système séparatif qui s'adapte mieux à cette région. Ce système permet de mieux maîtriser les débits d'eaux usées qui nécessiteront des collecteurs avec des petits diamètres.

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

## **V- LA CONFIGURATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

La configuration du réseau qui servira à évacuer les eaux pluviales du centre Tnine l'Oudaya a été établie en tenant compte de plusieurs critères dont on peut citer :

◆ **La topographie :** Il faut en tenir compte dans la conception du réseau afin d'obtenir l'écoulement gravitaire requis dans les conduites.

◆ **Le plan d'aménagement :** Les collecteurs doivent impérativement suivre les voies proposées par le plan d'aménagement (cf annexe n°4) tout en évitant de passer sous des domaines privés pour ne pas générer des problèmes lors de l'exploitation.

◆ **Le coût d'investissement :** L'économie au niveau des tronçons, des déversoirs d'orages et au niveau des ouvrages annexes, est un critère très important dans la conception du réseau d'assainissement.

**Les eaux pluviales seront évacuées par des conduites circulaires en pvc car ces derniers présentent d'excellentes propriétés de résistance chimique et mécanique, elles sont moins coûteuses et existent pour des diamètres importants (jusqu'à 1000 mm), ces conduites seront implantées au centre des voiries puisque la largeur ne dépasse pas 15m. Les eaux pluviales seront drainées et directement déversées dans l'oued N'fis.**

# Chapitre IV

*Formules de calcul et de dimensionnement*

*du réseau pluvial*

Dans ce paragraphe on va essayer de présenter les étapes et les formules qui servent pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement d'une agglomération. Toutefois dans notre étude, on s'est contenté de dimensionner et de calculer l'avant métré du réseau pluvial dans un seul quartier Oulad Ben Sbaa (14,442 ha), vu que pour le faire pour tout un village prendrait beaucoup de temps et demanderait des logiciels puissants capables d'effectuer des calculs très lourds et de traiter des bases de données assez conséquentes. (cf. annexe n° 5)

## **I- BASES THEORIQUES :**

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

Parmi les modèles existants on peut citer :

- ❖ Le modèle rationnel
- ❖ **Le modèle superficiel de Caquot**
- ❖ Le modèle Mac-Math
- ❖ Le modèle Malet- Gauthier, etc.

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

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

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

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

Il est démontré, à propos de l'effet de capacité, que le débit, à l'instant où le réseau fonctionne au maximum (réseau plein), correspond exactement au volume tombé dans l'unité du temps, tandis que le volume tombé antérieurement a servi à la fois à l'écoulement, au remplissage des canalisations et à l'humidification de toutes les surfaces

du bassin de réception, la capacité pouvant être grande s'il s'agit de terrains particulièrement perméables. (Chegdali, 2007)

## **II- DELIMITATION DES SOUS BASSINS VERSANTS :**

Les sous bassin versant ou bassin élémentaire est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieure et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. (Brière, 2000)

Avant de passer à l'étape de dimensionnement, on procède au découpage du lotissement en bassins versants afin d'arriver au calcul du débit sur lequel on doit dimensionner le réseau. Ce découpage des bassins versants dépend du type de système d'assainissement choisi dans le projet.

Pour le système séparatif, le découpage englobe la surface de toitures et de chaussée.

Le quartier Oulad Ben Sbaa est découpé en 9 bassins élémentaires (BV24, BV25, BV30, BV31, BV32, BV33, BV34, BV35 et BV36) (cf figure 6), les eaux pluviales de chaque bassin sont évacuées par une ou plusieurs conduites dimensionnées chacune pour le débit maximum prévu.

## **III- CHOIX DE LA PERIODE DE RETOUR :**

Les ouvrages d'assainissement pluviaux sont conçus pour prévenir les inondations provoquées par la pluie et assurer une protection suffisante.

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

En raison du caractère rural du centre, on tiendra pour la présente étude, la période de retour de 5ans.

## **IV- CALCUL DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES :**

### **1) Formule de Caquot**

Pour le calcul du débit des eaux pluviales à l'exutoire des bassins versants, on a adopté la formule de CAQUOT, dans laquelle les différents paramètres sont des fonctions des coefficients de Montana a et b, elle se présente comme suit :

$$Q(T_r) = K \cdot C^u \cdot I^v \cdot A^w$$

Avec:

$Q(T)$  = Débit de pointe (en  $m^3/s$ ) pour une période  $T_r$

$C$  = Coefficient de ruissellement

$I$  = Pente équivalente du bassin versant (m/m)

$A$  = Superficie du bassin versant (en ha)

Et

$K$ ,  $u$ ,  $v$  et  $w$ , sont des paramètres qui dépendent des coefficients de Montana **a** et **b**.

$$u = 1/(1+0,287 \cdot b)$$

$$v = -0,41 \cdot b/(1+0,287 \cdot b)$$

$$w = (0,507 \cdot b + 0,95)/(1+0,287 \cdot b)$$

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

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

- ❖ Surface du bassin ou groupement de bassins  $\Sigma A \leq 200$  ha
- ❖ Pente  $0,0002 < I < 0,05$
- ❖ Coefficient de ruissellement  $0,2 < C < 1$

## 2) Définition et influence des divers paramètres de la formule

### Superficielle :

#### a- Coefficients de Montana :

Les paramètres **a** et **b** encore appelés coefficients de Montana sont en corrélation directe avec l'intensité maximale de la pluie dans une région. Ainsi, il est préférable d'utiliser des paramètres locaux afin de mieux exprimer la réalité sur le terrain. Pour notre étude nous adopterons les coefficients de Montana relatifs à la région de Marrakech :

Période de retour	A	b
Période de retour de 10 ans	5,81	-0,61
Période de retour de 5 ans	4,85	-0,62
Période de retour de 2 ans	3,61	-0,64

**Tableau 7 : Coefficients de Montana pour la région de Marrakech** (ONEP, 2007)

Puisque  $T_r=5$  ans alors on retient :

$$a = 4,85 \quad \text{et} \quad b = -0,62$$

D'ou

K	U	V	W
1,1595	1,2165	0,3092	0,7733

**Tableau 8 : Valeurs de k, u, v et w**

b- Coefficient de ruissellement :

Il est égal au taux d'imperméabilisation du fait qu'il exprime le rapport de la surface revêtue d'un bassin versant sur sa surface totale (ONEP, 2007). Ainsi, à chaque nature de surface correspond un coefficient de ruissellement unitaire défini suivant des normes universelles reconnues (cf annexe n° 1)

c- Pente moyenne :

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

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin, toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode qu'on va adoptée est celle proposée par Charlier et Leclerc (1964) et qui consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données.

d- Surface du bassin:

Dans le modèle de Caquot, A est un paramètre représentatif de la superficie en Hectare du bassin versant, cette surface est délimitée par les contours des divers bassins élémentaires considérés isolément ou selon l'assemblage : en "série" ou en "Parallèle".

**N.B.** : Les deux paramètres I et C sont extraits de l'APS, alors que Nous avons calculé A à l'aide d'Autocad.

► Les caractéristiques et les débits des eaux pluviales ainsi calculés sont

	<b>K</b>	<b>A (ha)</b>	<b>I</b>	<b>C</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>BV 24</b>	1,1595	1,1960	0,0036	0,5410	0,1104
<b>BV 25</b>	1,1595	1,8050	0,0036	0,5690	0,1614
<b>BV 30</b>	1,1595	2,5570	0,0089	0,6940	0,3571
<b>BV 31</b>	1,1595	1,5420	0,0041	0,4840	0,1225
<b>BV 32</b>	1,1595	1,8370	0,0037	0,4170	0,1129
<b>BV 33</b>	1,1595	1,9140	0,0030	0,5290	0,1469
<b>BV 34</b>	1,1595	0,5900	0,0030	0,6130	0,0705
<b>BV 35</b>	1,1595	2,0160	0,0047	0,6770	0,2367
<b>BV 36</b>	1,1595	0,9850	0,0037	0,7480	0,1419

**Tableau 9 : Caractéristiques et débits calculés des sous bassins versants**

**Remarque :** Normalement on doit considérer les apports extérieurs qui déversent dans la zone étudiée. Cependant, dans le cas du centre Tnine l'Oudaya, les limites du plan d'aménagement sont entourées par une fosse qui collecte les eaux pluviales provenant de l'extérieure et les draine directement vers l'Oued. Ces apports extérieurs ne sont donc pas pris en considération dans les calculs.

