

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



N° Ref :.....

**Centre Universitaire de Mila**

Institut des Sciences et de Technologie

Département de sciences et Technique

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme  
LICENCE ACADEMIQUE  
en Hydraulique  
Spécialité : Sciences Hydrauliques**

**ETUDE DE LA PROTECTION CONTRE  
LES INONDATIONS DE LA CITE EL  
SATHA – COMMUNE D'OUED ANEB -  
WILAYA D'ANNABA .**

**Préparé par :**

- Remmache Meriem .
- Benchaoui Meriem .
- Barrouk Safa.
- Barrouk Marwa .

**Dirigé par :**

**M.TOURKI**

**Année universitaire :2013/2014**

# Sommaire :

## 2-REMERCIEMENTS

### LISTE DES FIGURES

### LISTE DES TABLEAUX

*INTRODUCTION.....	P:01
<b>*CHAPITRE I: GENERALITES</b>	
A- Situation géographique du projet .....	P:03
B- Aspect démographique .....	P:04
C- Aspect climatique .....	P:04
<b>*CHAPITRE II : DESCRIPTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT</b>	
A- Diagnostic sur le réseau existant .....	P:08
B- Choix et proposition d'un nouveau système d'évacuation .....	P:08
1. Qu'es ce qu'un réseau d'assainissement ? .....	P:09
2. Différents types des réseaux d'assainissement : .....	P:09
3. Architecture et tracé des réseaux d'assainissement : .....	P:10
4. Type de Regards et leurs implantations : .....	P:11
5. Proposition d'une nouvelle variante pour le réseau d'el satha : .....	P:12
<b>*CHAPITRE III : METHODES UTILISEES ET PARAMETRAGE DU RESEAU PROJETE</b>	
A- Méthodes d'estimation des débits a évacuées .....	P:15
1. La méthode rationnelle : .....	P:15
2. La méthode superficielle (méthode de Caquot) : .....	P:16
B- Paramétrage du réseau d'assainissement .....	P:17
1. Les pentes des collecteurs .....	P:17
2. Le diamètre minimum .....	P:18
3. Condition d'Aération .....	P:18
4. Condition d'auto curage .....	P:18
C- Evaluation du coefficient de ruissellement .....	P:18
<b>*CHAPITRE IV : CALCUL DE DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PROJETE</b>	
A- Dimensionnement du réseau .....	P:20
1. Délimitation des bassins versants .....	P:20
2. Assemblage des bassins versants .....	P:21
3. Calcul du diamètre économique .....	P:21
4. Calcul des paramètres hydrauliques des canalisations .....	P:22
5. Exemple de calcul de dimensionnement .....	P:23
*CONCLUSION.....	P:27
<b>*REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	

## LISTE DES TABLEAUX

- **Tab.1** : Variation du coefficient de ruissellement selon l'occupation du sol ..... P:18
- **Tab.2** : Caractéristiques des bassins et valeurs des débits corrigés calculés par la méthode de Caquot ..... P:20
- **Tab.3** : Détermination des paramètres équivalents pour les assemblages en série et en parallèles des bassins versants ..... P:21
- **Tab.4** : Détermination des paramètres équivalents pour les assemblages en série des bassins versants 4 et 5 ..... P:23
- **Tab.5** : Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur A-3-1 ..... P:25
- **Tab.6** : Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur A-3 ..... P:25
- **Tab.7** : Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur A-2 ..... P:26
- **Tab.8** : Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur A-1 ..... P:26
- **Tab.9** : Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur principal ..... P:26

## LISTE DES FIGURES:

- **Fig. 1** : Carte de situation géographique de la zone d'étude .....p :03
- **Fig. 2** : Carte de situation géographique de la zone d'étude.....p :03
- **Fig. 3** : Variation mensuelle des températures .....P :04
- **Fig. 4** : Variation mensuelle des précipitations..... P :05
- **Fig. 5** : : Variation mensuelle des l'humidité relative.....P:05
- **Fig. 6** : Carte de situation géographique du lac Fezzara et des communes avoisinantes .....P:06
- **Fig. 7** Représentation du schéma perpendiculaire .....P:10
- **Fig. 8** : Représentation du schéma par déplacement latéral..... P:10
- **Fig. 9** : Représentation du schéma transversal ou oblique..... P:11
- **Fig. 10** : Représentation du schéma par zone étagée..... P:11
- **Fig. 11** : Représentation du radial..... P:11
- **Fig. 12** : Tracé en plan du réseau d'assainissement projeté pour la cité D'El Satha..... P:13
- **Fig. 13** : Profil en long du collecteur A-2..... P:24



Je d die ce modeste travail mes chers parents pour l urs  
sacrifices d ploy s pour m' lever dignement et assurer  
mon ducation. A mes fr res et soeurs pour leurs  
encouragements et leurs soutiens et ceux qui ont ve l  
ce que ce travail soit la hauteur, surtout Monsieur  
Tourki Mahmoud notre encadreur. A tous mes  
remerciements.

***MERIEM BENCHAOUI***



Je dedicate ce mémoire aux deux personnes, mon cher père (Boukhmisse) et surtout mon adorable mère (Hamlaoui Nadia) qui m'ont beaucoup donné.

A mon oncle Safa.

A ma chère sœur Rabab et ses enfants (Adam Loui, Lina Essi) et son mari Fares.

A mes chers frères (Mohamed Amine, Walid, Rabeh dit Housem)

Enfin je dedicate à tous mes amis qui me connaissent.

Je tiens à la fin de ce travail à remercier "ALLAH" le tout puissant de m'avoir donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver là.

Je remercie le professeur "Tourki" mon encadreur dont la disponibilité, le savoir-faire et le soutien ne m'ont jamais fait défaut.

Je remercie le groupe de ce mémoire qui m'a aidé à réaliser ce travail.

MARWA



Jed die œm moire a mach rem re, mon p re et ma soœr

Rabab et ses enfants (Lina, Adam).

A mach re Mimi l' mede mon œœr .

A mes fr res (Walid, Houssam, Mino)

A mes amis, mes coll gues

Je remercie notre encadreur monsieur Tourki.

Nos sinc res remerciement et gratitude a tous œe qui n sont aid de  
pr sou deloin.

SAFA



Au nom de œe qui a t le bon d'ouvrir les portes volontairement ; de la  
mis ricorde dieux, tait capable de naitre le jour et nuit, jed die  
noblement de tous mes respects :

« A la personne que j'adore, pour te pr te convaincre our moi me donner l'espoir de r ussir dans mon pr sent milieu, oi mach re maman sans toi je n'existe pas »,

« A qui m'a soutenu tout le long de ma vie, m'a montr que la vie est un droit pour le rattraper il faut r ussir bien, faut avoir comment convaincre et en savoir continuer».

Je me pr sente ce jour pour remercier tout ce qui m'a uid vers mon bien et m'orienter dans le vrai sens de r ussir en bonne condition durant mon suivis le professeur d sign : M .TOURKI

« A tous mes fr res et soeurs avec leursoux et pouses mes respects et mes bien aim s notre vie familiale chacun par son nom ».

« A ma joie de vivre ma compagne Samira »

« A mach re, Nadjoual' me de mon cœur »

« A tout ce qui ont taient ma compagne de l' tude des coll gues d' tudes, amies copains et copines chacun par son nom »

« sans oublier tous les familles des parents maternelles et paternelles et leurs enfants ».

MERIEM REMMACHE

## INTRODUCTION

Le problème des inondations en milieux urbains et ruraux est devenu de plus en plus grave d'où la nécessité de trouver des solutions rationnelles.

En effet, l'imperméabilisation des sols par les revêtements modernes entraîne une augmentation considérable des volumes des eaux ruisselées due à l'accroissement du coefficient de ruissellement ceci rend plusieurs réseaux urbains incapables d'évacuer les eaux des crues.

La première des solutions commence en amont au niveau des études préliminaires des réseaux.

Les concepteurs des systèmes d'évacuation des eaux pluviales doivent prendre des prévisions à long terme pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement afin de suivre l'évolution du des aménagements des milieux à étudier ce qui permettra de contribuer à la prévision et à la protection des populations future et à la diminution des catastrophes dues aux inondations.

D'autres part, Une bonne évaluation des capacités de transit d'un réseau nécessite la disposition de données pluviométriques fiables et une bonne maîtrise des formules de calcul convenables à la zone du projet.

Dans ce modeste ce présent projet, nous allons étudié l'exemple d'une étude de rénovation d'un réseau d'assainissement d'une agglomération située dans un milieu rural dont la population est fréquemment touchée par des les inondations de ces quartier en période de crues.

Il s'agit de l'agglomération d'El Satha dans la commune d'Oued el Aneb située à quelques kilomètres du Sud de la wilaya d'Annaba dans le Nord Est Algérien.

Les faibles pentes du terrain, les contres pentes qui existent sur le réseau du site font que les eaux de crues débordent facilement sur les chaussées et inondent les habitations se trouvent en zones plates.

