

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Supérieure Polytechnique
Département d'Hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE
INTITULE

Conception du réseau pluvial de la commune de Ghardaïa

Présenté par :

M^{elle} Messid Imene

Dirigé par :

Dr Benmamar Saâdia

Mr Sioussiou Rostom

PROMOTION JUIN 2009

Table des matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude :

1. Historique	03
2. Situation géographique.....	03
3. Aperçu hydrologique.....	05
5. Ressource en eau.	05
a. Eau de surface.....	06
b. Eau souterraine.	06
i. Nappe phréatique	07
ii. Nappe phréatique Continental Intercalaire	07
6. Climatologie	07
a. Températures	07
b. Précipitations.....	08
c. Humidité.....	09
d. Evaporation	09
e. Vents.....	09
Conclusion.....	09

Chapitre II :

Calculs de base :

Introduction.	10
1. Situation démographique.....	11
2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.	11
3. Les systèmes d'assainissement	11
3.1. Système unitaire.	12
3.2. Système séparatif.....	14
3.3. Système pseudo-séparatif (mixte).	16
4. Choix du système d'assainissement.	16
5. Schémas d'évacuation	17
5.1. Schéma perpendiculaire.....	17
5.2. Schéma par déplacement latéral	17
5.3. Schéma transversal ou oblique.....	18
5.4. Scéma par zone étagée.	18
5.5 Schéma radial.	18
6. Evaluation du coefficient de ruissellement	18
6.1. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	19
6.2. Coefficient de ruissellement relatif à divers surfaces.....	20

Table des matières

6.3. Coefficient de ruissellement en fonction de la zoned'influence	21
Conclusion.....	21
7. Calcul de la population de chaque sous bassin	21
7.1. Calcul de coefficient de ruissellement pondéré total	21
7.2. Calcul de la densité partielle	21
7.3. Calcul de nombre d'habitant de chaque sous bassin	22
Conclusion.....	22

Chapitre III:

Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction	23
1. Etapes principales d'une étude de diagnostic.....	24
1.1. Recueil et exploration de données.....	24
1.1.1. Données de base	24
1.2. Phase du diagnostic.	25
2. Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la commune de Ghardaïa.....	26
2.1. Etat du système d'assainissement existant	27
2.1.1. Etat des regards.	27
2.1.2. Etat des bouches d'égoût	27
2.2. Etat du collecteur principal	27
3. Rapport de l'exterpise.	29
4. Problématique.....	30
5. Recommandation.....	30

Chapitre IV:

Détermination de l'intensité de la pluie

Introduction	32
1. Objectif de l'étude hydrologique.....	32
1.1. Les averses	32
1.2. Période de retour.	32
1.3. La notion de bassin versant	33
1.4. Intensité moyenne maximale de précipitation.....	34
2. Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement.....	36
2.1. Analyse des données statistiques.....	36
2.2. Choix de la loi d'ajustement.....	37
Conclusion.....	39
3. Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de court durée (15min) et de période de retour 10ans	42
Conclusion	43

Chapitre V :

Evaluation des débits à évacuer

Introduction	44
1. Evaluation des débits d'eaux usées.	44
1.1. Origine et nature des eaux usées	44
a. Les eaux usées d'origine domestique	44
b. Les eaux usées des services publics.	45
c. Les eaux usées industrielles.....	45
d. Les eaux usées d'équipements.	45
1.2. Consommation en eau potable	46
1.3.1. Eaux usées des équipements et eau de service public.....	46
1.3.2. Eaux usées d'origine domestique	46
a. Evaluation du débit moyen journalier	46
b. Evaluation du débit de pointe.....	46
2. Evaluation des débits d'eau pluviales	47
2.1. Méthode de transfert	47
2.2. Méthode d'Horton.	48
2.3. Méthode de SOCOSE.....	48
2.4. Méthode rationnelle.....	48
a. Temps de concentration.....	48
b. Coefficient de correction (MINORATEUR).....	49
2.5. Méthode superficielle	50
3. Choix de la méthode de calcul	51
4. Calcul des débits pluviaux.....	51
4.1. Calcul des coefficients a(f) et b(f).....	51
4.2. Calcul des coefficients d'expression.	51
4.3. Coefficient d'allongement.....	52
4.4. Pente moyenne	52

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction	57
1. Conception du réseau d'assainissement.....	57
2. Dimensionnement du réseau d'assainissement	57
2.1. Conditions d'écoulement et dimensionnement.	57
3. Formules d'écoulements	58
4. Mode de calcul	59
Conclusion.....	62

Chapitre VII :

les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction.....	64
1. Les ouvrages principaux.....	63
1.1. Canalisation.....	63
1.2. Type de canalisation.....	63
1.2.1. Conduites en béton non armé.....	63
1.2.2. Conduites en béton armé.....	64
1.2.3. Conduites en amiante-ciment.....	64
1.2.4. Conduites en grés.....	64
1.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle non plastifié.....	64
1.2.6. Tuyaux à section ovoïde.....	64
1.3. Choix du type de canalisation.....	65
1.4. Les joints des conduites en béton armé.....	65
1.4.1. Joint type Rocla.....	65
1.4.2. Joint à demi emboîtement.....	66
1.4.3. Joint à collet.....	66
1.5. Différentes actions supportées par la conduite.....	67
1.5.1. Actions mécaniques.....	67
1.5.2. Actions statiques.....	67
1.5.3. Actions chimiques.....	67
1.6. Protection des conduites.....	43
1.7. Essai des tuyaux à préfabriqués.....	68
1.7.1. Essai à l'écrasement.....	68
1.7.2. Essai à l'étanchéité.....	68
1.7.3. Essai de corrosion.....	69
2. Ouvrages annexes.....	69
2.1. Ouvrages normaux.....	69
2.1.1. Les branchements.....	69
2.1.2. Ouvrages des surfaces.....	69
2.1.3. Ouvrages d'accès au réseau.....	70
2.2. Ouvrages spéciaux.....	74
2.2.1. Les bassins d'orage.....	74
2.2.2. Les types de déversoirs.....	74
2.2.3. Les grilles et les dégrilleurs.....	74
2.2.4. Bassins de déssablement.....	75
Conclusion.....	78
Conclusion générale.....	79
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Température myenne mensuelle sur une période d'observation (1998/2007)	08
Tableau I-2 : Précipitaion sur une période d'observation (1998/2007).....	08
Tableau 1-3 : Humidité moyenne mensuelle sur une période d'observation (1998/2007).....	09
Tableau I-4 : Evaporation sur une période d'observation (1998/2007)	09
Tableau I-5 : Vitesse moyenne mensuelle sur une période d'observation (1998/2007).	09
Tableau II-1 : Estimation du nombre d'habitant de la ville de Gardaïa par commune.....	11
Tableau II-2 : Domaine d'utilisation, avantage et inconvénient du système unitaire	13
Tableau II-3 : Domaine d'utilisation, avantage et inconvénient du système séparatif	15
Tableau II-4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.	19
Tableau II-5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.....	20
Tableau II-6 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.	20
Tableau II-7 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	21
Tableau II-8 : Nombre d'habitants des sous bassins.....	22
Tableau III-1 : Caractéristiques des canalisations	26
Tableau III-2 : Caractéristiques du collecteur principal ovoïdal	27
Tableau III-3 : Caractéristiques du collecteur principal ovoïdal.	28
Tableau IV-1 : Principales caracteristiques du bassin versant de l'oued de Bir au site projeté de la station de lagune	33
Tableau IV-2 : Caracteristiques de la station pluviometrique de Ghardaia	35
Tableau IV-3 : Serie d'observation de précipitations maximales journalières (station experimentale de Ghardaia).	35
Tableau IV-4 : Résumé des caracteristiques empiriques de la serie	39
Tableau IV-5 : Résumé des caracteristiques empiriques de la serie	40
Tableau IV-6 : Ajustement à la loi de Golton	41
Tableau V-1 : Caracteristiques de chaque groupement de sous bassin.	53
Tableau V-2 : Les résultats de calcul du débit pluvial par la mméthode rationnelle	54
Tableau VI-1 : Coefficient de rugosité	60
Tableau VII-1 : Caractéristiques du tuyau en béton armé	68
Tableau VII-2 : Vitesse de sédimentation en fonction des diamètres des particules	78