### 3) Débit corrigé :

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

$$Q_c = m \cdot Q_p \quad (\text{ONEP, 2007})$$

Avec

$Q_p$  : Débit de pointe (en m<sup>3</sup>/s)

$Q_c$  : Debit corrigé (en m<sup>3</sup>/s)

$m = (M/2)^{(0,84 \cdot b / (1+0,287 \cdot b))}$

M : Coefficient d'allongement

Ou  $M = L/\sqrt{A}$

L = longueur hydraulique du bassin (hectomètre), elle correspond a la plus longue distance parcourue par l'eau dans un même bassin versant.

Nous avons calculé L par l'outil informatique Autocad.

► Calcul des débits corrigés des sous bassins versants :

	Q (m <sup>3</sup> /s)	L (hm)	M	M	Qc (m <sup>3</sup> /s)
<b>BV 24</b>	0,1104	1,7542	1,6040	1,1500	<b>0,1270</b>
<b>BV 25</b>	0,1614	1,8634	1,3870	1,2610	<b>0,2036</b>
<b>BV 30</b>	0,3571	1,7941	1,1220	1,4423	<b>0,5151</b>
<b>BV 31</b>	0,1225	1,9322	1,5560	1,1724	<b>0,1436</b>
<b>BV 32</b>	0,1129	2,3163	1,7090	1,1048	<b>0,1247</b>
<b>BV 33</b>	0,1469	1,9203	1,3880	1,2604	<b>0,1852</b>
<b>BV 34</b>	0,0705	1,6545	2,1540	0,9541	<b>0,0673</b>
<b>BV 35</b>	0,2367	1,1614	0,8180	1,7620	<b>0,4170</b>
<b>BV 36</b>	0,1419	0,8049	0,8110	1,7716	<b>0,2514</b>

**Tableau 10 : Débits corrigés des bassins versants**

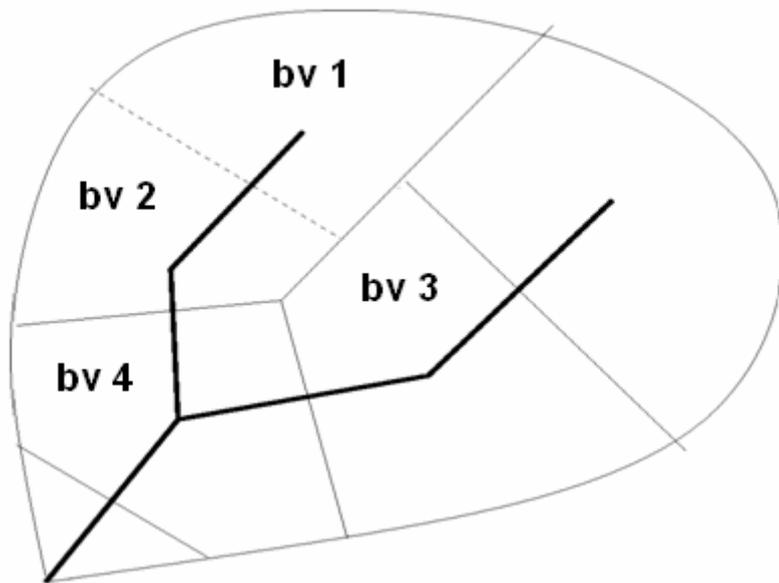
#### 4) Assemblage des bassins :

La formule superficielle développée étant valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes, son application à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels  $A_i$ ,  $C_i$ ,  $L_i$  et  $I_i$  assemblés en série ou en parallèle, nécessite l'emploi des formules d'équivalences afin de déterminer  $Q_{pe}$  (débit de pointe du bassin équivalent) selon le tableau suivant :

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

**Tableau 11 : Formules des assemblages des bassins versants dans le modèle de Caquot (Brière, 2000)**

- ❖ **Exemple** : La figure 5 ci-dessous illustre l'assemblage des sous bassins versants d'une superficie.



**Figure 5 : Exemple de découpage en sous bassins versants et d'assemblage**

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

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

A noter que le débit doit satisfaire la condition suivante :  $MAX(Q1, Q2) < Q < Q1 + Q2$ .

Avec :  $Q1$  et  $Q2$ : Débits des deux bassins assemblés;

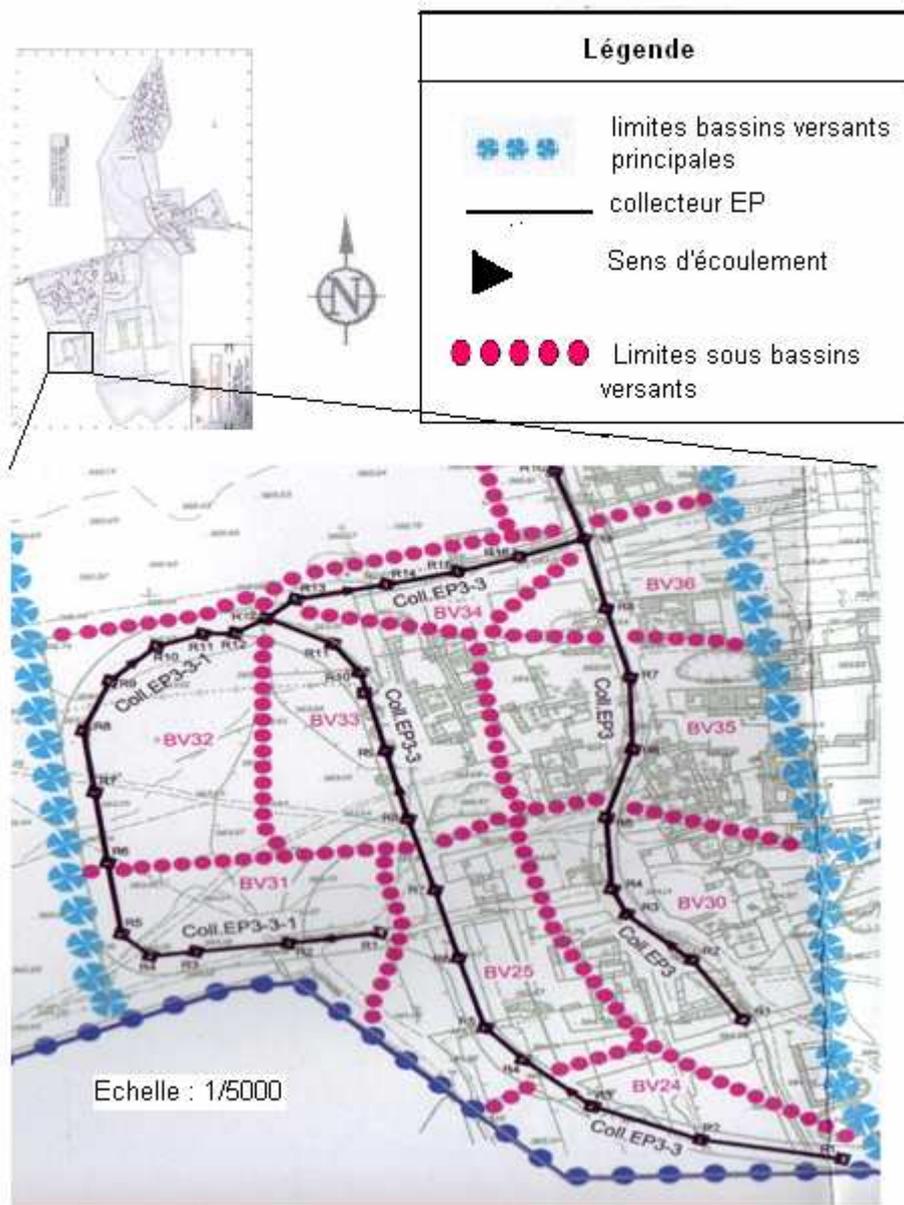
$Q$  : Débit corrigé de l'assemblage.

Alors :

❖ Si  $Q < MAX(Q1 \text{ et } Q2)$   $\Rightarrow$   $Q \text{ calculé} = MAX(Q1 \text{ et } Q2)$

❖ Si  $Q > Q1 + Q2$   $\Rightarrow$   $Q \text{ calculé} = Q1 + Q2$ .