# CHAPTRE I :

## GENERALITES

## A . SITUATION GEOGRAPHIQUE DU PROJET :

Notre zone d'étude se situe à la ville Annaba. Annaba se trouve sur la rive sud du bassin méditerranéen, au Nord-Est de l'Algérie, à presque 600 km de la capitale Alger et à environ 100 km de la frontière tunisienne. Cette ville englobe plusieurs communes et Dairas (Voir **Fig.1**).



**Fig.1** : Carte de situation géographique de la zone d'étude

Parmi ces communes nous nous consacrons à la commune d'Oued El Aneb qui englobe elle-même plusieurs villes. Nous nous consacrons à l'agglomération d'El SETHA incluse dans la ville d'Oued ziad et affiliée à la commune d'Oued El Aneb, La commune d'Oued El Aneb est bordée par :

- El Bouni et Chorfa au sud.
- Chtaïbi et une petite cote sur la mer méditerranée.
- Annaba et Seraidi à l'est.
- Treat et Berrahel à l'ouest.

La cité de Oued Ziad est accessible par la route national 44 vers Berrahal, Constantine et route de wilaya en direction de Chourfa et El Hadjar .former de SETHA , cité Oued Ziad et d'une extension sud appelé Khalfa Ali. La ville d'oued Ziad s'étend du Nord au Sud entre les latitudes  $36^{\circ}50'17,07''N$  et  $36^{\circ}49'34,83''S$  par contre de l'est à l'Ouest entre les longitudes :  $7^{\circ}36'57,62''E$  à  $7^{\circ}36'21,07''O$  (Voir **Fig.2**).



**Fig.2** : Carte de situation géographique de la zone d'étude

L'agglomération d'EL SETHA et ses alentours reposent sur un relief pratiquement *plat*, avec de faible pente.

## **B. ASPECT DEMOGRAPHIQUE :**

L'agglomération d'El SETHA s'étend sur 23,07993905ha, cette dernière est a caractère rural, le recensement de sa population donne une estimation de plus de 5880 habitants en 2013, avec un taux d'accroissement moyen annuel égal à 3%.

## **C. ASPECT CLIMATIQUE :**

Etant donné sa situation géographique qui est proche du littoral, Oued Ziad bénéficie d'un climat méditerranéen humide et tempère.

### **1.1. Températures :**

D'après une observation effectuée sur un grand nombre d'années, on remarque que les températures maximales sont atteintes pendant la période estivale où les mois de juillet et Aout représentent les mois les plus chauds de l'année .les températures moyennes mensuelles sont illustrées dans l'histogramme ci-dessous :



**Fig.3 :** Variation mensuelle des températures

### **1.2. Les précipitations :**

Le site d'Oued Ziad est essentiellement par des hivers humides et pluvieux (Octobre-Avril) ; des précipitations abondantes et des étés relativement chauds et secs (Mai-Septembre). La région est richement arrosée avec une pluviométrie moyenne annuelle qui varie entre 650 à 1 000 mm/an.

A l'échelle mensuelle, ce sont les mois de Décembre et Janvier qui enregistre les plus grandes hauteurs de pluies. La figure ci-après illustre la variation des et des précipitations mensuelles enregistrées sur un grand nombre d'années (Voir **Fig.4**).

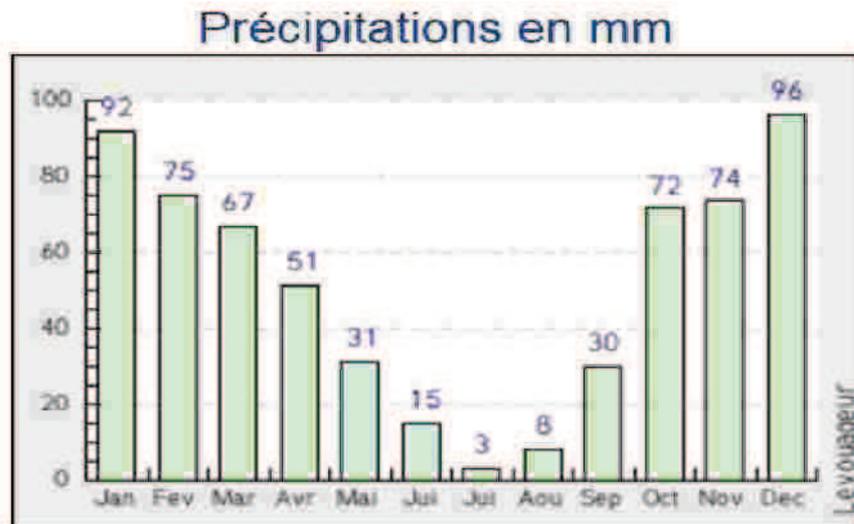


Fig.4 : Variation mensuelle des précipitations

### 1.3. L'humidité :

L'humidité relative est l'un des principaux paramètres du cycle hydrologique. Elle est la source de toutes les précipitations, elle conditionne l'évaporation. L'humidité maximale est de l'ordre de 79,7% au mois de Janvier, par contre l'humidité minimale est de l'ordre de 72% au mois d'août (Voir Fig.5).

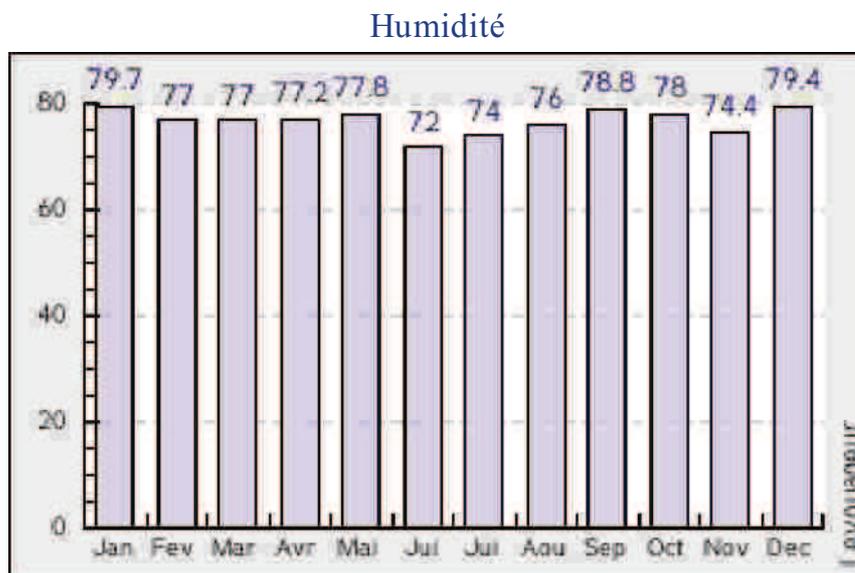


Fig.5 : Variation mensuelle des l'humidité relative

### 1.4. Relief et hydrographie :

L'agglomération d'Oued Ziad, comme la ville d'Annaba, est située sur le bord Est du massif montagneux de l'Edough: se massif dépasse en quelque endroits les 1000m d'altitude.

La ville d'Annaba ainsi que ces communes avoisinantes se trouvent au bassin versant de L'oued Seybouse ce dernier à son embouchure au Sud-Est de la ville qui rejoint la mer Méditerranée. Son bassin est le plus étendu d'Algérie et ses terres sont des plus fertiles.

Une grande étendue d'eau appelée lac de Fetzara située à l'Ouest de la ville d'Annaba et a 3 kilomètres du Sud de l'agglomération d'Oued Ziad. Il s'allonge dans le sens Est-Ouest sur 17 km de long et sur 13 km de large (Voir **Fig.6**).



**Fig.6** : Carte de situation géographique du lac Fezzara et des communes avoisinantes

# CHAPTRE II:

**DESCRIPTION DU RESEAU  
D'ASSAINISSEMENT EXISTANT ET  
CHOIX DU RESEAU A PROJETE**

## **A-DIAGNOSTIC SUR LE RESEAU EXISTANT :**

Le système d'assainissement de l'agglomération d'El Satha en ce moment est un système de type unitaire. En temps sec ce réseau draine les effluents dégagés par les habitations vers un rejet naturel qui est l'Oued Ziad.

L'Oued Ziad qui longe l'agglomération d'El Satha et celle de la cité d'Oued Ziad joue le rôle d'un système de lagunage en période sèche. Les matières organiques et les effluents sont dégradés uniquement par l'intensité d'ensoleillement.

En période Humide l'apport des eaux de pluies se mélange s'ajoutent au débits d'eaux usées sur le même collecteurs vers l'Oued qui les draines jusqu'à l'exutoire du bassin se trouvant a la périphérie de la ville d'Oued Ziad.

Les parties Nord de la cité d'El Satha constituent des zones a terrain accidentel puisque elles se trouvent au piémont du massif de l'Edough tans dis le chef lieu et les zones centrales sans caractérisés par des faibles pentes et même par des parcours plats où les eaux superficielles stagne incessamment tout le long de la période hivernale.

Le réseau d'assainissement actuelle de la cité d'El Satha se trouve, surtout en période de crue ,dans l'incapacité de véhiculé les débits auquel il a été projeté. On y remarque:

- ✓ Des regards obstrués,
- ✓ Des tampons regards et des avaloirs inexistant,
- ✓ Une aération presque absente au niveau des collecteurs principaux.
- ✓ Des collecteurs colmatés,
- ✓ Des faibles pentes et même des contres pentes dans les collecteurs.
- ✓ En temps de pointe, des débordements des eaux usées dans les regards sont toujours à prévoir.