Liste des figures

Figure I-1 : Limites administratives de la wilaya de Gardaïa.....	04
Figure I-2 : Bassin versant des oueds de la région du M'Zab.	05
Figure I-3 : Coupe géologique schématique de la région du M'Zab.....	06
Figure I-4 : Histogramme des précipitations.	08
Figure II-1 : Schéma de principe d'un réseau unitaire	12
Figure II-2 : Schéma de principe d'un réseau séparatif.....	14
Figure II-3 : Schéma de principe d'un réseau pseudo-séparatif.....	16
Figure IV-1 : Bassin versant de l'oued Bir.....	34
Figure VII-1 : Coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué.....	66
Figure VII-2 : Les regards de chute	74
Figure VII-3 : Schéma d'un déssableur couloir	77

ملخص:

إن الهدف من دراستنا التي لا تهمل بأي طريقة الحياة اليومية للإنسان، بيئته، صحته، وبصفة عامة تنظيمها، و ذلك باستخراج الأمور غير السوية التي تطرحها بلدية غرداية من ناحية صرف المياه المستعملة و هذا حتى تتمكن من إجراء عملية التهيئة و توسيع شبكة صرف المياه المستعملة.

لتحقيق الأهداف المسطرة سابقا، نتبع مرحلتين مهمتين و غير منفصلتين. المرحلة الأولى تتضمن تشخيص شبكة قنوات صرف المياه المستعملة، أما المرحلة الثانية فتتضمن حساب أبعاد قنوات صرف مياه الأمطار.

الكلمات المفتاحية : الري، قنوات، الصرف، غرداية، تشخيص.

Résumé

Notre étude qui ne néglige en aucune manière la vie de l'homme de tous les jours, l'environnement, la santé et, de façon générale, l'organisation de sa vie quotidienne, a pour objet de relever les anomalies que pose la commune de Ghardaïa en matière d'assainissement, afin de prévoir des travaux d'aménagement, de réhabilitation et d'extension du réseau existant.

Elle s'étale donc, afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable, sur deux étapes essentielles et indissociables. La première partie concerne, en effet, l'établissement du diagnostic du réseau d'assainissement existant. La deuxième, consiste au dimensionnement du réseau d'eaux pluviales qui doit répondre aux besoins d'assainissement de l'agglomération, afin d'améliorer le fonctionnement du système d'évacuation.

Mots clés : Hydraulique, réseau, Assainissement, Ghardaïa, Diagnostic

Abstract :

Our study which does not neglect in any manner the life's man of all days, environment, health and, in general way, the organization of its everyday life, have the aim of raising the problems and the anomalies which poses the agglomeration Ghardaïa as regards cleansing in order to provide alteration work, rehabilitation and extension of the existing network.

It is thus spread out, in order to achieve the goals traced as a preliminary, over two essential and indissociable stages. The first part concerned, indeed, the establishment of the diagnosis of the existing network. The second one consists on the dimension of the network of rainfall water which has to satisfy the need of population.

Key words: Hydraulics, road network, Ghardaïa, Diagnostic

Remerciement

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.

*Toute ma gratitude pour ma promotrice **Dr Benmamar**, pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*Je tiens à remercier vivement toute l'équipe de l'Office Nationale de l'Assainissement « unité de Ghardaïa », en particulier **Mr Smaoui** et **Mr Swissi** pour leur accueil, disponibilité et leurs soutiens.*

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, que ce soit par son amitié, ses conseils ou son soutien moral.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents, pour leurs amours, soutiens, encouragements, et sacrifices, sans qui je n'aurai pas pu arriver à ce stade, à mes frères Mehdi et Boualem.

A toute la famille « MESSID » et « KHIDER » et spécialement mes cousines Lila, Nedjoua et la petite Afnene.

A ma très chère amie Anissa, avec qui j'ai passé des moments inoubliables.

A mes amis Mimi, Neila, Lamia, Hakima, Thanina, Amina et à toute la promotion Hydraulique 2009, spécialement : Fethi, Alex, Yanis, Djamel, Samir, Soufiane, Amirouche, Driss.

A ceux qui étaient toujours là pour moi.

Introduction générale

L'eau sur terre c'est la vie. C'est un bien commun à toute la population, mais, aussi, il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

A cet égard, dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'assainissement et l'alimentation en eau potable entre autres. Par ailleurs, l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci, bien évidemment, se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publiques et de l'environnement.

En effet, le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement considérable des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers, faut-il le souligner, se traduisent par un accroissement permanent du volume des rejets polluants et de la quantité d'eau ruisselante.

Mais dans le cas de la commune de Ghardaïa, qui possède un réseau d'assainissement en moyen état, nombre de problèmes se posent quant à la satisfaction des besoins de cette ville, d'autant plus que ce réseau s'étend sur une superficie de 1798 ha.

L'élaboration de ce projet de fin d'étude a nécessité un stage au sein de l'office de protection de la vallée du M'Zab. Durant ce stage nous avons eu à solliciter un certain nombre d'administration afin de collecter les données nécessaires à la réalisation de ce modeste travail.

Lors de ce stage, nous avons également assisté à de nombreuses sorties pédagogique qui nous ont permis de mieux connaître le lieu de localisation de ce projet.

C'est pourquoi nous nous sommes intéressés aux anomalies que présente ce réseau afin de prévoir des travaux d'aménagement, de réhabilitation et, d'éventuelle extension.

Autrement dit notre travail vise un double objectif : en plus des solutions apportées, qui s'avère ici inévitables et urgentes, assure la préservation et la sauvegarde de l'environnement.

Aussi proposons-nous, par le biais de ce présent travail, de faire un diagnostic de ce réseau qui nous orientera vers la conception du réseau d'eaux pluviales.

Pour ce faire, notre étude se scinde essentiellement sur trois parties indissociables.

En effet, dans un premier lieu, après plusieurs visites de terrain en guise d'expertise, nous entamerons, toutes données réunies, le diagnostic du réseau existant.

Ce même diagnostic comporte quatre parties respectives à savoir : le recueil et l'exploitation des données pour commencer, puis le prediagnostic et s'ensuivra la reconnaissance approfondie de l'état du réseau pour aboutir enfin à la conception de la nouvelle structure d'assainissement.