► Calcul des Débits des bassins équivalents du quartier Oulad Ben Sbaa (les assemblages):



**Figure 6 : Découpage en sous bassins versants du quartier Oulad Ben Sbaa**

Pour le dimensionnement des collecteurs qui transitent les débits provenant des bassins hétérogènes, on a procédé à leur assemblage et on les a assimilés à des bassins versants de caractéristiques homogènes (bassins équivalents). Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

	N°ass	A(ha)	I	C	L(hm)	M	M	Qpe	Validat°	Q réel
<b>BV24--BV25</b>	Ass1	3,0010	0,0036	0,5578	3,6176	2,0883	0,9730	0,2281	Validé	0,2280
<b>Ass1—BV33</b>	Ass2	4,9150	0,0034	0,5466	5,5379	2,4979	0,8687	0,2851	0,4131	0,4130
<b>BV31--BV32</b>	Ass3	3,3790	0,0036	0,4476	4,2485	2,3112	0,9125	0,1794	Validé	0,1790
<b>Ass2//Ass3</b>	Ass4	8,2940	0,0035	0,2747	5,5379	1,9229	1,0252	0,2202	Validé	0,4920
<b>Ass4—BV34</b>	Ass5	8,8840	0,0033	0,2972	7,1924	2,4131	0,8879	0,2189	0,2202	0,4920
<b>BV30--BV35</b>	Ass6	4,5730	0,0068	0,6865	2,9554	1,3820	1,2637	0,6415	Validé	0,6410
<b>Ass6—BV36</b>	Ass7	5,5580	0,0052	0,6974	3,7603	1,5950	1,1541	0,6414	Validé	0,6410
<b>Ass5//Ass7</b>	Ass8	14,4420	0,0047	0,4512	3,7603	0,9895	1,5615	1,0379	0,8616	1,2780

**Tableau 12 : Calculs des caractéristiques et des débits équivalents des assemblages**

## V- CALCUL DES DIAMETRES :

Toute conception d'un réseau d'assainissement s'appuie sur la loi suivante :

$$Q = V \cdot S$$

Avec

Q = Débit connu en m<sup>3</sup>/s

S = Section recherchée en m<sup>2</sup>

V = Vitesse moyenne en m/s

Les sections des conduites gravitaires seront calculées à partir de la formule de

**Manning-Strickler** [1] [4] suivante :

$$V = K \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec

V = Vitesse d'écoulement en m/s

R<sub>h</sub> = Rayon hydraulique moyen en m

I = Pente de l'ouvrage en m/m

K = Coefficient de rugosité de Manning-strickler

➤ K varie en fonction du type des matériaux composants les conduites, on a :

- K= 80 pour les collecteurs en PCV
- K= 70 pour les collecteurs en béton

➤ Rh : C'est le quotient  $S_m/P_m$  en m

Avec  $S_m$  : Section mouillée

$P_m$  : Périmètre mouillé

Les calculs sont effectués à pleine section, alors Rh devient :

$$R_h = (\pi \cdot r^2) / (2 \cdot \pi \cdot r) = r/2 = D/4$$

La relation du débit s'écrit alors comme suit:

$$Q = K \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot \pi \cdot D^2/4$$

On en déduit donc le diamètre :

$$D = [Q / [k \cdot I^{1/2} \cdot \pi \cdot (1/4)^{5/3}]^{3/8}]$$

Avec :

Q: Débit (m<sup>3</sup>/s)

I : Pente collecteur m/m

K : Coefficient de Manning – Strickler

**Remarque :** Les diamètres des canalisations normalisées au Maroc sont :

Ø300 ; Ø350 ; Ø400 ; Ø450 ; Ø500 ; Ø600 ; Ø700 ; Ø800 ; Ø900 ; Ø1000 ; Ø1200 ; Ø1400 ; Ø1500. [1]

► le Calcul des diamètres du quartier :

Coll BV	Référence	Qr	I	K (pvc)	D calculé	D choisi
Coll BV 24	Bv24	0,127	0,0036	80	396,568	<b>400</b>
Coll BV25	Ass1	0,228	0,0036	80	493,874	<b>500</b>
Coll BV33	Ass2	0,413	0,0034	80	623,773	<b>700</b>
Coll BV31	Bv31	0,144	0,0041	80	405,683	<b>500</b>
Coll BV32	Ass3	0,179	0,0036	80	451,035	<b>500</b>
Coll BV34	Ass5	0,492	0,0166	80	494,782	<b>500</b>
Coll BV30	Bv30	0,515	0,0089	80	565,737	<b>600</b>
Coll BV35	Ass6	0,641	0,0068	80	645,913	<b>700</b>
Coll BV36	Ass7	0,641	0,0052	80	679,233	<b>700</b>

**Tableau 13: Calculs des diamètres**

\*Coll BV 24 : Collecteur du sous bassin versant 24

## VI- VERIFICATION D'AUTOCURAGE:

Nous cherchons toujours à éviter le dépôt des matières solides transportées ou à faciliter leur reprise dans les conduites. Cela se traduit par des limitations inférieures en vitesse moyenne d'écoulement appelées « conditions d'autocurage ».

Pour assurer les conditions d'autocurage dans le réseau d'évacuation des eaux pluviales, la vitesse d'écoulement pour le 1/10 du débit à pleine section doit être supérieur ou égal à 0,6 m/s. (ONEP, 2007)

Calcul de la vitesse réelle d'écoulement :

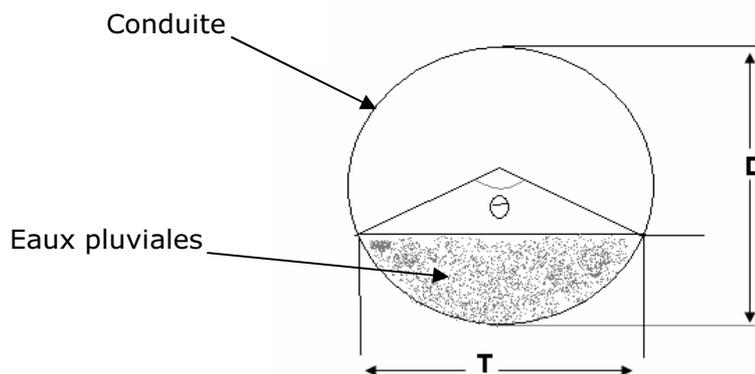
$$V_{réelle} = K \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Pour calculer la vitesse effective dans les conduites partiellement remplies, nous tenons compte des relations suivantes :

Aire de la section de l'écoulement :  $A = 1/8 \cdot (\theta - \sin(\theta))D^2$

Largeur au miroir :  $T = D \cdot \sin(\theta / 2)$

Rayon hydraulique :  $R_h = (1 - (\sin \theta / \theta)) \cdot (D/4)$



**Figure 7 : Schéma illustrant l'angle téta**

Pour trouver θ il suffit d'annuler la fonction suivante :

$$F(\theta) = Q_{ps} - [A(\theta) \cdot K \cdot R_h(\theta)^{2/3} \cdot I^{1/2}]$$

Téta une fois trouvé va permettre de calculer les paramètres A, Rh et Vréelle

La formule de calcul de V(1/10) est :

$$V(1/10) = K \cdot [(1 - (\sin \theta / \theta)) \cdot (0,1 \cdot D/4)]^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

	Dchoisi	Vps	QPS	Téta (rad)	A	Rh	V(réel)	V(1/10)
Coll Bv24	400	1,034	0,130	4,430	0,108	0,122	1,179	0,561
Coll BV25	500	1,200	0,236	4,390	0,167	0,152	1,367	0,651
Coll BV33	700	1,459	0,562	3,700	0,259	0,200	1,596	0,792
Coll BV31	500	1,281	0,251	3,310	0,109	0,131	1,324	0,695
Coll BV32	500	1,200	0,236	3,760	0,136	0,144	1,320	0,651
Coll BV34	500	2,577	0,506	4,410	0,168	0,152	2,936	1,399
Coll BV30	600	2,131	0,602	4,015	0,215	0,179	2,394	1,157
Coll BV35	700	2,064	0,794	3,882	0,279	0,205	2,297	1,120
Coll BV36	700	1,805	0,695	4,223	0,313	0,212	2,048	0,980

**Tableau 14 : Paramètres de vérification d'autocurage**

Avec

Vps : Vitesse pleine section

Qps : Débit pleine section

A : Aire de la section mouillée

Rh : Rayon hydraulique

Vréelle : Vitesse réelle

V(1/10) : Vitesse du un dixième du débit pleine section

On remarque que les conditions d'autocurage sont vérifiées, sauf pour le collecteur du bassin versant 24, dont V(1/10) est légèrement inférieure à 0,6 m/s. Pour résoudre ce problème nous proposons d'augmenter la pente du collecteur, pour favoriser l'autocurage.

# Chapitre V

*Station d'épuration*

Les eaux usées une fois collectées, sont acheminées vers une station d'épuration où elles subissent plusieurs phases de traitements.

Toute épuration des eaux usées requière au préalable un prétraitement qui a pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements. Il s'agit des déchets volumineux (dégrillage), des sables et graviers (dessablage) et des graisses (dégraissage déshuilage). Ainsi, l'étude des variantes d'épuration portera sur les sites et les systèmes d'épuration à adopter.