D'un point de vue écologique et environnemental, on peut dire que cette agglomération est vraiment menacée par une pollution hydrique qui peut affecter à la fois la population et le mieux naturel.

## **B. CHOIX ET PROPOSITION D'UN NOUVEAU SYSTEME D'EVACUATION :**

Généralement, l'étude d'un projet d'Assainissement, est basée sur les contraintes et des besoins de la population concernée. La définition et le paramétrage hydraulique d'un système d'évacuation des eaux et la méthodologie de conception ainsi que le choix du type et de la l'architecture du réseau dépend essentiellement du résultat des observations et des enquêtes effectuées dans le terrain.

Etant donné que nous somme en présence d'une étude d'un réseau d'assainissement, Il est indispensable de prendre en considération les paramètres physiques du terrain qui ont une influence sur l'écoulement à savoir :

- ✓ Le tracé du réseau,
- ✓ Les pentes ou la topographie du terrain,
- ✓ Le débit a évacué,
- ✓ L'emplacement du rejet

Avant d'entamer une étude approfondie sur le dimensionnement du réseau il est prioritaire de donner quelque rappels et notions nécessaires sur le bon choix du tracé d'un système qui réponds aux besoins de notre cas et qui permet sans doute d'avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables.

## **1. Qu'es ce qu'un réseau d'assainissement ?**

Par définition, un réseau d'assainissement est un ensemble d'ouvrages dont le seul et unique objectif est d'évacuer des eaux d'origine domestiques, industrielle, souterraines ou de surface le plus rapidement possible et dans les meilleures conditions hydrauliques vers un point de rejet stratégique.

Les systèmes d'évacuations des eaux doivent répondre aux exigences suivantes :

- Assurer la protection des populations et de leurs biens contre les inondations,
- La préservation de la santé publique celle de l'environnement en l'occurrence le milieu naturel.

## **2. Différents types des réseaux d'assainissement :**

Puisque l'établissement d'un réseau d'Assainissement d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses,
- Assurer l'élimination des eaux usées ménagères, des eaux vannes, et le cas échéant, des eaux résiduaires industrielles.

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement, mais qui peut dans certaines sections se comporter en écoulement forcé.

On distingue trois types des systèmes d'Assainissement :

### **2.1. Le système unitaire :**

Le système unitaire est l'héritage du (tout à l'égout) né vers 1830 à la suite des épidémies et du mouvement hygiéniste, c'est à dire l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un unique réseau pourvu de déversoir permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux par surverse directement dans le milieu naturel.

La mise en place d'un réseau unitaire n'est pas un système durable, ainsi le réseau devra être renouvelé au bout de quelques dizaines d'années (temps variable en fonction des matériaux constitutifs des canalisations utilisées, ainsi que de la qualité de compactage du sol autour de la canalisation.) Sur les nouveaux aménagements urbains ou réhabilitations, il est préférable d'utiliser les Techniques alternatives pour la gestion des eaux de ruissellement urbain et un réseau d'Assainissement pour les rejets d'Eaux usées domestiques et industrielles.

Les Techniques alternatives pour la gestion des eaux de ruissellement urbain permettent de limiter, voire éliminer le risque inondation grâce à une gestion intégrée. (Utilisation plurifonctionnel d'un ouvrage. Par exemple, un espace vert peut avoir un intérêt paysager, mais aussi servir au stockage temporaire et à l'infiltration des eaux pluviales).

## **2.2. Le système séparatif :**

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égouts ménagères et industrielles dans une seule conduite, et les eaux pluviales dans une autre. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons. Le système séparatif est celui adopté par un grand nombre de petites et moyennes agglomérations, mais c'est surtout celui choisi par les extensions, qui constituent de véritables quartiers nouveaux d'habitations.

On l'adopte également lorsque le réseau d'égouts existant dans la ville centre est proche des zones résidentielles ou industrielles en voie de création.

## **2.3. Système pseudo séparatif (Mixte) :**

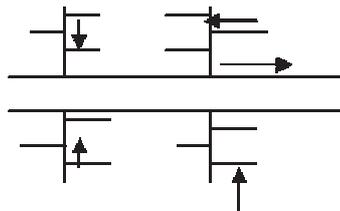
Ce système est conçu de telle manière à recevoir les e de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux de toiture et d'espaces privés, avec celle des eaux usées.

## **3. Architecture et tracé des réseaux d'assainissement :**

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi ; leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

### **3.1. Schéma perpendiculaire :**

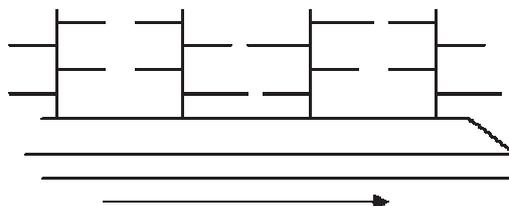
Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif (voir **fig.7**).



**Fig.7 : Représentation du schéma perpendiculaire**

### **3.2. Schéma par déplacement latéral :**

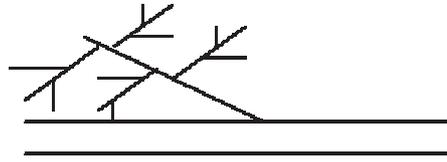
C'est le schéma le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau (voir **fig.8**).



**Fig.8 : Représentation du schéma par déplacement latéral**

### 3.3. Schéma transversal ou oblique :

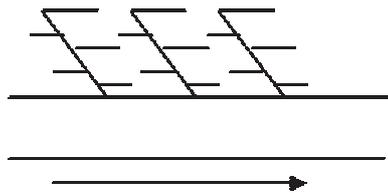
Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération (voir **fig.9**).



**Fig.9 :** Représentation du schéma transversal ou oblique

### 3.4. Schéma par zone étagée :

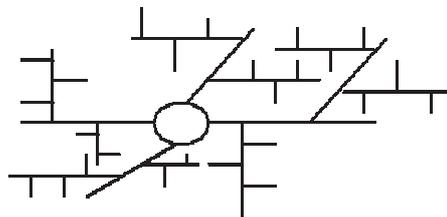
Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral mais avec multiplication des collecteurs bas des apports en provenance du haut de l'agglomération (voir **fig.10**).



**Fig.10 :** Représentation du schéma par zone étagée

### 3.5. Schéma radial :

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération (voir **fig.11**).



**Fig.11 :** Représentation du radial

## 4. Type de Regards et leurs implantations :

Les regards sont des ouvrages nécessaires au fonctionnement et à l'exploitation d'un réseau d'assainissement. Ces ouvrages sont fabriqués de façon à ce que le personnel d'entretien puisse pénétrer dans ces derniers afin d'assurer le service et la surveillance du réseau.

Le type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, on distingue :

- ✓ Regard de visite,
- ✓ Regard de ventilation,
- ✓ Regard de jonction,
- ✓ Regard de chute.

\*Selon les cas, et les contraintes sur le terrain, ces regards doivent être installés obligatoirement :

- ✓ A chaque changement de direction,
- ✓ A chaque changement de pente,
- ✓ A chaque changement de diamètre,
- ✓ A chaque branchement de canalisation,
- ✓ Aux points de chute,

\*Pour des raisons d'entretien et d'aération, la distance entre deux regards est variable selon le milieu:

- ✓ De 30 à 35m en zone urbaine.
- ✓ De 50 à 80m en zone rurale.

## **5. PROPOSITION D'UNE NOUVELLE VARIANTE POUR LE RESEAU D'EL SATHA:**

En milieu rural ; il est toujours très difficile de préconiser des schémas types des systèmes d'évacuation du fait de la diversité des situations qui résulte d'un habitat peu dense, souvent dispersé dans des zones plates ou montagneuses où les activités agricoles tiennent toujours une large place.

Dans ce présent travail, nous nous sommes consacré uniquement à l'étude de l'évacuation des eaux pluviales. Les pluies abondantes qui caractérisent la région en période hivernale présentent un réel problème d'inondation de la cité d'El Satha.

Le choix d'un réseau d'assainissement de type séparatif pour El Satha s'impose sur différentes raisons en relation avec la topographie du terrain, la fréquence des précipitations et aussi la nature du terrain et surtout pour la protection de l'environnement et du milieu naturel.

Le réseau que nous avons projeté pour la cité d'El Satha est un réseau de type séparatif pour les eaux pluviales qui comporte un nombre de 44 Regards avec une architecture perpendiculaire et parfois oblique.

Ce réseau collecte une grande majorité des eaux superficielles versées dans l'Oued Ziad avec un système de trois collecteurs secondaires : A-1, A-2 et A-3 et un collecteur tertiaire A-3-1.

Le collecteur principal A se déverse directement dans la partie aval de l'Oued avec une section de 600 mm. Les autres collecteurs possèdent des sections qui varient entre 300 et 500 mm (voir **fig.12**).