Dans un second lieu, nous passons à la conception du réseau d'eaux pluviales. Ceci s'appuie, bien sûr, sur l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation.

Puis, comme le travail l'exige, nous ferons le calcul hydraulique qui nous permettra le dimensionnement du réseau projeté avec ses ouvrages, principaux et annexes, qui prendront en considération la sauvegarde du patrimoine, de l'environnement et l'architecture de la ville.

Enfin notre étude se terminera par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

1. Historique

La wilaya de Ghardaïa jouit d'un patrimoine historique riche et des civilisations très variées.

L'existence de peuplement dans la wilaya date de la préhistoire où particulièrement la vallée du M'Zab a jouée le rôle de centre de troc entre les peuples du Nord et les peuples du Sud.

Ces populations étaient composées des Béni Mozab, d'origine berbère zénète, des Chaamba d'origine malienne de la tribu des Béni Hamyanne et d'autres tribus venues de diverses régions du Centre, du Nord et du Sud.

Ces peuplades avaient des modes de vie différents et se complétaient en matière économique. Les habitants de la vallée étaient des agriculteurs et artisans ; par contre, les Chaambas étaient des éleveurs. Les populations de la vallée du M'Zab étaient sédentaires ; par contre, les Chaambas étaient nomades et ne séjournaient à Metlili qu'en période estivale.

A l'arrivée des troupes coloniales françaises, en 1853, aux abords de Laghouat, un accord de non-occupation a été signé, et ce n'est qu'en 1882, à la suite de la guerre civile, qu'il a été fait appel aux troupes françaises pour assurer la sécurité et qui sont restés jusqu'à l'indépendance complète de l'Algérie.

Elle est classée comme patrimoine national en 1971 et patrimoine de l'humanité par l'UNESCO depuis 1982.

2. Situation géographique

La Wilaya de Ghardaïa est limitée du côté Nord par la Wilaya de Laghouat (200 Km), du Nord Est par la Wilaya de Djelfa (300 Km) ; de l'Est par la Wilaya de Ouargla (200 Km) ; du Sud par la Wilaya de Tamanrasset (1.470 Km) ; du Sud- Ouest par la Wilaya d'Adrar (400 Km) ; et de l'Ouest par la Wilaya d'El-Bayadh (350 Km).

La vallée du M'Zab est située dans la wilaya de Ghardaïa, elle se situe à 600 Km au Sud de la capitale Alger, sur une altitude moyenne de 600 m environ, et une longitude de 3°.45 Est, et latitude de 32°.50 Nord.

Elle se trouve dans le plateau de la Hamada, dans le Sahara septentrional, où figure la Chébka (filet) du M'Zab. C'est un plateau de calcaire disséqué en vallées et ravins qui s'enchevêtrent les unes dans les autres. Ainsi, sont sculptées les mailles de ce filet géant ouvert du Nord-ouest vers le Sud-est pour laisser passer l'Oued M'Zab (rivière ou torrent coulant à intervalles très irréguliers).

La vallée du M'Zab, mesure 20 Km de long sur une moyenne de 2,5 Km de largeur. Elle couvre une superficie de 5000 Km².

La commune de Ghardaïa, lieu de localisation du projet, est limitée du côté Nord par Berriane, de l'Est par Bounoura, de l'ouest par Daya et du Sud par Metlili, sa superficie est de **1798,07ha**.

GHARDAIA occupe une position centrale reliant les hauts plateaux avec le Sahara, ce qui fait d'elle une place tournante pour le développement de toute la région.

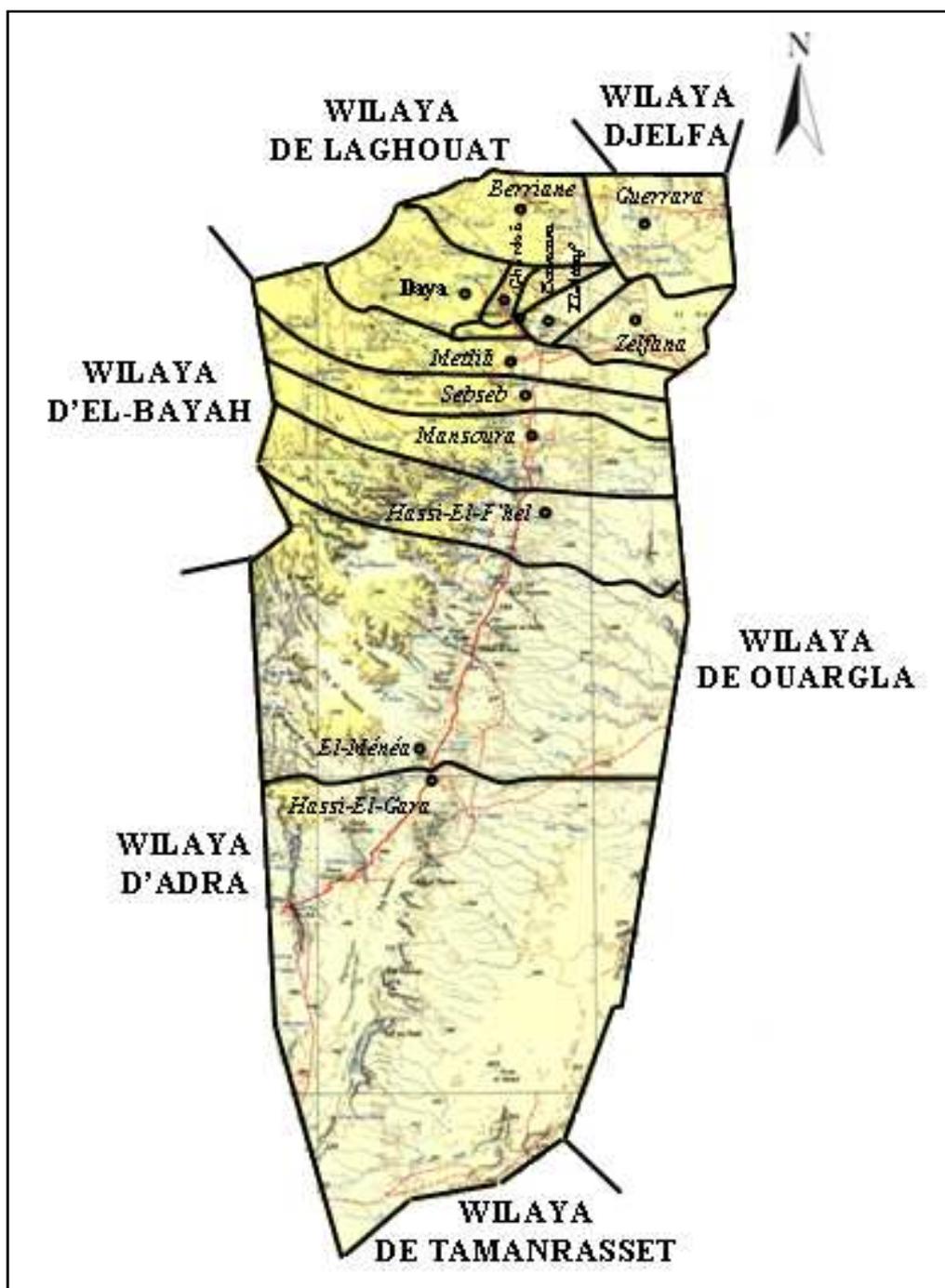


Figure I.1 : Limites administratives de la wilaya de Ghardaïa

3. Aperçu Hydrologique

La région de Ghardaïa est jalonnée par un grand réseau d'oueds dont les principaux sont : oued Sebseb, oued Metlili, oued M'Zab, oued N'sa et oued Zegrir.