## **I- CRITERES DE CONCEPTION :**

### **1) Localisation :**

Une distance minimale de 2 à 3 Km entre les ouvrages et les habitations les plus proches est à respecter. (Racault, 1997)

### **2) Topographie :**

La pente du terrain doit être, dans la mesure du possible, compatible avec un écoulement gravitaire jusqu'au milieu récepteur.

### **3) Hydrogéologie :**

- Lors de la conception des ouvrages, il est indispensable de tenir compte du niveau de la nappe phréatique et du niveau des plus hautes eaux.
- Prévoir la protection des bassins par une digue (cas de risque d'inondations)

### **4) Pédologie :**

Une bonne et complète étude géotechnique devra être réalisée au préalable afin d'appréhender les caractéristiques du sol :

- Réutilisation du sol existant pour les digues.
- Appréciation du coût des terrassements.
- Etanchéification du sol : pour éviter les infiltrations d'eau et les échanges avec la nappe phréatique.
  - ↳ Par scarification et compactage du sol en place.
  - ↳ Nécessité d'apport d'argile ou de mise en place d'une géomembrane.

## **II- CHOIX DU SITES DE LA STEP :**

La recherche des sites d'épuration a été effectuée en tenant compte de l'orientation générale de la pente du terrain, favorisant la mise en place du réseau d'assainissement selon le mode gravitaire. A cet effet, le choix des sites d'épuration s'est effectué vers le nord du centre de Tnine l'Oudaya, dans la direction de la pente du terrain, ainsi que l'orientation du réseau d'assainissement projeté du sud vers le nord selon le mode d'évacuation gravitaire.

Le site choisi présente l'avantage d'être éloigné du centre, Le transfert des eaux usées s'effectuera gravitairement jusqu'à l'entrée de la station d'épuration. Le rejet des eaux dans la STEP peut s'effectuer vers L'Oued N'fis, le terrain ne présente aucune difficulté pour son acquisition.

Les caractéristiques de ce site sont comme suit :

- Le site est situé à 7Km au nord-ouest du centre de Tnine l'Oudaya.
- Le statut foncier du site est de type domaine communal.
- La topographie est plane et régulière.
- Le transfert des eaux usées vers la STEP se fera par combinaison des deux modes gravitaire et relevage.
- la superficie disponible au niveau de ce site ne présente pas de limitation.
- Le site est accessible par des pistes.
- Le rejet des eaux usées traitées vers l'Oued N'fis est non loin du site.
- L'existence des possibilités de réutilisation des eaux usées traitées aux alentours du site.
- Les vents dominants proviennent de l'ouest et nord-ouest, de ce fait ils n'ont pas d'influence sur le centre Tnine l'Oudaya. (ONEP, 2007)

L'imperméabilisation du sol n'est pas prise en compte parce que l'étanchéification sera assurée par la mise en place d'une géomembrane. (cf photo 10)

### **III- CHOIX DES DISPOSITIFS D'EPURATION :**

Dans la grande majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonée et azotée s'appuie sur des procédés de nature biologique. Ces traitements reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'auto-épuration existant dans la nature. Ainsi, on distingue les procédés biologiques extensifs « lagunage naturel et infiltration percolation » et intensifs « à cultures libres comme les boues activées ou à culture fixes comme les lits bactériens ou biofilms ».

En analysant les avantages et les inconvénients de chaque traitement, on estime que le lagunage naturel constitue une alternative intéressante dans notre cas, vu sa simplicité, sa faible consommation en énergie, sa grande capacité à réduire les germes pathogènes et son coût d'exploitation relativement faible.

#### **□ Le lagunage naturel :**

L'épuration par lagunage est fondée sur les processus biologiques naturels de l'autoépuration. Le traitement biologique dans les bassins se fait naturellement, il est principalement effectué par les bactéries et les microalgues. (DABROWSKA, 2009) (cf photo 8)

### Qu'est ce qu'une lagune ?

C'est toute dépression naturelle ou artificielle dans laquelle s'écoulent naturellement les eaux usées brutes ou décantées, son objectif est d'évacuer l'effluent sans altérer la qualité du milieu récepteur. (Dabrowska, 2009)

#### ❖ **Facteurs d'influence :**

- **Les précipitations :** elles contribuent à l'augmentation de la charge.
- **La température :** elle influe directement sur le métabolisme des algues et des bactéries. Elle favorise la photosynthèse, donc la croissance des algues et la production d'oxygène.
- **Le vent :** il favorise l'évaporation et provoque le brassage de l'eau ce qui entraîne une bonne répartition de l'oxygène dans la lagune.

## **II- PREDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES D'EPURATION PAR LAGUNAGE :**

**N.B. :** le dimensionnement de la STEP est basé sur un certain empirisme acquis par l'expérience.

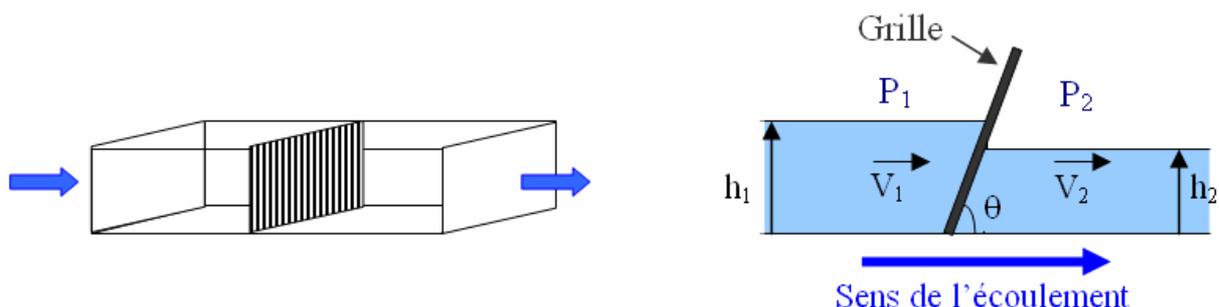
### **1- Les prétraitements :**

Le dimensionnement des unités de prétraitement est fait sur la base d'un débit égal à 3 fois le débit de pointe horaire (à temps sec) que nous avons calculé dans le tableau 4. Donc le débit de pointe horaire à saturation retenu est égal à 67,4 l/s.

a- dégrilleur : (cf figure : 3)

Le dégrilleur est destiné à retenir les matières volumineuses et déchets de toutes sortes contenus dans les eaux usées, il est situé généralement en amont d'une filière de traitement des eaux usées. L'opération est plus ou moins efficace selon l'écartement entre les barreaux de la grille. [2]

Le dégrillage sera assuré par un dégrilleur manuel (le nettoyage se fait manuellement), situé dans un canal en béton armé de 0.60 m de largeur.



**Figure 8 : Schéma d'un dégrilleur**

➤ Vitesse en amont : La vitesse d'approche de l'effluent en amont de la grille doit être inférieur à 1,2 m/s, on prendra :

$$V=Q/S=0,8m/s$$

La perte de charge à travers la grille est calculée par la formule :

$$\Delta H = k. V_1^2/2.g \quad [1]$$

Avec

$$k = \beta(e/b)^{(4/3)} \sin Y$$

Tel que :

e = Epaisseur des barreaux

b = Espacement entre les barreaux

k= Coefficient de perte

$\beta$ = Coefficient dépendant de la forme des barreaux de la grille

**$\beta= 1,8$  pour section circulaire (notre cas)**

$\beta= 1,7$  pour section oblongue

$\beta= 2,4$  pour section rectangulaire

➤ **La grille :**

La grille est inclinée à 60°, avec un entrefer de 20 mm et une épaisseur des barreaux égale à 10mm.

❖ Surface de la grille : les formules de calcul de sa surface sont : [1]

$$S_v = Q_p / V_a \cdot C_v \cdot C_c \quad \text{Et} \quad S_r = S_v / \sin Y$$

Avec

$S_v$  = Section verticale

$S_r$  = Section inclinée

$V_a$  = Vitesse de passage à travers la grille ( $V_{\max}$  doit être < 1,20 m/s)

$Q_p$  = Débit de pointe ( $m^3/s$ )

$C_v$  = Coefficient du vide  $c = b/(b+e)$

$C_c$ = Coefficient de colmatage (0,3 pour une grille manuelle et 0,5 pour une grille automatique)

❖ **Largeur de la grille :**

La largeur de la grille va être égale à celle du canal dans lequel débouche l'émissaire.