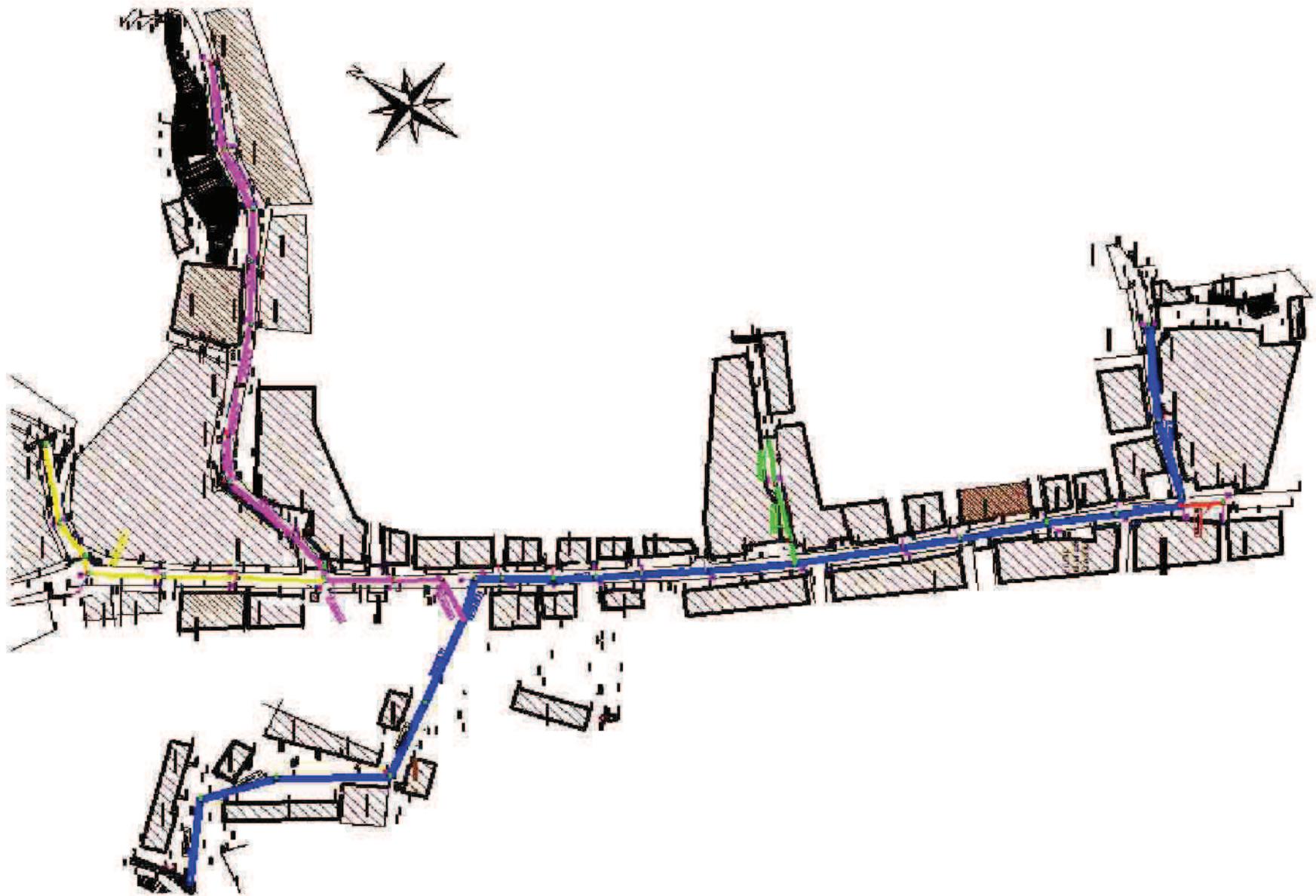


Fig.12 : Tracé en plan du réseau d'assainissement projeté pour la cité D'El Satha

# CHAPTRE III :

## METHODES UTILISEES ET PARAMETRAGE DU RESEAU PROJETE

## **A-METHODES D'ESTIMATION DES DEBITS A EVACUEES :**

Quel que soit la méthode de calcul utilisée pour le dimensionnement d'un réseau pluvial sont toujours basées sur la plus forte quantité de pluie susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal).

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; nous considérons deux méthodes, les plus utilisées pour l'évaluation du débit pluvial :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle dite méthode de Caquot.

### **1. La méthode rationnelle :**

La méthode rationnelle est un excellent outil pour la détermination d'un hydrogramme. En effet, elle permet tout au long du développement de calcul de rationaliser les résultats et de dégager ainsi les meilleures caractéristiques du projet à retenir.

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- Le débit de pointe  $Q_p$  de l'hydrogramme de ruissellement est une fraction du débit précipité ;
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme  $I$  ;
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre,

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_p = C_r \times I \times A \quad \text{en (m}^3\text{/s)}$$

Avec :

$Q_p$  : Débit de pointe de l'hydrogramme en m<sup>3</sup>/s ;

$C_r$  : Coefficient de ruissellement dans la limite  $0 < C_r < 1$ .

$I$  : Intensité pluviale en l/s/ha ;

$A$  : Superficie du bassin en ha.

Sans doute ; la méthode rationnelle est simple dans son expression, il n'en demeure pas moins qu'elle suppose une attention soutenue dans la recherche de la meilleure définition possible de ses paramètres et des facteurs d'ajustement.

### a) Limite d'utilisation de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

### b) Principe de la méthode rationnelle :

Cette méthode exige une bonne détermination de l'aire générale du bassin afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les divisions correspondant aux sous bassins d'apport avec toutes les caractéristiques concernant : Les surfaces, les longueurs, les pentes, les coefficients de ruissellement moyens et pondérés, ... etc.

On procèdera ensuite au calcul proprement dit ; étant entendu que l'essentiel des calculs élémentaires préalables ont été effectués pendant la première étape.

## 2. La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

C'est une méthode globale de calcul du débit maximum correspondant à une période de retour donnée, à l'exutoire d'un bassin versant urbain. Les hypothèses de base peuvent être classées en deux catégories :

- L'une liée à la linéarité de la relation pluie-débit et qui conduisent à dire que le débit de pointe est proportionnel au volume de pluie précipitée au cours de la période précédant la pointe de débit :

- Hypothèses liées aux lois d'écoulement et de stockage du réseau choisies par A ; Caquot et dont les deux principales sont les suivantes :

- ✓ L'écoulement se fait toujours à surface libre, le volume stocké est proportionnel au débit de pointe ;
- ✓ L'écrêtement dû au réseau est calculé en supposant que l'intensité maximale se produit au début de l'averse lorsque le réseau est presque vide.

Donc, suivant ces conditions ; le débit brute pluvial s'écrit :

$$Q \text{ brute} = K^{1/W} \times I^{U/V} \times C^{4/V} \times A^{W/V}$$

Avec :

- ✓ **Q brute** : Le débit brute exprimé en mètres cubes par seconde,
- ✓ **I** : Pente moyenne du bassin versant en m/ml,
- ✓ **C** : Coefficient de ruissèlement,
- ✓ **A** : Superficie du bassin en Hectares,
- ✓ **K, U, W, V** sont des coefficients dépendant des paramètres « a » et « b » de la formule de Montana :

$$k = 0.5^b \times \frac{a}{6.6} \quad ; \quad u = \frac{0.84b}{1 + 0.287b} \text{ Avec: } 0 < u < 1 \quad \text{et} \quad V = -0.41b$$

Le coefficient W et U sont donnés par les formules :

$$w = 0.95 + 0.57b \quad \text{et} \quad U = 1 + 0.287b$$

Les paramètres « a » et « b » de Montana résultent, des analyses statistiques des enregistrements pluviométriques. Ces analyses conduisent à des familles de paramètres variables d'une part suivant la localisation géographique et la période de retour, mais d'autre part également suivant la durée des événements pluvieux. Lors de l'utilisation de ces familles de paramètres, il est important de retenir la famille adaptée, faute de quoi des dérives peuvent être relevées.

Pour ce qui nous intéresse, nous avons opté pour l'utilisation de la méthode superficielle puisque son domaine et sa limite d'utilisation correspond parfaitement du cas de la cité d'El Satha .

Le débit brute ainsi calculé doit être corrigé pour avoir le débit de pointe par un coefficient m donc le débit corrigé sera :

$$Q_c = Q_{\text{brute}} \times m$$

Avec :

✓ **Q c** : Le debit corrigé exprimé en metres cubes par seconde,

✓ **m**: Coefficient d'influence :

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^u$$

✓ **M** : Coefficient de l'allongement :

$$M = \frac{L \cdot (mouhm)}{\sqrt{A \cdot (uevum^2)}}$$

**NB** : Le coefficient M doit être supérieur ou égal a 0.8 et jamais égal a 2 , L : est la longueur du plus grand chemin d'eau.

## **B. PARAMETRAGE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT:**

L'écoulement des eaux a l'intérieur des collecteurs d'un réseau d'assainissement doit impérativement respecter un paramétrage hydraulique adéquat afin de prolonger la durée de vie des ouvrages et de diminuer les risques d'obstruction et le colmatage des canalisations.

L'ingénieur de conception doit veiller à ce que l'écoulement se fait toujours à surface libre ce qui permettra une bonne aération du réseau tout en évitant la libération des odeurs nauséabondes.