L'ensemble de ces oueds constitue le bassin versant de la dorsale du M'zab (figure I.2), ils drainent en grande partie les eaux de la dorsale de l'Ouest vers l'Est, leur écoulement est sporadique, il se manifeste à la suite des averses orageuses que connaît la région

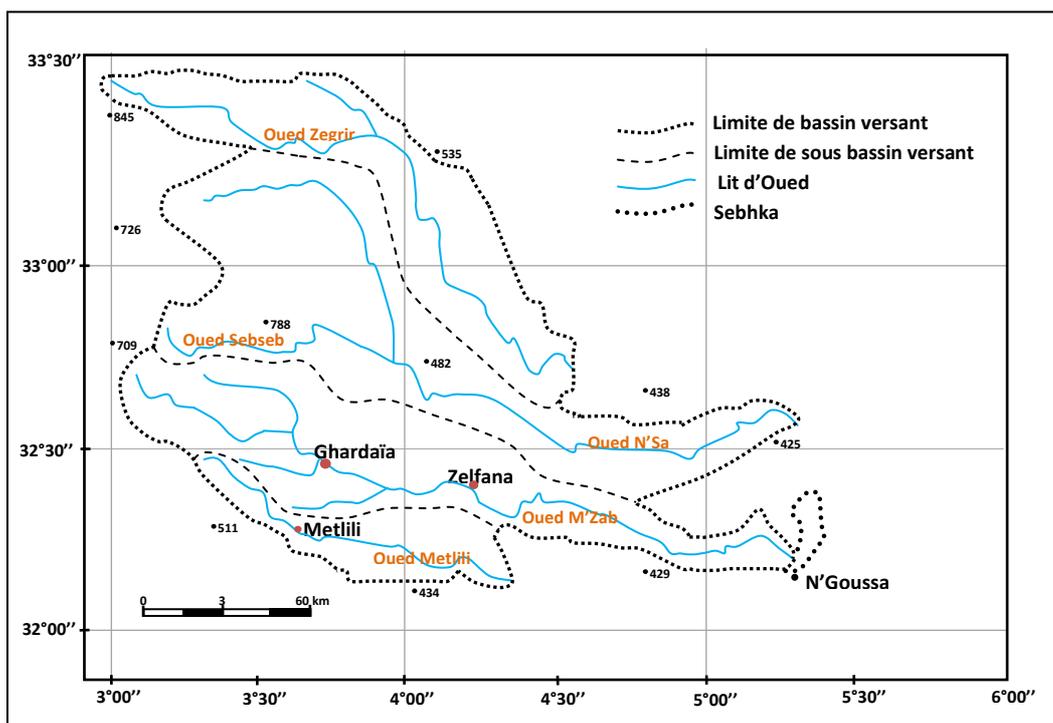


Figure I.2 : Bassin versant des oueds de la région du M'Zab

Exceptionnellement, quand les pluies sont importantes, surtout au Nord-Ouest de la région de Ghardaïa, ces oueds drainent d'énormes quantités d'eaux. Une étude des crues de l'oued Mzab (ANRH, 1994) a estimé les débits de crue décennale et centennale à 205 et 722 m³/s.

Les conséquences sont parfois catastrophiques et les dégâts sont souvent remarquables, notamment pour l'oued M'Zab, et Metlili où à chaque pluie exceptionnelle il y'a beaucoup de dommages principalement dans les agglomérations.

4. Aspect géologique et hydrogéologique

Du point de vue géologique, la wilaya de Ghardaïa est située aux bordures occidentales du bassin sédimentaire secondaire du Sahara, sur un grand plateau sub-horizontale de massifs calcaires d'âge Turonien appelé couramment " la dorsale du M'Zab". L'épaisseur de ses massifs calcaires recoupés par les sondages est de l'ordre de 110 mètres.

Sous les calcaires turoniens, on recoupe une couche imperméable de 220 mètres formée d'argile verte et de marne riche en gypse et en anhydrite; elle est attribuée au Cénomaniens.

L'étage de l'Albien est représenté par une masse importante de sables fins à grès et d'argiles vertes. Il abrite des ressources hydrauliques considérables, l'épaisseur est de l'ordre de 300 mètres.

Les alluvions quaternaires formées de sables, galets et argiles tapissent le fond des vallées des oueds de la dorsale, d'une épaisseur de 20 à 35 mètres. Ces alluvions abritent des nappes superficielles d'Inféro-flux (nappes phréatiques).

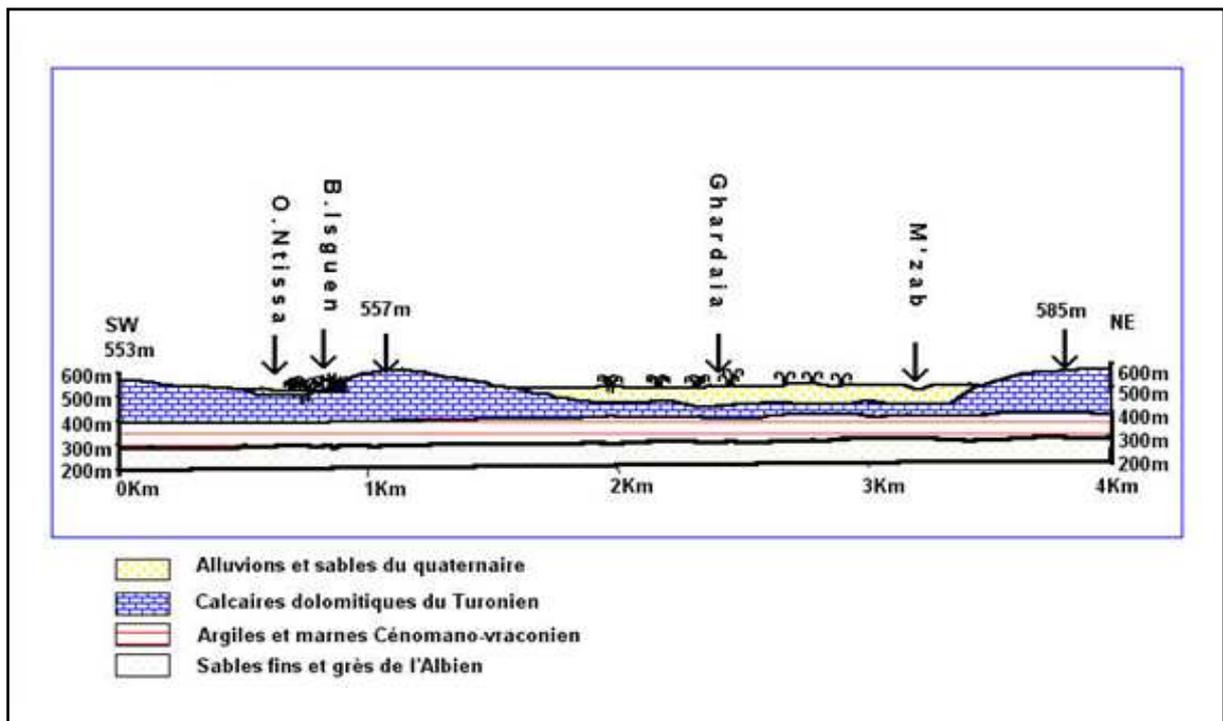


Figure I.3 : Coupe géologique schématique de la région du M'Zab

5. Ressources en eau

Les ressources hydrauliques de la Wilaya sont essentiellement souterraines. Les ressources en eaux de surface proviennent généralement des crues importantes de l'Oued M'Zab inondant la région de Ghardaïa. Ces crues sont générées par les averses sur la région de Laghouat - Ghardaïa.