► Les dimensions et les paramètres de la grille seront présentés dans le tableau suivant :

<b>Horizons</b>	<b>2030</b>
<b>Hauteur du chenal (m)</b>	0,24
<b>Hauteur d'eau dans le chenal (m)</b>	0,14
<b>Largeur du chenal (m)</b>	0,6
<b>Surface de la section mouillée (m<sup>2</sup>)</b>	0,09
<b>L'épaisseur des barreaux (mm)</b>	10
<b>L'espace libre (mm)</b>	20
<b>Coefficient de colmatage</b>	0,3
<b>Nombre des barreaux</b>	20
<b>Surface vide de la grille (m<sup>2</sup>)</b>	0,10
<b>Angle d'inclinaison (°)</b>	60
<b>Coefficient de perte K</b>	0,62
<b>Perte de charge</b>	0,02
<b>Hauteur d'eau en amont Hm (m)</b>	0,16
<b>Vitesse dans le chenal d'amenée (m/s)</b>	0,70

**Tableau 15 : Calculs des paramètres et des dimensions du dégrilleur**

b- Dessableur-deshuileur :

Le dessablage permet, par décantation, de retirer les sables mélangés dans les eaux par ruissellement ou amenés par l'érosion des canalisations. [2]

Le dessablage sera constitué d'un chenal (cf photo 4) dimensionné pour le débit total des eaux usées et ayant une forme parabolique.

En vu de maintenir constante une vitesse d'écoulement assez faible (environ 0,3 m/s) en dépit de la variation du débit, l'écoulement dans le chenal est contrôlé en aval par une fente verticale de largeur  $s$ .

Pour éviter de générer un changement du régime d'écoulement, la liaison entre le dessableur et la section de contrôle (fente) sera assurée par un convergent faisant avec l'axe du canal un angle de 7°.

En considérant les hypothèses suivantes :

- Le rapport Largeur maximale - hauteur maximale  $B/H = 1,5$
- Une vitesse constante dans le dessableur  $V_h = 0,3$  m/s
- Une vitesse de décantation  $V_d = 0,015$  m/s qui correspond à la décantation des particules de 0.15mm de diamètre (seuil de coupure utilisé dans le cadre de cette étude). (ONEP, 2007)

On obtient les équations suivantes qui lient les dimensions de l'ouvrage au débit :

$$H = (Q / V)^{1/2}$$

$$s = 0,177 \cdot H^{1/2}$$

$$b = 1,5 \cdot H$$

$$L = Vh \cdot H / Vd$$

(ONEP, 2007)

Avec

Q = Débit de pointe horaire (en m<sup>3</sup>/s)

H = Hauteur d'eau en amont (en m)

s = Largeur du rétrécissement (en m)

b = Largeur (en m)

h = Hauteur (en m)

L = Longueur du dessableur (en m)

Vh = Vitesse de l'eau au sein du dessableur

Vd = Vitesse de décantation des particules transportées

► Les dimensions du dessableur sont :

<b>Débit en m<sup>3</sup>/s</b>	<b>0,067</b>
<b>Vitesse (m/s)</b>	0,3
<b>Rapport hauteur largeur au plafond</b>	1,5
<b>Hauteur maximale Hm</b>	0,48
<b>Largeur de rétrécissement s (m)</b>	0,12
<b>Largeur maximal m</b>	0,70
<b>La vitesse de décantation d'une particule de d=0,5mm</b>	0,015
<b>Longueur du dessableur m</b>	9,48

**Tableau 16 : Calculs des paramètres et des dimensions du dessableur**

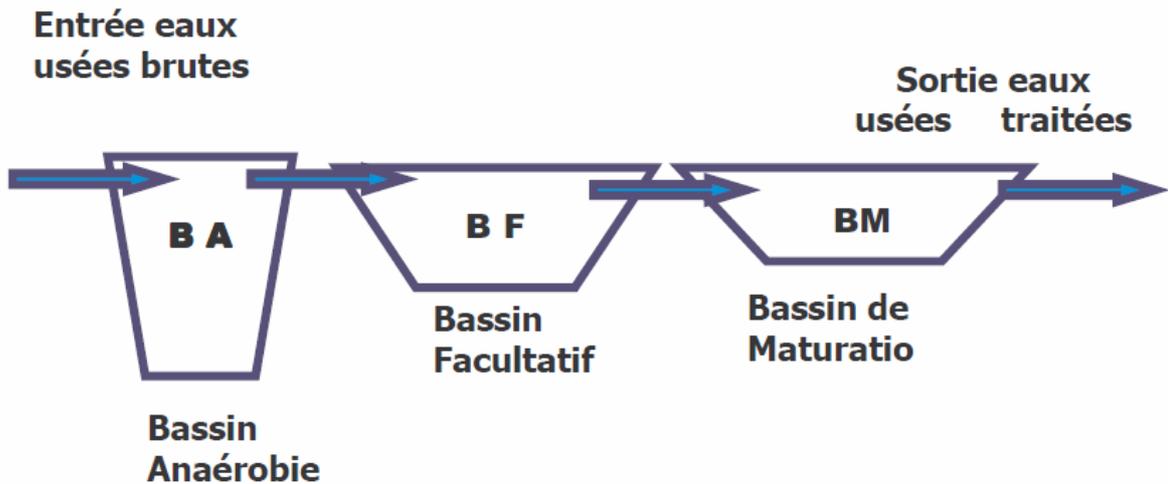
Enfin, en ce qui concerne la décharge du sable, elle est assurée par une fosse rectangulaire située à la partie la plus basse de la parabole.

## 2) Lagunage

La filière de lagunage comprend les ouvrages suivants qu'on doit dimensionner (figure 9) :

- Bassins anaérobies
- Bassins facultatifs
- Bassins de maturation
- Lits de séchages

Ces trois types de bassins sont arrangés en série, la station sera composée de 3 séries qui fonctionneront en parallèle. (cf annexe n° 7)



**Figure 9 : Schéma des différentes étapes du traitement par lagunage**

**Remarque :** Tout effluent traité, pour pouvoir être rejeté dans un milieu récepteur, doit respecter des normes précises (cf annexe n°2). Le degré de traitement des eaux usées dépend principalement du devenir des eaux épurées et de leur impact sur l'environnement. Les eaux usées épurées pourraient être réutilisées en agriculture, pour la réalimentation de la nappe, ou rejetées dans l'Oued pour une réutilisation par la population en aval.

➤ **Forme des bassins :**

La forme des bassins est importante. En effet, il faut éviter de réaliser des zones d'eaux mortes, c'est-à-dire où ne circulerait pas un courant prioritaire. Pour cela il faut des bassins de forme allongée, sans angles vifs.

La forme des bassins est généralement rectangulaire, avec des berges talutées à 45° [3] et sur un rebord plat d'au moins 25cm. (cf photo 10)

Le passage de l'eau d'un bassin au suivant doit se faire du fond du bassin amont vers la surface du bassin aval, ceci pour améliorer l'oxygénation des eaux du fond, lorsque le relief du terrain le permet, il est bon de réaliser des cascadelles pour transférer l'eau d'un bassin au suivant, là encore pour améliorer l'oxygénation.

Il est indispensable que les bassins soient bien étanchéifiés. Au dessus de la couche imperméable il est nécessaire de déposer une couche de sables grossiers pour permettre la plantation et l'enracinement des macrophytes, couche d'une épaisseur de 20 à 50 cm.

Sans doute, une certaine largeur autour des bassins doit être prévue pour le cheminement afin de permettre l'entretien.

Le dimensionnement des ouvrages du lagunage, comme on l'a déjà dit, est basé surtout sur la concentration de la DBO5 contenue dans les eaux usées, la concentration qui servira à dimensionner la STEP du centre l'Oudaya est de **642 mg/l**.

a- Les bassins anaérobies (les plus profonds)

Siège d'une décantation et d'une dégradation dont le rôle principal est l'abattement de la DBO. [3] (cf photo 5 et 7)

Le dimensionnement des bassins anaérobies est basé essentiellement sur :

- La charge volumique qui varie de 100 à 300 g DBO5/m3/j selon la température de l'air.
- Le temps de séjour Ts qui varie de 3 à 5 jours
- La profondeur des bassins de 3 à 4 m.
- La charge surfacique Cs qui est > 1000 kg/ha/j

### **1.a Charge volumique :**

C'est le rapport entre le poids de DBO5 éliminé journalièrement dans un bassin de lagunage et le volume de ce bassin.

Le SDNAL adopte la formule de MARA qui est la suivante :

f

$$C_v = (20 \cdot T) - 100$$

(Racault, 1997)

Avec :

Cv : Charge volumique selon MARA (en kg/m3/j)

T : Température de l'eau (en °C)

La température de dimensionnement des bassins anaérobies est la température moyenne mensuelle.