Aussi les vitesses d'écoulements doivent assurer au minimum les conditions d'auto-curages afin de diminuer les risques de colmatage des canalisations et les dépôts des sables. Les paramètres à vérifier sont :

### **1. Les Pentes des collecteurs:**

Les pentes doivent assurer des vitesses d'écoulement admissibles, tout en évitant les pentes cassantes et brusques. Lorsqu'on n'en a pas le choix, il faut recourir à des regards de chutes.

## **2. Le diamètre minimum :**

Comme pour les pentes, le diamètre des conduits joue un rôle important sur les conditions d'écoulement. Il faut donc choisir des diamètres adaptés pour chaque cas de tronçon, si cela est nécessaire, tout en minimisant les coûts car les conduits à diamètres importants sont ceux les plus chers en terme de coût.

Le diamètre minimum normalisé pour un réseau séparatif est de 300 mm, le diamètre 200 mm est strictement interdit de nos jours.

## **3. Condition d'Aération :**

Les regards doivent être aérés pour limiter la fermentation et les odeurs nauséabondes. Les études ont montrées que pour avoir une bonne aération, La hauteur de remplissage de la conduite ne doit pas dépasser 80% de sa section.

D'autres auteurs exigent un remplissage de la conduite qui doit être au 2/10 du diamètre pour le débit moyen,

## **4. Condition d'auto curage :**

On a pour un réseau séparatif à pleine ou à demi section, la vitesse d'écoulement doit être supérieur à 0,70 m/s, cette limite pouvant à l'extrême rigueur être abaissée à 0,50 m/s et exceptionnellement pour certain cas à 0,30 m/s. Cette vitesse permet le nettoyage automatique de la conduite en évacuation des fines particules.

## **C. EVALUATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT :**

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselée et le volume d'eau tombée sur cette aire, sa valeur varie de 0.05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs tel que la nature du sol, la pente du terrain, le mode d'occupation du sol, la densité de la population et la durée de pluie, et l'humidité de l'air.

Une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau ; tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce coefficient le tableau suivant permet d'estimer le coefficient de ruissellement selon les paramètres précédemment cités :

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
• Zone commerciale	$0,7 < C < 0,95$
• Zone résidentiel	$0,30 < C < ,50$
Lotissements :	
• Habitations collectives	$0,50 < C < 0,75$
• Habitat dispersé	$0,25 < C < 0,40$
• Zone Industrielle	$0,50 < C < 0,80$
• Parcs et jardins publics	$0,25 < C < 0,25$
• Terrains de sport	$0,10 < C < 0,30$
• Terrains vagues	$0,05 < C < 0,15$
Terres agricoles :	
• Espaces drainées	$0,05 < C < 0,13$
• Espaces Non drainées	$0,03 < C < 0,07$

**Tab.1 : Variation du coefficient de ruissellement selon l'occupation du sol**

# CHAPTRE IV :

## CALCUL DE DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PROJETE

## A. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU :

### 1. Délimitation des bassins versants :

Après avoir effectué un bon tracé du cheminement de l'eau vers le rejet selon les conditions imposées par le terrain, nous avons procédé à la délimitation des paramètres des bassins versants qui transforment les quantités de pluies en débits. Les périmètres des bassins ont été délimités selon les points culminants étant donné que nous disposant d'un plan topographique effectué sur le site.

Ainsi nous avons pu ressortir par mesure directe sur plan en utilisant un logiciel de DAO, (Dessin assisté par ordinateur) les paramètres nécessaires pour l'utilisation de la méthode superficielle à s'avoir :

- ✓ La pente moyenne du bassin (**I**) en mètres par mètres linéaires,
- ✓ La surface du bassin (**A**) en hectares,
- ✓ La longueur du plus grand chemin d'eau vers l'exutoire.

Pour notre cas, nous avons subdivisé la surface de la zone d'étude en sous bassins d'après la tendance des pentes et l'architecture du réseau. Aussi nous avons supposé un coefficient de ruissèlement (**C= 50%**) selon la nature du terrain, ce dernier est supposé invariable pour toute la zone d'étude.

Le tableau ci-après donne les valeurs des différents paramètres calculées depuis l'AUTO-CAD aussi les débits bruts et corrigés en ( $m^3/s$ ) pour chaque bassin d'après la formule de Superficielle et pour des valeurs de coefficient: **k = 1.50, u = -0.63, V = 0.25 et w = 0.60, U = 0.82.**

N° BV	A(hec)	I(m/ml)	L(m)	M	Q <sub>br</sub>	Q <sub>c</sub>	N° BV	A(hec)	I(m/ml)	L(m)	M	Q <sub>br</sub>	Q <sub>c</sub>
BV1	0,0713	0,088	55,45	2,08	0,015	0,016	BV20	0,0125	0,063	19,5	1,74	0,004	0,003
BV2	0,0413	0,076	47,55	2,34	0,01	0,011	BV21	0,0347	0,098	37,19	1,88	0,009	0,009
BV3	0,0335	0,038	41,18	2,25	0,007	0,008	BV22	0,0147	0,067	19,61	1,62	0,004	0,004
BV4	0,03	0,058	19,84	1,15	0,007	0,005	BV23	0,0627	0,02	33,6	1,34	0,009	0,006
BV5	0,0185	0,02	18,99	1,4	0,004	0,003	BV24	0,0412	0,035	32	1,58	0,008	0,006
BV6	0,031	0,035	26,68	1,52	0,006	0,005	BV25	0,0363	0,025	32,09	1,68	0,006	0,006
BV7	0,04	0,046	31,22	1,56	0,008	0,007	BV26	0,0193	0,077	23,86	1,72	0,006	0,005
BV8	0,0774	0,057	37,29	1,34	0,014	0,01	BV27	0,0301	0,08	41,61	2,4	0,008	0,009
BV9	0,0422	0,045	24,99	1,22	0,009	0,006	BV28	0,0203	0,09	29,51	2,07	0,006	0,006
BV10	0,0285	0,107	40,73	2,41	0,008	0,01	BV29	0,0307	0,053	26,06	1,49	0,007	0,006
BV11	0,0133	0,095	21,26	1,84	0,005	0,004	BV30	0,0195	0,063	28,54	2,04	0,005	0,006
BV12	0,0104	0,08	28,49	2,79	0,004	0,005	BV31	0,1004	0,067	32,09	1,01	0,018	0,01
BV13	0,0485	0,03	47,91	2,18	0,008	0,009	BV32	0,0219	0,05	25,73	1,74	0,005	0,005
BV14	0,0501	0,053	37,18	1,66	0,01	0,009	BV33	0,0203	0,043	22,33	1,57	0,005	0,004
BV15	0,0391	0,042	25,94	1,31	0,008	0,006	BV34	0,0156	0,033	32,71	2,62	0,004	0,005
BV16	0,0291	0,088	22,07	1,29	0,008	0,006	BV35	0,0139	0,083	20,84	1,77	0,005	0,004
BV17	0,0214	0,04	16,11	1,1	0,005	0,003	BV36	0,0358	0,015	37,27	1,97	0,005	0,005
BV18	0,0288	0,056	25,31	1,49	0,007	0,005	BV37	0,0482	0,042	31,06	1,41	0,009	0,007
BV19	0,0199	0,02	20,83	1,48	0,004	0,003	BV38	0,0251	0,02	18,85	1,19	0,005	0,003

**Tab.2 :** Caractéristiques des bassins et valeurs des débits corrigés calculés par la méthode de Caquot

## 2. ASSEMBLAGE DES BASSINS VERSANTS :

La méthode de Caquot est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application de cette méthode à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels  $A_j$ ,  $C_j$ ,  $L_j$  (longueur du drain principal),  $Q_{pj}$  (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres (A, C, I et M) du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant un groupement sont en série ou en parallèle sont exprimées ci-après :

Paramètres Equivalents	Aeq	Ceq.	leq	Meq.
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j \cdot A_j}{\sum A_j}$	$\left( \frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j \cdot A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j \cdot Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L \cdot (Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$

**Tab.3 :** Détermination des paramètres équivalents pour les assemblages en série et en parallèles des bassins versants

Avec :  $Q_{pjmax}$  est le débit du bassin qui a le plus grand débit.

## 3. Calcul du diamètre économique :

Afin d'éviter un surdimensionnement du réseau, on calcule théoriquement la section de la canalisation minimale nécessaire pour prendre en charge le débit destiné à être évacué par le réseau. Cette notion est appelée : Diamètre économique  $D_e$ . Il est calculé par la formule suivante :

$$D_e = \left( \frac{n \cdot Q_c}{0.3117 \cdot \sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

Avec :

$D_e$  : Le diamètre économique exprimé en mètres,

$n$  : Rugosité de la conduite égale à 0.011 pour les tuyaux en PEHD,

$Q_c$  : Débit corrigé à évacuer en  $m^3/s$ ,

$I$  : Pente du canal selon le profil en m/ml.

Notons que la valeur du diamètre économique doit être ou égale à celle des sections commercialisées des canalisations.