a. Eaux de surface

Les inondations créées par les crues des Oueds alimentent les nappes inféro-flux et irriguent les palmeraies par des digues.

b. Eaux souterraines**i. Nappe phréatique**

D'une manière générale, la région est le siège de nappes phréatiques. L'eau captée par des puits traditionnels d'une vingtaine de mètres de profondeur en moyenne mais qui peuvent atteindre 50 m et plus, permet l'irrigation des cultures pérennes et en particulier les dattiers.

L'alimentation et le comportement hydrogéologique sont liés étroitement à la pluviométrie.

La qualité chimique des eaux est comme suit :

- à l'amont, elle est bonne à la consommation.
- à l'aval, elle est mauvaise et impropre à la consommation, contaminée par les eaux urbaines.

ii. Nappe du Continental Intercalaire

La nappe du Continental Intercalaire draine, d'une façon générale, les formations gréseuses et grésio-argileuses du Barrémien et de l'Albien. Elle est exploitée, selon la région, à une profondeur allant de 250 à 1000m. Localement, l'écoulement des eaux se fait d'Ouest en Est.

L'alimentation de la nappe bien qu'elle soit minime, provient directement des eaux de pluie au piémont de l'Atlas Saharien en faveur de l'accident Sud-Atlasique.

La nappe du CI, selon l'altitude de la zone et la variation de l'épaisseur des formations postérieures au CI, est :

- Jaillissante et admet des pressions en tête d'ouvrage de captage (Zelfana. Guerrara et certaines régions d'El Menia).
- Exploitée par pompage à des profondeurs importantes, dépassant parfois les 120m (Ghardaïa, Metlili, Berriane et certaines régions d'El Menia).

6. Climatologie

Le climat de la wilaya est saharien, se caractérise par des étés aux chaleurs torrides et des hivers doux, surtout pendant la journée.

a. Températures

L'analyse d'une série d'observations statistiques enregistrée au niveau de la Wilaya de Ghardaïa, sur une période d'observations de 10 ans, a fait ressortir que la température moyenne mensuelle enregistrée, est de 22,40 °C, Comme il est indiqué dans le tableau (I.1) :

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles sur une période d'observations (1998/2007)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
température moy men (°C)	10,86	13,10	17,63	21,34	25,71	31,26	34,60	33,30	28,77	23,84	16,17	11,78

b. Précipitations

Selon les données statistiques, sur une période d'observation de 10 ans, nous constatons que la pluviométrie est très faible. La moyenne annuelle est de 74,95 mm. Le nombre de jours de pluie ne dépasse pas onze (11) jours (entre les mois de janvier et mars). (Tableau I.2)

Tableau I.2 : Précipitations sur une période d'observations (1998/2007)

Année	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	P _{moy an} (mm)
Précipitation (mm/an)	28,8	98,9	34,6	48,2	51,6	47	171,5	97,8	109,6	61,5	74,95

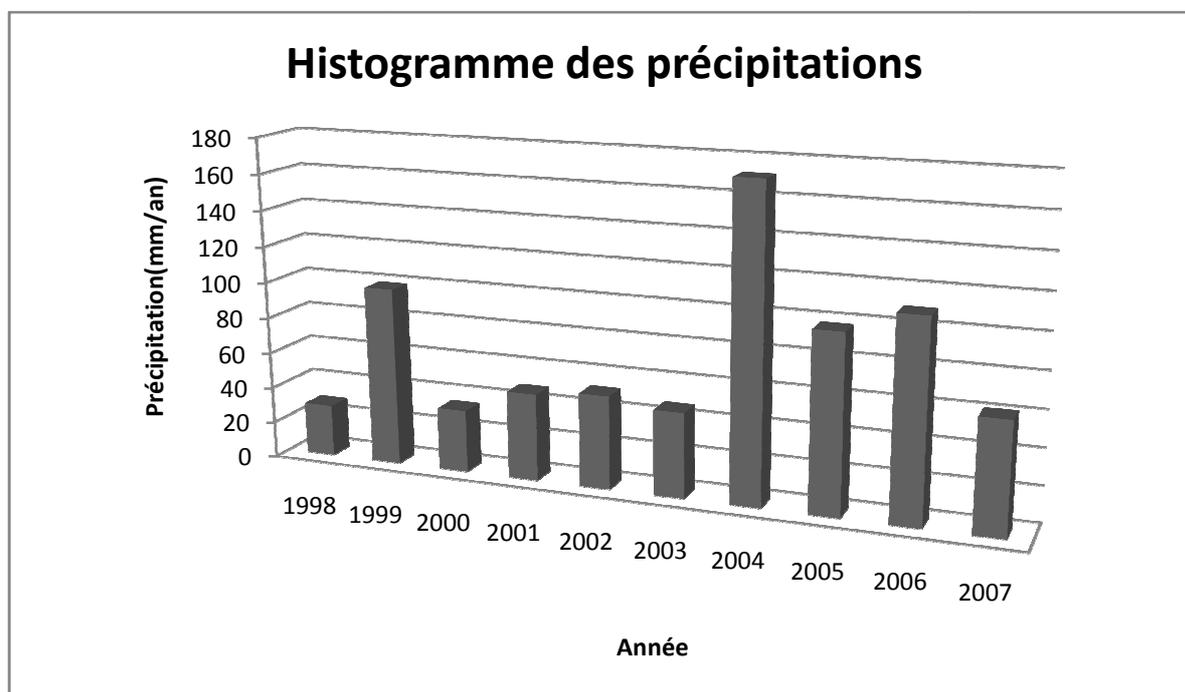


Figure I.4 : Histogramme des précipitations

A partir de cet histogramme, nous nous constatons que tous les quatre ans il y a une année qui représente une quantité de précipitation importante.

c. Humidité

Les données de la station météorologique de Ghardaïa montrent qu'il y a une période de sécheresse du mois de juin au mois de juillet et il y a une période humide qui est en automne et en hiver, (tableau I.3).

Tableau I.3: Humidité moyenne mensuelle sur une période d'observations (1998/2007)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidité moy men (%)	56,90	46,10	38,50	33,60	29,40	24,70	21,30	25,30	35,10	39,70	50,80	56,70

d. Evaporation

La quantité d'eau évaporée dans la région de Ghardaïa est influencée par le degré de température et les vents et les précipitations, elle augmente quand ceux-ci augmentent et vice versa, (tableau I.4).