**N.B. :** Les températures et les durées d'ensoleillement, en particulier, jouent un rôle essentiel, ils favorisent la photosynthèse et augmentent le rendement, dans notre étude on tiendra compte des conditions climatiques les moins favorables, c'est pourquoi on se basera sur la température moyenne mensuelle du mois le plus froid.

- La température moyenne mensuelle du mois le plus froid est de **13,7°C**, la charge volumique est alors égale à **174 kgDBO5/m<sup>3</sup>/j**

### **2.a Volume des bassins :**

- o **Volume de la tranche d'eau :**

Le volume de la tranche d'eau est calculé comme suit :

$$V_e = \text{DBO5} \cdot Q / C_v$$

(ONEP, 2007)

Tel que :

Ve : Volume de la tranche de l'eau (m<sup>3</sup>)

DBO<sub>5</sub> : Concentration de la DBO<sub>5</sub> à l'entrée de la step (mg/l)

Cv : La Charge volumique

o **Volume des bassins :**

Le volume calculé sera majoré du volume de la tranche morte (volume d'accumulation des boues au fond) estimé à partir de la fréquence du curage et de la dotation en m<sup>3</sup> de boues par habitant. La dotation selon la littérature est de l'ordre de **40 l/ hab/an**. La fréquence de curage quant à elle est prise égale à 2 ans. Elle est obtenue moyennant un calcul d'optimisation équilibrant trois principaux paramètres :

- Le bon fonctionnement des lagunes : le temps de séjour ne doit pas dépasser une valeur maximale notamment pendant les premières années d'évacuation des boues.
- Le volume des boues évacuées ne doit pas être excessif pour ne pas se répercuter sur le dimensionnement des lits de séchage.
- L'amélioration des conditions d'exploitation (espacement du curage des boues).

La tranche morte (TM) calculée est d'environ **1540 m<sup>3</sup>**.

Le Volume total des bassins sera donc :

$$V_t = V_e + TM$$

**3.a Profondeur des bassins :**

La profondeur des bassins anaérobies choisie est de 3 m.

**4.a Surface totale nécessaire :**

St (en m<sup>2</sup>) = Volume total / Profondeur

Concernant la forme des bassins, il est recommandé de retenir un rapport de 2 pour la longueur sur la largeur.

**5.a Charge surfacique**

$$C_s = Q \cdot DBO_5 / S$$

(Racault, 1997)

Tel que :

Cs : La charge surfacique

Q : Débit (en m<sup>3</sup>/j)

DBO<sub>5</sub> : Concentration de la DBO<sub>5</sub> à l'entrée

### 6.a Temps de séjour :

Le temps de séjour dans chaque bassin anaérobie est égal à :

$$T_s (j) = V_t / Q$$

Tel que :

Q : Débit des eaux usées à l'entrée des bassins anaérobies (en m<sup>3</sup>/j)

V<sub>t</sub> : Volume total des basins (en m<sup>3</sup>)

Les dimensions des bassins ainsi calculées sont données dans le tableau suivant :

<b>Horizons</b>	<b>2030</b>
<b>Température moyenne en hivers (°C)</b>	13,7
<b>Nombre de bassin</b>	3
<b>Charge volumique de base (g DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>/j)</b>	174
<b>Débit (m<sup>3</sup>/j)</b>	900,28
<b>Volume tranche eau (m<sup>3</sup>)</b>	3317,42
<b>Volume total (m<sup>3</sup>)</b>	4857
<b>Volume nécessaire pour un bassin (m<sup>3</sup>)</b>	1619
<b>Hauteur des bassins (m)</b>	3
<b>Surface totale (m<sup>2</sup>)</b>	540
<b>Surface unitaire (m<sup>2</sup>)</b>	180
<b>Longueur (m)</b>	19
<b>Largeur (m)</b>	10
<b>Charge surfacique (Kg DBO<sub>5</sub>/ha/j)</b>	10690
<b>Temps de rétention (j)</b>	5

**Tableau 17 : Calculs des paramètres et des dimensions des bassins anaérobies**

### 7.a Rendements sur la DBO<sub>5</sub>

Le rendement sur la DBO<sub>5</sub> est difficile à garantir, mais par expérience le SDNAL prévoit qu'il sera assez important pour garantir un pourcentage de 47% en hiver et 60% en été.

Les concentrations de la DBO<sub>5</sub> à la sortie des bassins anaérobies en hiver et en été sont alors :

<b>vérification hiver</b>	
température moyenne °c	13,7
rendement DBO5	47%
concentration DBO5 sortie mg/l	339,82
<b>vérification été</b>	
température moyenne en été	27,2
rendement DBO5	60%
concentration DBO5 sortie mg/l	256,47

**Tableau 18 : Rendements sur la DBO5 des bassins anaérobies**

**b- Les bassins facultatifs :**

Les bassins facultatifs (cf photo 6) ont une charge organique plus faible que celle des bassins anaérobies. Ils se composent d'une tranche intermédiaire peuplée de bactéries facultatives, d'une tranche supérieure aérobie et d'une zone inférieure anaérobie. La limite de strates entre ces zones est variable : dans le temps, en fonction de la faculté de la lumière à pénétrer en profondeur et le brassage de la masse liquide. [2]

Les principaux paramètres de dimensionnement des lagunes facultatives sont :

- Temps de séjour : 15 à 30 jours
- Profondeur utile : de 1 à 2,5 m
- Charge surfacique minimale : 300 à 400 kg DBO<sub>5</sub>/ ha.j

**1.b Charge polluante à l'entrée des bassins facultatifs :**

La charge en DBO<sub>5</sub> à l'entrée des bassins facultatifs est celle à la sortie des bassins anaérobies.

**2.b Charge surfacique calculée :**

$$C_s = 20 T - 60$$

(Racault, 1997)

Avec :

C<sub>s</sub> : Charge superficielle en Kg/(ha.j).

T : Température (T= 13,7 °C)

**3.b Superficie nécessaire :**

$$S_f = C_{af} / C_s$$

Tel que :

S<sub>f</sub> : Surface totale nécessaire (en ha)

Caf : Charge à l'entrée des bassins facultatifs

Cs : Charge surfacique (Cs = 214 Kg/(ha.j)).

#### **4.b Volume des bassins :**

$$V_f = S_f \times P$$

Avec :

Sf : superficie des bassins facultatifs

#### **5.b Profondeur des bassins :**

La Profondeur choisie est de 1,20 m.

Les calculs ont été menés de la même façon que pour les bassins anaérobies, les dimensions des bassins facultatifs sont les suivantes :

<b>Horizons</b>	<b>2030</b>
<b>Nombre de bassin</b>	3
<b>DBO5 a l'entrée (Kg DBO5/j)</b>	305,94
<b>Profondeur des bassins (m)</b>	1,2
<b>Charge surfacique (Kg DBO5/ha/j)</b>	214
<b>Surface totale (m<sup>2</sup>)</b>	14295,89
<b>Surface unitaire (m<sup>2</sup>)</b>	4765,30
<b>Volume unitaire de base (m<sup>3</sup>)</b>	5718,36
<b>Volume totale (m<sup>3</sup>)</b>	17155,06
<b>Largeur d'un bassin (m)</b>	48,82
<b>Longueur d'un bassin (m)</b>	97,63
<b>Temps de séjour (j)</b>	19,06

**Tableau 19 : Calculs des paramètres et des dimensions des bassins facultatifs**

#### **5.b Rendements sur la DBO5**

Les rendements sur la DBO5 à la sortie des bassins facultatifs en hiver et en été estimés par le SDNAL sont :

<b>Vérification hiver</b>	
Température moyenne °C	13,7
Rendement DBO5	71%
Concentration DBO5 sortie mg/l	98,55
<b>Vérification été</b>	
Température moyenne °C	27,2
Rendement DBO5	83%
Concentration DBO5 sortie mg/l	43,60

**Tableau 20 : Rendements sur la DBO5 des bassins facultatifs**

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que les concentrations à la sortie des bassins facultatifs satisfont aux normes de rejets même en hiver où les conditions sont les plus défavorables, ce qui conforte à priori les règles de dimensionnement conseillées.

#### c- Les bassins de maturation :

Les bassins de maturation sont vivement recommandés lorsqu'il s'agit d'améliorer la qualité microbiologique de l'effluent en éliminant les organismes pathogènes et les nutriments (virus, bactéries fécales...).

Ce sont des bassins aérobies de faible profondeur (1 à 1.5 m) ; le temps de séjour est de 3 à 10 j. La taille des bassins et leur nombre dépend de la qualité requise de l'effluent.

On ne fait recours aux bassins de maturation que lorsqu'on veut utiliser ces eaux pour irriguer des périmètres particuliers comme les terrains de golfs par exemple.