## 4. Calcul des paramètres hydrauliques des canalisations :

### 4.1. La vitesse pleine section $V_{ps}$ :

Elle se calcule par la formule de Manning – Strickler, cette dernière donne la vitesse d'écoulement en section pleine pour les réseaux séparatifs :

$$V_{ps} = 70 \times RH^{2/3} \times \check{C}I \quad (\text{m/s})$$

Où :

**RH** : Le rayon hydraulique, c'est le rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé :

$$RH = S_m / P_m.$$

Ce rapport serait égal au quart du diamètre pour un écoulement à section pleine (**RH = D/4**).

**I** : La pente de la conduite d'après le profil en long en (m/ml).

### 4.2. Le débit à pleine section :

Le débit à pleine section est le produit de la section de la conduite et de la vitesse pleine section :

$$Q_{PS} = 90 \times RH^{2/3} \times S \times \check{C}I \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Avec **S** la section du canal utilisé en ( $\text{m}^2$ ), Pour une section circulaire : **S = p × D<sup>2</sup> / 4**.

### 4.3 .Calcul des rapports des débits (Rq), Hauteurs (Rh), et vitesse(Rv):

On définit les paramètres par les formules suivantes:

\*Le rapport des débits :  $Rq = Q_{cal} / Q_{ps}$

\*Le rapport des hauteurs :  $R_h = H/D$

\*Le rapport des vitesses :  $R_v = V_r / V_{ps}$

Avec :

\***Q<sub>cal</sub>** : c'est le débit qui s'écoule dans la conduite,

\***H** : La hauteur de remplissage de la section de la conduite en mètres ou millimètres,

\***D** : Diamètre de la conduite en mètres ou millimètres,

\***V<sub>r</sub>** : Vitesse réelle d'écoulement en mètres par seconde,

\***V<sub>ps</sub>** : Vitesse pleine section de la conduite mètres par seconde.

Les valeurs de **Rv**, **Rh** sont généralement déduites des graphiques ou d'abaques disponible sur plusieurs ouvrages hydrauliques à partir de la valeur calculé de **Rq**.

## 5. Exemple de calcul de dimensionnement :

Prenant l'exemple du collecteur secondaire (A-1), ce collecteur comporte un seul tronçon ( $R_{22...R_4}$ ). Avant d'entamer les calculs, nous avons dessiné le profil en long de ce collecteur a fin de terminer les différentes profondeurs ainsi que la pente de la conduites qui est nécessaire pour le calcul des débits et des vitesses a pleine section. Le profil de ce collecteur est représenté sur la **figure n°6**.

a) Calcul du débit d'eau pluvial corrigé :

Ce tronçon reçoit les débits des deux bassins :  $BV_4$  et  $BV_5$  qui sont en série, donc le débit corrigé équivalent du bassin  $BV_{4-5}$  se calcule avec la formule appropriée donné sur le tableau n°3 ce ci donne :

Noms des bassins	Type d'assemblage	Nom du bassin équivalent	Caractéristiques du bassin équivalent		Débit Brute ( $m^3/s$ )	Débit de pointe ( $m^3/s$ )
BV4	En série	BV <sub>4-5</sub>	A(Hec)	0,0485	0,009	0,008
BV5			I(m/ml)	0,0320		
			L(m)	38,8275		

**Tab.4** : Détermination des paramètres équivalents pour les assemblages en série des bassins versants 4 et 5

Calculons d'après la pente du profil et on supposant les différents paramètres à pleine section pour une rugosité relative  $K_s = 90$  d'après le type de matériau.

- Le débit d'arrivé :  $Q_{arriv} = 0 \text{ m}^3/s$
- Le débit cumulé :  $Q_{cumulé} = Q_c = 0,008 \text{ m}^3/s$  .
- Pour  $D = 0,3 \text{ m} \Rightarrow RH = D/4 = 0,075 \text{ m}$
- La pente sur le profil est de  $8 \%$   $\Rightarrow V_{ps} = 1.13 \text{ m/s}$
- $Q_{ps} = V_{ps} \times S = 0,10 \text{ m}^3/s \Rightarrow R_q = 0,05 \Rightarrow$  La vitesse réelle serai égale a  $0,47 \text{ m/s}$
- $R_h = 0,078 \Rightarrow$  Le rapport de remplissage est estimé a  $7.8 \%$

Cette méthode de calcul est la même pour le reste des collecteurs de l'ensemble du réseau projeté, les résultats des calculs sont illustré sur les tableaux : 5, 6 ,7 ,8 .

Rappelons que :

- \***BVe<sub>q</sub>** : Le nom du bassin équivalent résultant d'un assemblage,
- \***I<sub>c</sub>** : La pente de la conduite exprimée en m/ml,
- \***D<sub>c</sub>** : Le diamètre commercial de la conduite exprimée en mètres
- \***Q<sub>c eq</sub> ( $m^3/s$ )**: Le débit corrigé équivalent exprimé en mètres cubes par seconde,
- \***S ( $m^2$ )**: La section de la conduite exprimée en mètres carrés,
- \***V<sub>ps</sub> ( $m/s$ )** : La vitesse pleine section exprimée en mètres par seconde,
- \***Q<sub>ps</sub> ( $m^3/s$ )** : Le débit à pleine section exprimé en mètres cubes par seconde,
- \***R<sub>q</sub>** : Le rapport des débits,
- \***R<sub>h</sub>** : Le rapport des hauteurs,
- \***R<sub>v</sub>** : Le rapport des vitesses,
- \***V<sub>r</sub>** : Vitesse réelle d'écoulement exprimée en mètres par seconde,
- \***H(m)** : La hauteur de remplissage de la conduite en exprimée en mètres  $H = R_h \times D$ ,
- \***H %** : La hauteur de remplissage au niveau de la conduite exprimée en pourcentage.

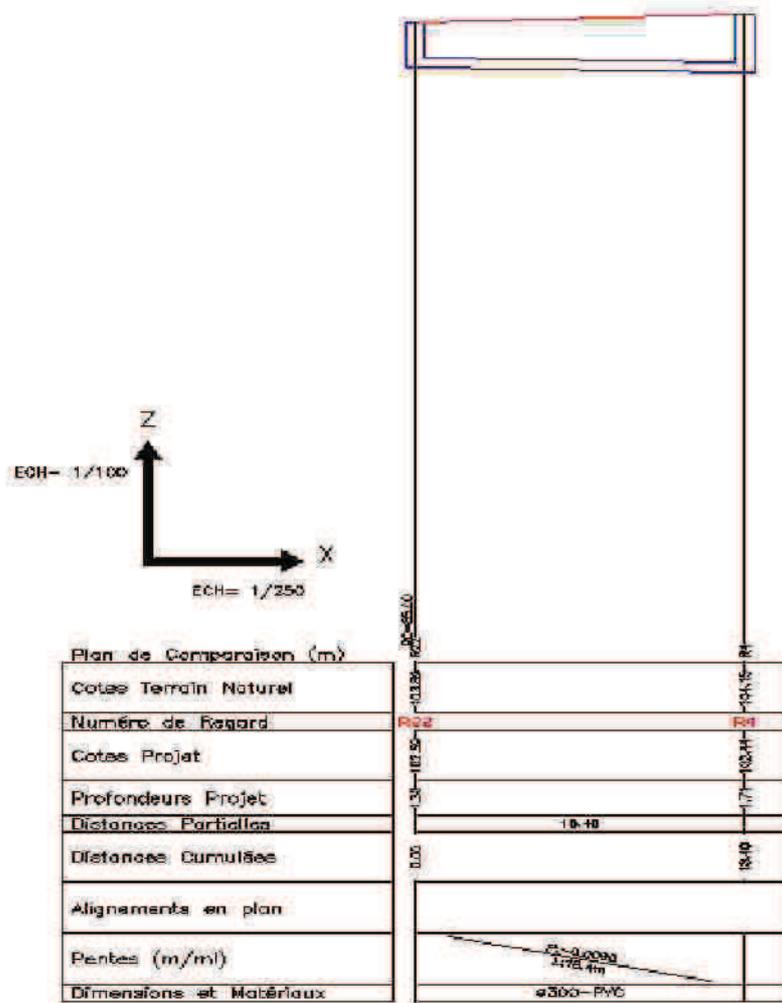


Fig.13 : Profil en long du collecteur A-2

Nom du Collecteur	Tronçon	BVeq	Ic (m/ml)	D <sub>C</sub>	Qc eq (m <sup>3</sup> /s)	S(m2)	Vps(m/s)	Qps(m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rh	Rv	Vr	H(m)	H%
A-3-1	R39_R40	BV20	0,087	0,30	0,0035	0,0707	4,721	0,334	0,01	0,015	0,06	0,28	0,0045	1,5
	R40_R41	BV20,21	0,087	0,30	0,014	0,0707	4,721	0,334	0,04	0,062	0,27	1,27	0,0186	6,2
	R41_R42	BV20,21,22	0,087	0,30	0,0191	0,0707	4,721	0,334	0,06	0,094	0,42	1,98	0,0282	9,4
	R42_R43	BV20...23	0,03	0,30	0,0224	0,0707	2,772	0,196	0,11	0,157	0,533	1,48	0,0471	15,7
	R43_R44	BV20...24	0,018	0,40	0,0308	0,1256	2,601	0,327	0,09	0,214	0,511	1,33	0,0856	21,4
	R44_R36	BV20...25	0,0275	0,40	0,0382	0,1256	3,22	0,4	0,09	0,214	0,511	1,64	0,0856	21,4