Tableau I.4 : Evaporations sur une période d'observation (1998/2007)

Année	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Evaporation (mm/an)	3649	3826	2981	2850	2681	2580	2439	2503	2549	2412

e. Vents

Les vents dominants d'été sont forts et chauds tandis que ceux d'hiver sont froids et humides. Les vents de sable sont très fréquents dans la région d'El-Ménéa surtout pendant le printemps, les mois d'avril, mai et juin.

Pour ce qui est du Sirocco dans la zone de GHARDAIA, on note une moyenne annuelle de 11 jours/an pendant la période qui s'étend du mois de mai à septembre, comme le montre le tableau (I.5).

Tableau I. 5 : Vitesse moyenne mensuelle sur une période d'observation (1998/2007)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Vents moy men (m/s)	3,41	3,72	3,68	4,06	4,22	3,72	3,45	3,25	3,50	3,01	3,15	3,39

Conclusion

Ayant défini les données concernant notre agglomération du point de vue géographique, géologique, climatologique, hydrologique, ainsi que hydrogéologique, nous procédons à l'élaboration d'une étude qui consiste à projeter un réseau d'assainissement d'eau pluvial pour la commune de Ghardaïa.

Chapitre II

Calculs de base

Introduction

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération humaine ou généralement d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

Au sein de cette phase, on fait l'estimation du nombre d'habitant pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

1. Situation démographique

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe trois types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 05 à 10 ans, et l'estimation à moyen terme, de 10 à 50 ans, et l'estimation à long terme, de 20 à 50 ans.

Pour notre cas, nous avons une estimation à moyen terme, pour cela nous nous référons à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé. En connaissant le taux de la croissance annuelle de la population, nous avons alors :

$$P_t = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots (1)$$

Où,

T : Taux de croissance de la population considérée.

P₀ : population de référence (au dernier recensement ; en 2008).

P_t : population à l'horizon futur.

n : C'est la différence en années entre l'année de référence (année du dernier recensement) et l'année de l'horizon de calcul.

Tableau II. 1 : Estimation du nombre d'habitant de la ville de Ghardaïa par commune

<i>Commune</i>	<i>N^{bre} hab 1998</i>	<i>T(%)</i>	<i>N^{bre} hab 2008</i>	<i>N^{bre} hab 2018</i>	<i>N^{bre} hab 2028</i>	<i>N^{bre} hab 2038</i>
<i>Ghardaïa</i>	91752	2,05	112395	137682	168658	206603
<i>Daya Bendahoua</i>	10150	1,58	11873	13888	16245	19002
<i>El-Atteuf</i>	13973	1,62	16409	19270	22629	26574
<i>Bounoura</i>	21341	5,15	35262	58264	96270	159069
<i>Total</i>	137216	-	175939	229104	303803	411248

Source : [ONA]

2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

En général, le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols
- La densité des habitations
- Les courbes de niveaux
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes
- Les limites naturelles (oueds, thalwegs.....)

Pour notre projet, le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants.

3. Les systèmes d'assainissement

Le système d'assainissement est défini comme étant composé d'un système de collecte et d'un système de traitement.

Le système de collecte est lui-même défini comme étant un système de canalisations qui recueille et achemine les eaux usées urbaines y compris les eaux des déversoirs d'orage situés sur le réseau.

Le système de traitement désigne les ouvrages d'assainissement (équipement de collecte et de traitement des eaux).

Tout service chargé en tout ou en partie de la collecte, du transport ou de l'épuration des eaux usées constitue un service d'assainissement.

L'évacuation des eaux usées (domestiques, industrielles) et des eaux pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes principaux sont :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

3.1 Système unitaire

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite les eaux d'égout ménagères et industrielles ainsi que les eaux pluviales, ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épurations relativement importantes afin de pouvoir absorber les points de ruissellement. (Figure II. 1).

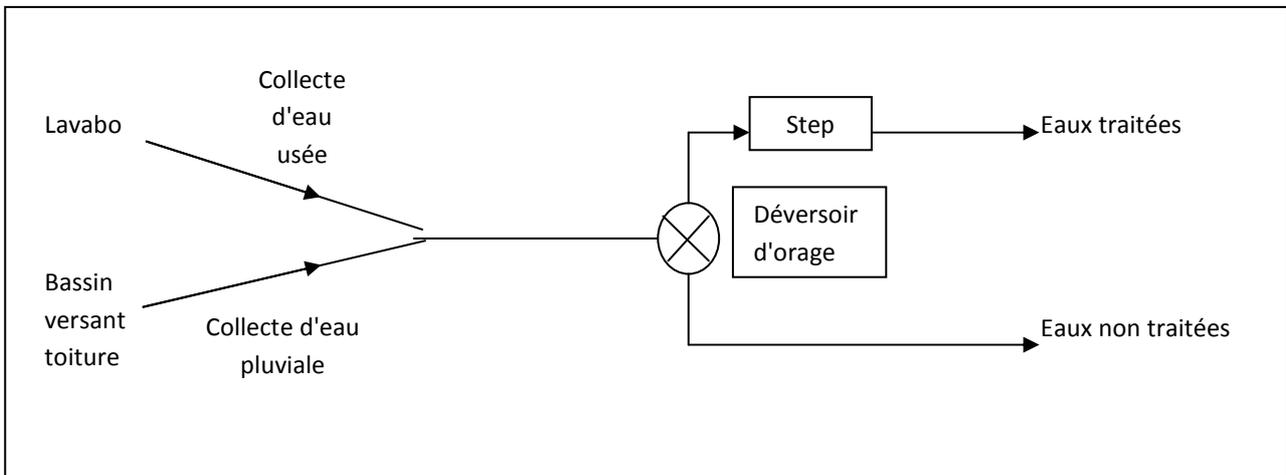


Figure II.1 : Schéma de principe d'un réseau unitaire

Tableau II.2 : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte ; - Topographie à faible relief ; - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune ; - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble ; - Encombrement réduit du sous-sol ; - A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales) ; - Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités; - Pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à la station d'épuration très variable ; - Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales ; - Apport de sable important à la station d'épuration ; - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche ; - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

3.2. Système séparatif

Ce système comprend deux réseaux :

- ✓ Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.
- ✓ Un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.

Ces deux réseaux ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons (Figure II.3)