Puisque les eaux usées épurées sont directement rejetées dans l'oued, on n'aura pas besoin de bassins de maturation.

#### d- Les lits de séchage :

L'élimination des boues est l'un des problèmes clés de l'épuration des eaux, la déshydratation est faite sur les lits de séchage. (cf photo : 9)

Les lits de séchages sont dimensionnés sur la base du volume annuel de boues produites. Sachant qu'un bon séchage des boues nécessite des hauteurs d'accumulation d'environ 0,3 mètres, on peut ainsi en déduire la surface que devront occuper les lits. Dans le cas de notre étude, le volume des boues, comme on l'a signalé dans les chapitres précédents, est estimé à partir de la fréquence du curage et de la dotation en m<sup>3</sup> de boue par habitant par an.

On retiendra 5 lits, qu'on va dimensionner.

#### **1.d Volume total des boues annuelles :**

$$V_t = \text{Dotation} \cdot \text{Nombre d'équivalent habitants}$$

**2.d Volume des boues par bassin par cycle de vidange :**

$$V_f = V_t \cdot 2$$

**3.d Surface totale utile :**

$$S_t = V_f / 0,3$$

Le rapport longueur / largeur est égal à 2

Les dimensions des lits de séchage seront présentées dans le tableau suivant :

<b>Nombre d'équivalent habitant</b>	19852
<b>Dotation des boues (l/hab/an)</b>	40
<b>Volume total des boues annuelles (m<sup>3</sup>)</b>	769,64
<b>Nombre des lits</b>	5
<b>Volume des boues annuelles par lit (m<sup>3</sup>)</b>	153,93
<b>Cycle de vidange (an)</b>	2
<b>Volume des boues /lit/cycle de vidange (m<sup>3</sup>)</b>	307,85
<b>Hauteur des boues (m)</b>	0,3
<b>Surface unitaire des lits (m<sup>2</sup>)</b>	1026,17
<b>Largeur (m)</b>	22,65
<b>Longueur (m)</b>	45,3

**Tableau 21 : Calculs des paramètres et des dimensions des lits de séchage**

## **CONCLUSION :**

Cette étude portant sur l'implantation et l'assainissement du centre Tnine l'Oudaya a été l'occasion pour nous d'apprendre et acquérir un ensemble de techniques et de connaissances dans le domaine d'assainissement.

La méthode superficielle couplée à la formule de Manning-Strickler nous a permis efficacement de dimensionner les conduites du réseau d'assainissement pluvial du quartier Oulad Ben Sbaa du Centre Tnine l'Oudaya par simple programmation sur tableur Excel cette méthode estimative manuelle est simple, rapide et efficace. Elle est généralement utilisée car elle permet un calcul direct sans itération et applicable en écoulement turbulent rugueux ou fortement rugueux.

Pour dimensionner la STEP il nous a fallu dans un premier temps de faire le choix de l'emplacement de la station et le procédé d'épuration le mieux adapté pour le centre. Nous avons pu constater que la connaissance de la charge polluante, la production et la concentration de pollution est une étape primordiale pour débiter le dimensionnement de la station d'épuration, pour aboutir enfin de compte à un rendement satisfaisant, compatible avec les exigences de la santé et de l'environnement, tout en respectant les normes de rejets. Et comme en témoigne la DBO5, les rendements du lagunage naturel ont été satisfaisants, et respectent suffisamment les valeurs limites, ce qui justifie son efficacité en tant que procédé biologique simple et performant.

# Références bibliographiques

**Bernardis M. et Nesteroff A., (1990) - Le grand livre de l'eau. La manufacture ed., 109p..**

**Brière F., (2000) - Distribution et collecte des eaux. Presses Internationales Polytechniques ed., 399p..**

**Chegdali A., (2007) - Conception et dimensionnement du réseau d'assainissement du lotissement AI ATCLASS OUARZAZATE. Rapport de licence, faculté des sciences Semlalia, 46p..**

**Dabrowska M., (1993) - Encyclopaedia Universalis corpus 7. Encyclopaedia Universalis France ed., 1945p..**

**ONEP, (2007) – Etude d'assainissement des centres de Tnine l'Oudaya et Sidi Zouine, Mission 1 : Avant projet sommaire du centre de Tnine l'Oudaya, 155p..**

**Racault Y., (1997) - Le lagunage naturel : les leçons tirées de 15 ans de pratique en France. Quae ed., 60p..**

**Sites web consultés :**

**[1] <http://lycees.ac-rouen.fr/galilee/joseiesp/eau/EPURATION1.htm>**

**[2] <http://fr.wikipedia.org>**

**[3] [http://www.gramme.be/unite9/pmwiki/pmwiki.php?n=PrGC0607.Syst%  
%E8meReprenantL%E9gouttageEtLeDrainage](http://www.gramme.be/unite9/pmwiki/pmwiki.php?n=PrGC0607.Syst%E8meReprenantL%E9gouttageEtLeDrainage)**

**[4] <http://www.onep.org.ma/>**

**[5] <http://www.techno-science.net/?onglet=glossaire&definition=7002>**

## Liste des figures

- Fig. 1 : Implantation du réseau d'assainissement par rapport aux autres pour la période 2002-2007.**
- Fig. 2 : Schéma du réseau unitaire.**
- Fig. 3 : Schéma du réseau séparatif.**
- Fig. 4 : Schéma du réseau pseudo-séparatif.**
- Fig. 5 : Exemple de découpage en sous bassins versants et d'assemblage.**
- Fig. 6 : Découpage en sous bassins versants du quartier Oulad Ben Sbaa.**
- Fig. 7 : Schéma illustrant l'angle téta.**
- Fig. 8 : Schéma d'un dégrilleur.**
- Fig. 9 : Schéma des différentes étapes du traitement par lagunage.**

## Liste des tableaux

- Tab. 1 : Données statistiques concernant le système d'AEP du centre Tnine l'Oudaya.**
- Tab. 2 : Evolution des dotations et des taux de branchement de Tnine l'Oudaya pour la période 2002-2007.**
- Tab. 3 : Estimation des besoins en eau potable pour les différents horizons du centre Tnine l'Oudaya.**
- Tab. 4 : Estimation de la production d'eaux usées au centre Tnine l'Oudaya.**
- Tab. 5 : Estimation de la charge polluante au centre Tnine l'Oudaya.**
- Tab. 6 : Production totale et concentration de la pollution au centre Tnine l'Oudaya.**
- Tab. 7 : Coefficients de Montana pour la région de Marrakech.**
- Tab. 8 : Valeurs de  $k$ ,  $u$ ,  $v$  et  $w$ .**
- Tab. 9 : Caractéristiques et débits calculés des sous bassins versants.**
- Tab. 10 : Débits corrigés des bassins versants.**
- Tab. 11 : Formules des assemblages des bassins versants dans le modèle de Caquot.**
- Tab. 12 : Calculs des caractéristiques et des débits équivalents des assemblages.**
- Tab. 13 : Calculs des diamètres.**
- Tab. 14 : Paramètres de vérification d'autocurage.**
- Tab. 15 : Calculs des paramètres et des dimensions du dégrilleur.**
- Tab. 16 : Calculs des paramètres et des dimensions du dessableur.**
- Tab. 17 : Calculs des paramètres et des dimensions des bassins anaérobies.**
- Tab. 18 : Rendements sur la DBO5 des bassins anaérobies.**
- Tab. 19 : Calculs des paramètres et des dimensions des bassins facultatifs.**
- Tab. 20 : Rendements sur la DBO5 des bassins facultatifs.**
- Tab. 21 : Calculs des paramètres et des dimensions des lits de séchage.**

## **Liste des annexes**

**Annexe N°1 : Coefficient de ruissellement selon l'occupation du sol.**

**Annexe N°2 : Extrait des valeurs limites des rejets directs.**

**Annexe N° 3 : Extrait des valeurs limites des rejets directs.**

**Annexe N°4 : Plan d'aménagement du centre Tnine Oudaya.**

**Annexe N°5 : Réseau d'assainissement pluvial projeté du centre Tnine Oudaya.**

**Annexe N°6 : coupes géologique schématiques de la plaine du haaouz.**

**Annexe N°7 : Carte de la station d'épuration du centre Tnine Oudaya.**



**a**

**n**

**n**

**e**

**x**

**e**

**s**

# annexe N°: 1

## **Coefficient de ruissellement selon l'occupation du sol**

Occupation du sol	Valeur de C
Bassin d'apport extérieur rural	0,10 à 0,15
Bassins d'apport non boisés, zones d'habitat dispersé	0,20
Habitat mixte économique	0,60
Habitat économique + Immeubles	0,70
Habitat économique dense	0,80
Villas	0,40
Voirie et toiture	0,90