**Tab.5** : Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur **A-3-1**

Nom du Collecteur	Tronçon	BVeq	Ic (m/ml)	D <sub>C</sub>	Qc eq (m <sup>3</sup> /s)	S(m2)	Vps(m/s)	Qps(m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rh	Rv	Vr	H(m)	H%
A3	R26_R27	BV26	0,068	0,30	0,005	0,07065	4,17	0,29	0,02	0,031	0,135	0,56	0,0093	3,1
	R27_R28	BV26,27	0,067	0,30	0,0157	0,0707	4,14	0,29	0,05	0,078	0,33	1,37	0,0234	7,8
	R28_R29	BV26,27,28	0,067	0,30	0,0241	0,0707	4,143	0,293	0,08	0,125	0,48	1,99	0,0375	12,5
	R29_R30	BV26....29	0,067	0,30	0,032	0,07065	4,14	0,29	0,11	0,164	0,533	2,21	0,0492	16,4
	R30_R31	BV26....30	0,05	0,30	0,0399	0,07065	3,58	0,25	0,16	0,214	0,628	2,25	0,0642	21,4
	R31_R32	BV26....31	0,05	0,40	0,0566	0,1256	4,336	0,545	0,1	0,16	0,544	2,36	0,064	16
	R32_R33	BV26....32	0,05	0,40	0,0642	0,1256	4,336	0,545	0,12	0,171	0,566	2,45	0,0684	17,1
	R33_R34	BV26....33	0,039	0,40	0,0705	0,1256	3,829	0,481	0,15	0,21	0,614	2,35	0,084	21
	R34_R35	BV26....34	0,035	0,40	0,0778	0,1256	3,628	0,456	0,17	0,228	0,671	2,43	0,0912	22,8
	R35_R36	BV26....35	0,035	0,40	0,0848	0,1256	3,628	0,456	0,19	0,25	0,7	2,54	0,1	25
	R36_R37	BV20.....36	0,03	0,40	0,0973	0,1256	3,358	0,422	0,23	0,278	0,755	2,54	0,1112	27,8
	R37_R38	BV20.....37	0,035	0,40	0,1083	0,1256	3,628	0,456	0,24	0,28	0,76	2,76	0,112	28
	R38_R16	BV20....38	0,035	0,40	0,1128	0,1256	3,628	0,456	0,25	0,3	0,766	2,78	0,12	30

**Tab.6** : Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur **A-3**

Nom du Collecteur	Tronçon	BVeq	Ic (m/ml)	D <sub>C</sub>	Qc eq (m <sup>3</sup> /s)	S(m2)	Vps(m/s)	Qps(m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rh	Rv	Vr	H(m)	H%
A2	R23_R24	BV10	0,134	0,3	0,0098	0,0707	5,859	0,414	0,02	0,031	0,135	0,79	0,0093	3,1
	R24_R25	BV10,11	0,093	0,3	0,0154	0,07065	4,8811	0,34	0,04	0,062	0,27	1,32	0,0186	6,2
	R25_R9	BV10,11,12	0,082	0,3	0,022	0,07065	4,5834	0,32	0,07	0,114	0,44	2,02	0,0342	11,4

**Tab.7:** Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur A-2

Nom du Collecteur	Tronçon	BVeq	Ic (m/ml)	D <sub>C</sub>	Qc eq (m <sup>3</sup> /s)	S(m2)	Vps(m/s)	Qps(m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rh	Rv	Vr	H(m)	H%
A1	R22_R4	BV4	0,008	0,3	0,0046	0,0707	1,432	0,101	0,05	0,078	0,33	0,47	0,0234	7,8

**Tab.8:** Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur A-1

Nom du Collecteur	Tronçon	BVeq	Ic (m/ml)	D <sub>C</sub>	Qc eq (m <sup>3</sup> /s)	S(m2)	Vps(m/s)	Qps(m <sup>3</sup> /s)	Rq	Rh	Rv	Vr	H(m)	H%
A	R1_R2	BV1	0,086	0,30	0,0159	0,0707	4,694	0,332	0,05	0,078	0,33	1,55	0,0234	7,8
	R2_R3	BV1,2	0,052	0,30	0,03	0,0707	3,65	0,258	0,12	0,171	0,566	2,07	0,0513	17,1
	R3_R4	BV1,2,3	0,052	0,30	0,0397	0,0707	3,65	0,258	0,15	0,21	0,614	2,24	0,063	21
	R4_R5	BV1...5	0,02	0,40	0,0424	0,1256	2,742	0,344	0,12	0,171	0,566	1,55	0,0684	17,1
	R5_R6	BV1...6	0,006	0,40	0,0497	0,1256	1,502	0,189	0,26	0,307	0,777	1,17	0,1228	30,7
	R6_R7	BV1...7	0,01	0,40	0,0597	0,1256	1,939	0,244	0,24	0,28	0,76	1,47	0,112	28
	R7_R8	BV1...8	0,006	0,50	0,0747	0,1963	1,743	0,342	0,22	0,214	0,628	1,09	0,107	21,4
	R8_R9	BV1...9	0,006	0,50	0,0837	0,1963	1,743	0,342	0,24	0,28	0,76	1,32	0,14	28
	R9_R10	BV1....13	0,005	0,50	0,118	0,1963	1,591	0,312	0,38	0,278	0,755	1,2	0,139	27,8
	R10_R11	BV1....14	0,01	0,60	0,1319	0,2826	2,541	0,718	0,18	0,232	0,681	1,73	0,1392	23,2
	R11_R12	BV1....15	0,015	0,60	0,1412	0,2826	3,112	0,879	0,16	0,214	0,628	1,95	0,1284	21,4
	R12_R13	BV1....16	0,009	0,60	0,1507	0,2826	2,41	0,68	0,22	0,214	0,628	1,51	0,1284	21,4
	R13_R14	BV1....17	0,005	0,60	0,1563	0,2826	1,8	0,51	0,31	0,35	0,84	1,51	0,21	35
	R14_R15	BV1....18	0,02	0,60	0,1657	0,2826	3,59	1,02	0,16	0,214	0,628	2,26	0,1284	21,4
	R15_R16	BV1...19	0,007	0,60	0,1703	0,2826	2,13	0,60	0,28	0,32	0,8	1,7	0,192	32
	R16_R17	BV1.....38	0,005	0,60	0,2058	0,2826	1,8	0,51	0,41	0,43	0,93	1,67	0,258	43
	R17_R18	BV1.....38	0,01	0,60	0,2058	0,2826	2,54	0,72	0,29	0,33	0,817	2,08	0,198	33
	R18_R19	BV1.....38	0,01	0,60	0,2058	0,2826	2,54	0,72	0,29	0,33	0,817	2,08	0,198	33
R19_R20	BV1.....38	0,01	0,60	0,2058	0,2826	2,54	0,72	0,29	0,33	0,817	2,08	0,198	33	
R20_R21	BV1.....38	0,011	0,60	0,2058	0,2826	2,66	0,75	0,27	0,314	0,79	2,11	0,1884	31,4	

**Tab.9:** Résultats de calcul de dimensionnement pour le Collecteur principal A



## CONCLUSION

A l'issue de ce travail, on constate que la méthode superficielle nous a permis d'évaluer le débit de pointe en aval du réseau qui est estimé à 210 l/s, cette quantité d'eau de pluie peut générer facilement des inondations sur le site d'el satha surtout dans le cas où le réseau est mal dimensionné.

C'est pourquoi nous avons donné une grande importance, dans le chapitre II du respect des conditions d'écoulement à savoir les vitesses d'auto-curages et les hauteurs de remplissages qui sont eux même conditionnées par le choix de pente favorables.

Le dimensionnement des conduites par la méthode de Caquot a donné des sections qui varient entre 300 mm au minimum jusqu'à 600 mm au niveau du collecteur principal. Ces valeurs de diamètres sont essentiellement liées au paramétrage de la formule par les conditions hydrologiques relatives à la zone de la ville d'Annaba.

En appliquant ces valeurs de section dans la réalisation de ce projet nous aurons des vitesses d'écoulement acceptable qui varient entre 0.3 à 3.78 m/s dans certaines parties du réseau. Il existe néanmoins des faibles vitesses constatées au niveau des tronçons en tête de réseau. Ceci est pratiquement prévisible notamment sur les premiers tronçons des réseaux séparatifs où les débits de pointe sont très faibles et ne pouvant en aucun cas atteindre les vitesses d'auto curage quelque soit la valeur de la pente ce qui nous amène à proposer un nettoyage périodique de ces derniers afin d'éviter le colmatage de ces tronçons.

L'aération du système projeté n'est pas à craindre puisque les taux de remplissages des canalisations avec les diamètres choisis ne dépassent guère les seuils critiques puisque le maximum de remplissage est estimé à 35% dans un tronçon du collecteur principal A.