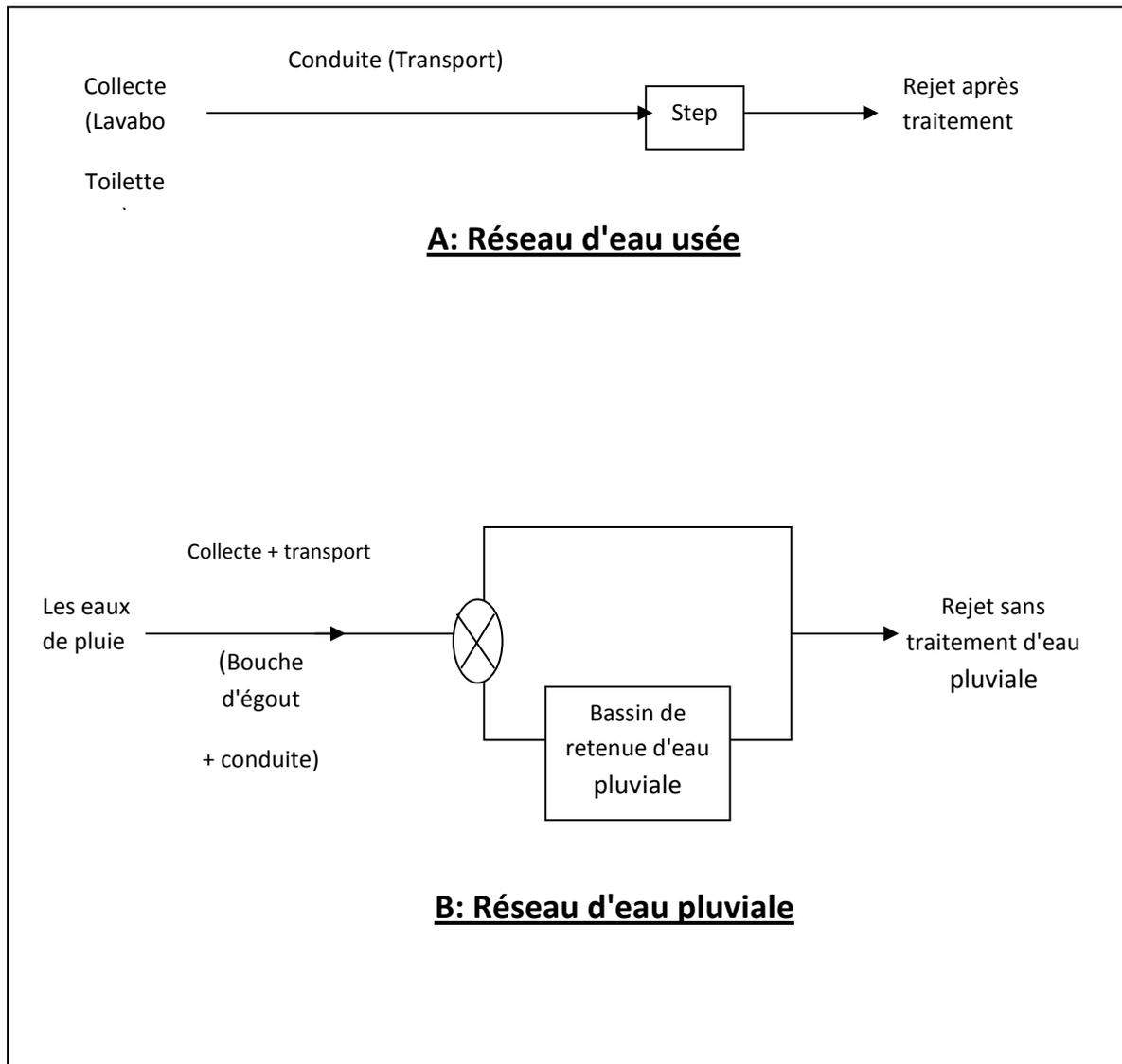


Figure II.2 : Schéma de principe d'un réseau séparatif

Tableau II.3 : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<ul style="list-style-type: none"> – Petites et moyennes agglomérations ; – Extension des villes ; – Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> – Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées ; – Exploitation plus facile de la station d'épuration ; – Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques ; – Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment). 	<ul style="list-style-type: none"> – Encombrement important du sous-sol ; – Coût d'investissement élevé ; – Risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> – Surveillance accrue des branchements ; – Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ; – Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs) ; – Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables ; – Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).

3.3. Système pseudo séparatif (mixte)

Ce système consiste à réaliser un réseau séparatif particulier dans lequel, on admet que le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit une fraction d'eau pluviale, et l'autre partie des eaux est évacuée directement dans la nature par les caniveaux et les fossés (Figure II.3).

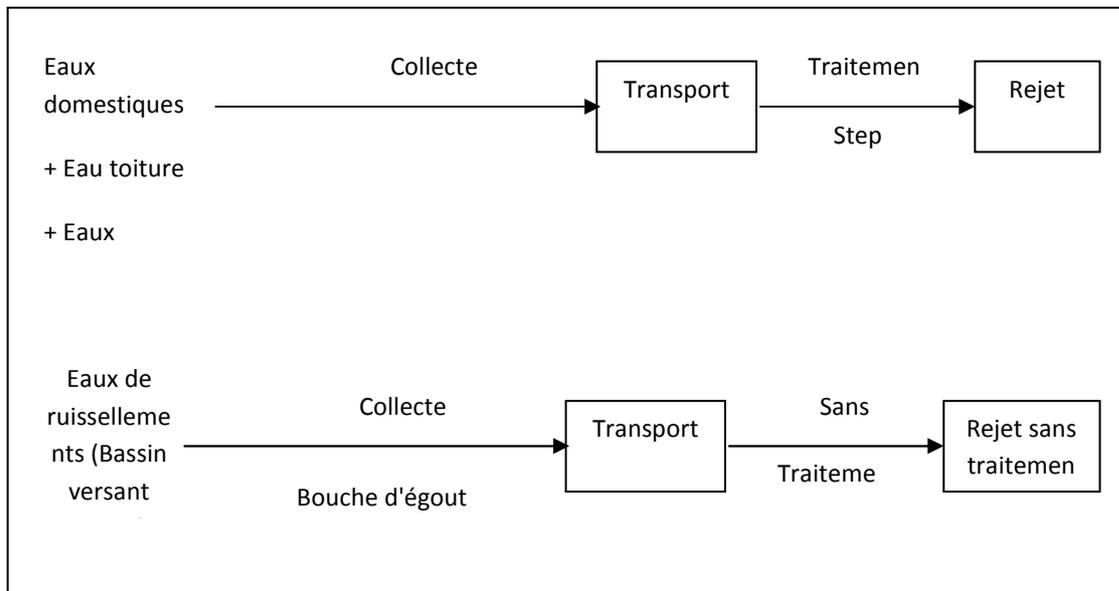


Figure II.3 : Schéma de principe d'un réseau pseudo-séparatif

Remarque :

A titre indicatif, il existe d'autres systèmes tels que :

- **Système non gravitaire** : que l'on appelle encore transferts forcés mis en œuvre chaque fois que la topographie l'exige.
- **Système non collectif** : Proposé lorsque la faible densité de l'habitat rend trop coûteuse la mise en place de réseaux publics.

[Saleh, 1993]

4. Choix du système d'Assainissement

Généralement, le choix entre les systèmes d'Assainissement résulte :

- ✓ De considérations techniques et des conditions locales (topographie des lieux, régime des précipitations atmosphériques, disposition du réseau de la voirie humaine, répartition des masses d'habitations, ...etc.) ;
- ✓ De considérations d'ordre économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations, pompage et équation des eaux usées ;
- ✓ De considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels...etc.) ;

- ✓ De considérations politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'Assainissement en un autre)

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.

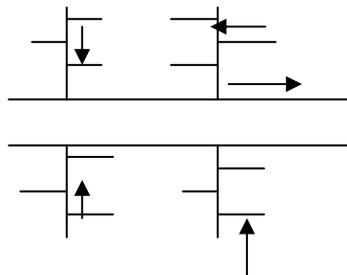
Vue le faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur, et le régime aléatoire des précipitations ; on va adopter pour un système séparatif.