# annexe N°: 2

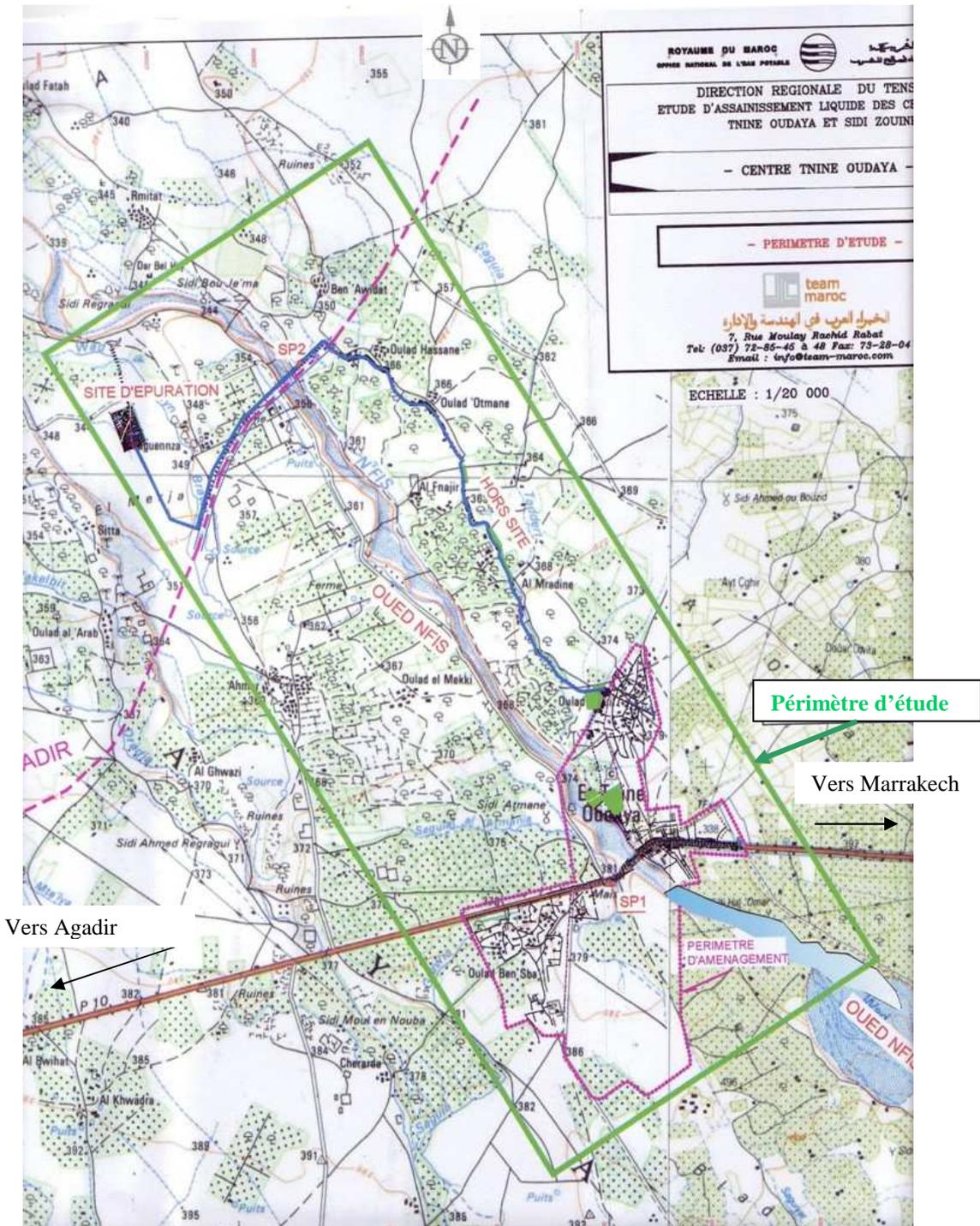
## **Extrait des valeurs limites des rejets directs**

L'arrêté conjoint du ministère de l'intérieur, du ministre de l'aménagement du territoire, de l'eau et de l'environnement et du ministère de l'industrie, du commerce et de la mise à niveau de l'économie n°1607-06 du 29 Joumada II (25 juillet 2006) paru dans le bulletin officiel n°5448 du 17 aout 2006, portant fixation des valeurs limites spécifiques de rejet domestique sont donnés dans le tableau suivant :

<b>paramètre</b>	<b>Valeur limite</b>
DBO5	120mg /l
DCO	250mg/l
MES	150mg /l

# annexe N°: 3

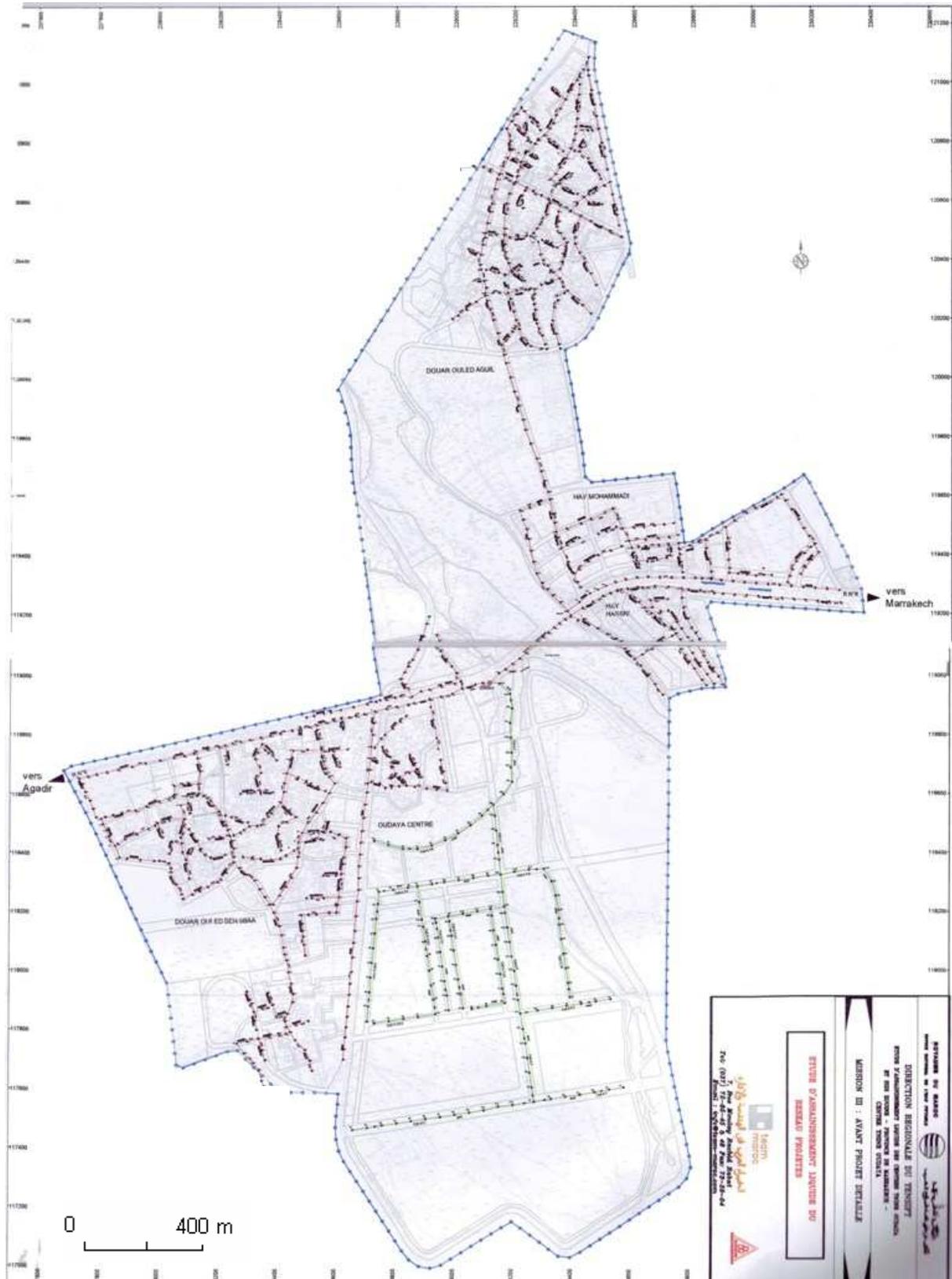
## Carte géologique du centre Tnine l'Oudaya





# annexe N°: 5

## Réseau d'assainissement pluvial projeté du centre Tnine Oudaya





# annexe N°: 7

## Carte de la station d'épuration du centre Tnine Oudaya