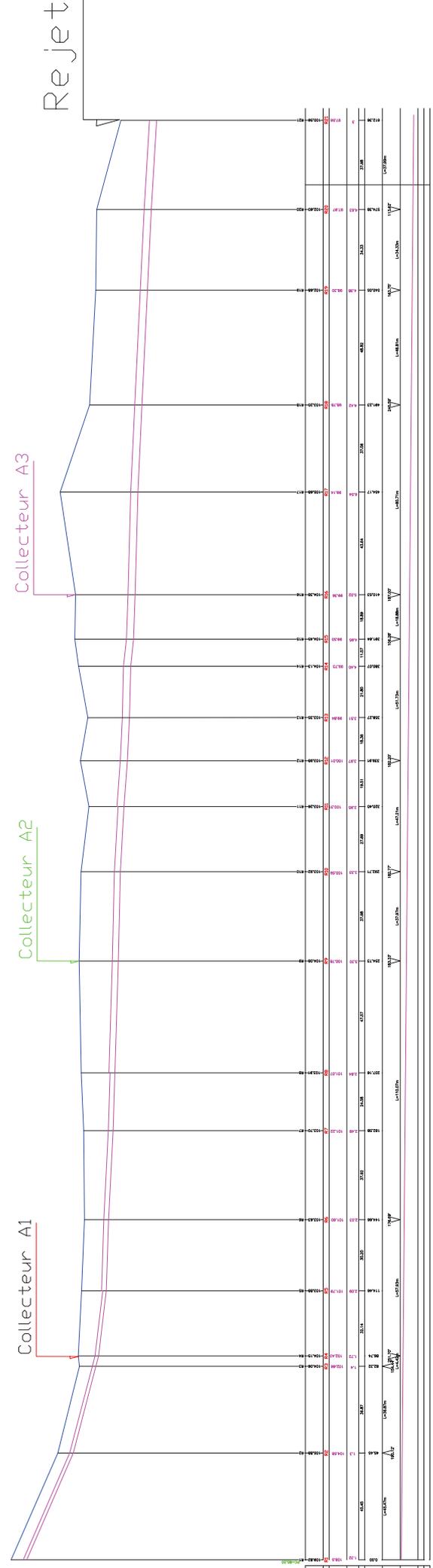
Ce présent travail constitue une manière générale pour la vérification et le dimensionnement d'un réseau d'eaux pluviales de type séparatif, car de nos jours il existe d'autres méthodes plus avantageuses qui se basent sur des modèles mathématiques capables de simuler d'une façon très efficace la réaction des systèmes d'évacuation des eaux de crues devant des conditions hydrologiques extrêmes en tenant compte de plusieurs paramètres.

L'objectif recherché par ce travail est atteint puisque ce dernier réside dans la maîtrise de calcul du débit de pointe par la formule superficielle et de son paramétrage tout et d'être capable de dimensionner un réseau de protection contre les inondations.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

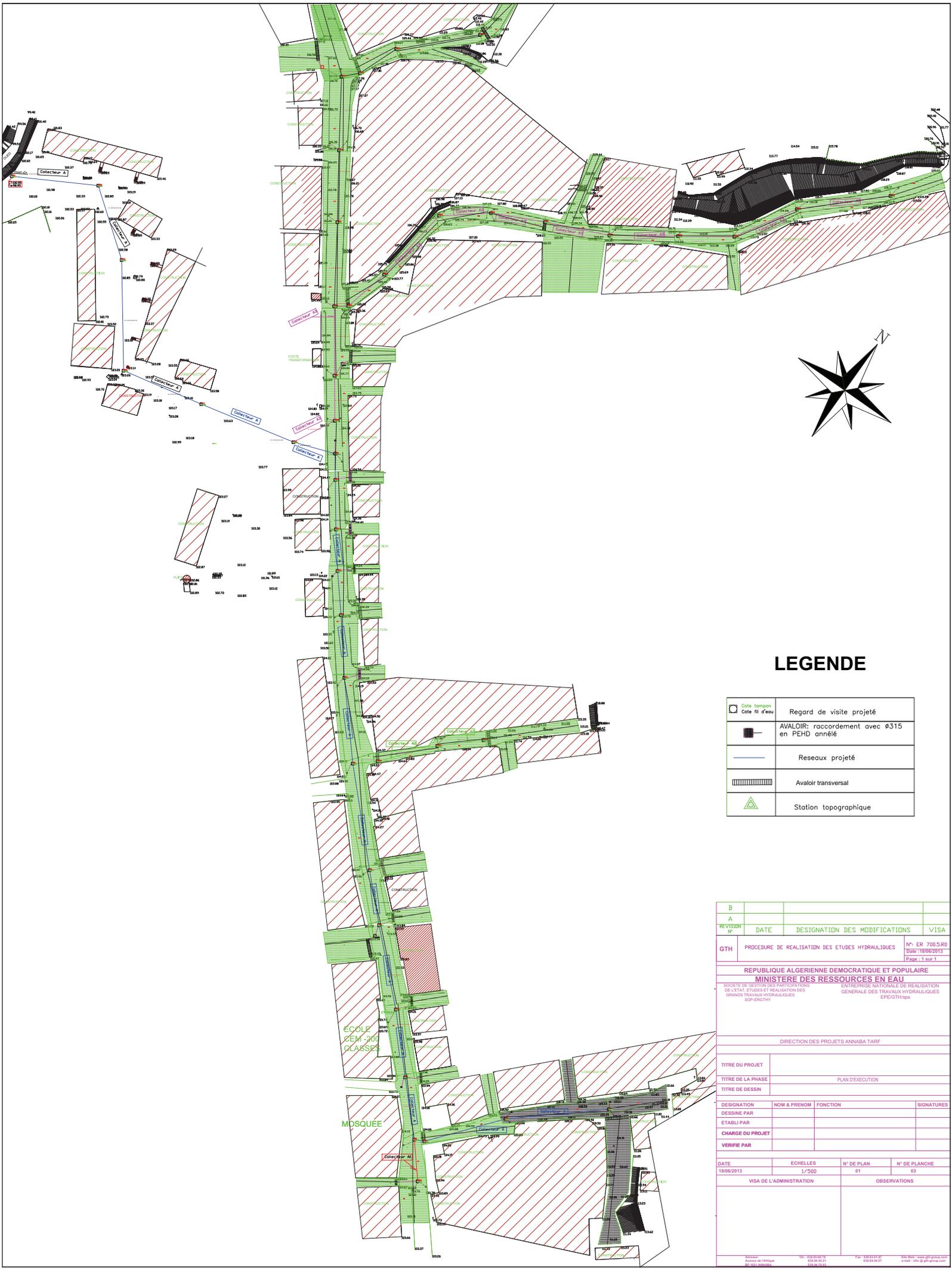
- 1- Mémoire d'Ingénieur : M.TOURKI Année 2007- Université d'Annaba « **Etude et diagnostic du réseau d'assainissement de la ville d'EL Bouni –Wilaya d'Annaba**»,
- 2- Note de Calculs GTH, du dossier d'exécution du projet : **Protection contre les eaux de crues de l'agglomération d'El Chorfa- Commune d'Ain Berda- Wilaya d'Annaba- Année 2013,**
- 3- Mémoire de MASTER : M. LAMPRAOUI - Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg « **Modélisation du réseau d'assainissement unitaire -Cas De La ville de Boujaad** » Année 2009 .

# Collecteur A



Plan de Construction (m)	
Cotes Terrain Réel	
REMBASÉ DE REJET	
Cotes Projet	
PROFONDÉUR PROJET	
PROFONDÉUR EXISTANT	
Distances Comètes	
Alignement en plan	
Rechts (r/m)	
PROFONDÉUR PROJET	
PROFONDÉUR EXISTANT	





### LEGENDE

	Cote tampon		Regard de visite projeté
	Cote fil d'eau		AVALOIR: raccordement avec Ø315 en PEHD annéé
	Reseaux projeté		Avaloir transversal
	Station topographique		

B			
A			
REVISION N°	DATE	DESIGNATION DES MODIFICATIONS	VISA
GTH	PROCEDURE DE REALISATION DES ETUDES HYDRAULIQUES	N° ER 700.5.R0	DATE: 18/06/2013
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b> <b>MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU</b> SOCIÉTÉ DE GESTION DES TRAVAUX HYDRAULIQUES DE L'ÉTAT - ETUDES ET RÉALISATION DES GRANDS TRAVAUX HYDRAULIQUES ENTREPRISE NATIONALE DE RÉALISATION GÉNÉRALE DES TRAVAUX HYDRAULIQUES S.P.E.R.G.H.T.H.			
DIRECTION DES PROJETS ANNABA TARF			
TITRE DU PROJET			
TITRE DE LA PHASE	PLAN D'EXECUTION		
TITRE DE DESSIN			
DESIGNATION	NOM & PRENOM	FONCTION	SIGNATURES
DESSINE PAR			
ETABLI PAR			
CHARGE DU PROJET			
VERIFIE PAR			
DATE	ECHELLES	N° DE PLAN	N° DE PLANCHE
18/06/2013	1/500	01	03
VISA DE L'ADMINISTRATION		OBSERVATIONS	
Adresse: Avenue de l'Indépendance 03.04.42.21 03.04.42.21 03.04.42.21 Tél: 031 83 83 18 Fax: 031 83 83 18 03.04.42.21 03.04.42.21 BP 2612 ANNABA, Algérie e-mail: info@spgtr.com			