5. Schémas d'évacuation

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 : [Brière, 1997]

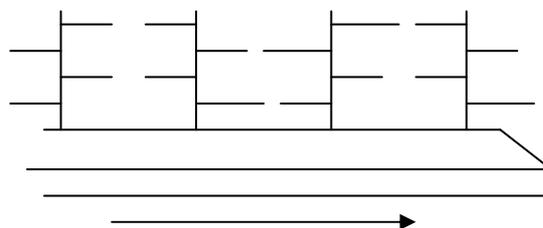
5.1. Schéma perpendiculaire

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.



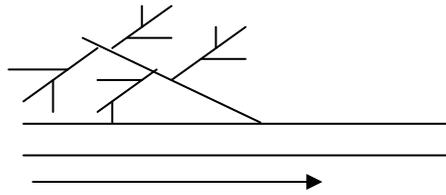
5.2. Schéma par déplacement latéral

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.



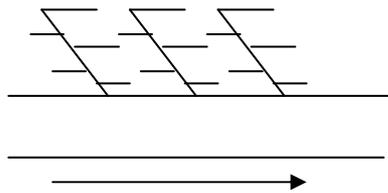
5.3. Schéma transversal ou oblique

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.



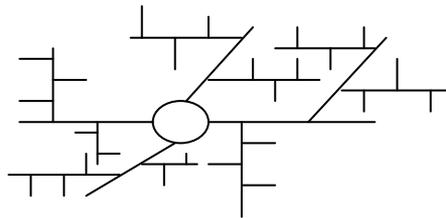
5.4 Schéma par zone étagée

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.



5.5. 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.



Conclusion

Pour notre cas, en tenant compte de la structure des voiries et de la position de l'exutoire qui se trouve à l'aval de l'agglomération et du levé topographique (pente faible) de la commune de Ghardaïa, on adopte le **Schéma à collecte transversale oblique**.

Il faut dire que le schéma à collecte transversal comporte des collecteurs secondaires ou ramifiés sur le collecteur principal et permet plus facilement de reporter par simple gravité l'ensemble des effluents plus loin à l'aval.

6. Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume total tombé sur le bassin considéré. Ce dernier a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins, il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol ;
- La pente du terrain ;
- Le mode d'occupation du sol ;
- La densité de la population ;
- La durée de pluie ;
- L'humidité de l'air ;

6.1 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population, car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Le tableau II.4 donne le coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Tableau II.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Le tableau II.5 donne le coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.

Tableau II.5: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de la population.

Densité de la population (hab/ha)	Coefficient de ruissellement (Cr)
20	0,20
30-80	0,20-0,25
60-150	0,25-0,30
150-200	0,30-0,45
200-300	0,45-0,60
300-400	0,60-0,80
400 et plus	0,80-0,90

6.2 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Le coefficient de ruissellement en fonction de la surface drainée est donné par le tableau II.6.

Tableau II. 6 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Zone d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface totalement couverte	0.9
Trottoirs avec pend de joints	0.85
Trottoir avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Surface goudronnée	0.25 – 0.6
Chemin en gravier	0.1 – 0.2
Gares, terrain de sport	0.1 – 0.3
Jardin, gazon	0.05 – 0.25

6.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Le tableau II.7 donne le coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Tableau II.7: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Zone d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0,9
Pavage à large joints	0,60
Voiries non goudronnées	0,35
Allées en gravier	0,2
Surfaces boisées	0,05

Conclusion

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des zones d'influence et la catégorie d'urbanisation.

7. Calcul de la population de chaque sous bassin

A défaut de connaître le nombre exacte du nombre d'habitant de chaque sous bassin, nous suivons les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- Nous estimons le coefficient de ruissellement.
- Nous calculons le coefficient de ruissellement pondéré total.
- Nous calculons la densité partielle de chaque sous bassin.
- Nous déduisons le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

7 – 1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} \dots\dots\dots (II - 1)$$

Avec, C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin

A : Surface totale de la zone urbanisée.

Application numérique : $C_{rp} = \frac{894.65}{1142.19} = 0.75$ $C_{rp} = 0.75$

7 – 2 Calcul de la densité partielle

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} A} \dots\dots\dots (II - 2)$$

Avec, D_i : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

7- 3 Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin

Le nombre d'habitant de chaque sous bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots (II - 3)$$

Avec, D_i : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha).

P : Population partielle du sous bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sous bassin considéré (ha).

Les résultats de calcul du nombre d'habitants des sous bassins, sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Nombre d'habitants des sous bassins

N° Sous bassin	Aire A_i (ha)	Coeff. de ruissellement (C_r)	$A_i \cdot C_r$	Densité partielle D_i (hab/ha)	Nombre d'habitant
1	119.35	0.8	95.48	213.34	25462.40
2	148.6	0.8	91.22	213.342	31702.67
3	102.27	0.75	106.50	200.00	20454.86
4	8.91	0.75	6.68	200.00	1782.075
5	25.15	0.75	55.37	207.83	5226.92

Conclusion

Pour notre agglomération, nous avons fixé les choix suivants :

- L'horizon de calcul est 2038, soit une population future de 206603 habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système séparatif.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma à collecte transversale oblique.
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduis à distinguer cinq sous bassins.

Chapitre III

Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction

En assainissement, l'objectif des études de diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, des installations, ..., en vue de les réhabiliter, de les restructurer, et de prévoir des extensions liées au développement urbain.

L'auscultation des réseaux d'assainissement est une opération de diagnostic du système d'évacuation des eaux usées et pluviales. C'est une tâche qui est utilisée soit à la fin de la réalisation d'un projet avant sa réception, soit pour procéder à des vérifications ponctuelles, soit pour déceler les défauts en cas de détérioration du réseau en vue de sa réhabilitation.

Cette étude a pour objet de relever les problèmes et les anomalies que posent le réseau d'assainissement, ainsi la détermination des zones d'insuffisance à fin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation.

Le dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement est une perturbation du service rendu, sans son arrêt, entraînant une désorganisation de l'un ou plusieurs de ses environnements.

Ces dysfonctionnements ont à leurs origines des dégradations structurelles ou fonctionnelles, d'un ou de plusieurs ouvrages constituant le système d'assainissement, et plus particulièrement les tronçons :

- ☛ l'obsolescence entraîne des mises en charge fréquentes, donc des risques d'inondations ou tout simplement de débordement ;
- ☛ les trous, les fissures, la corrosion interne ou externe d'un ouvrage, etc ..., peuvent, selon leur importance mettre en danger la stabilité structurelle d'un ouvrage, entraînant des déformations de sa géométrie, ou même son effondrement ;
- ☛ ces mêmes dégradations structurelles, peuvent d'une part entraîner l'infiltration d'eau claire parasite, et d'autre part, l'exfiltration des effluents.

Dans le premier cas, la dilution des effluents ne permet plus un traitement optimal au niveau des stations d'épuration ; et, dans le second cas, la pollution d'une nappe phréatique, qu'elle soit exploitée ou pas, est un critère qui prend de plus en plus d'importance.

Finalement, la panne d'un réseau d'assainissement est une rupture nette du service, entraînant des désordres, et peut-être même des arrêts de fonction dans certains

environnements. Une panne peut être alors définie comme étant l'accomplissement final d'un dysfonctionnement.

1. Etapes principales d'une étude de diagnostic

La démarche à suivre consiste à appliquer d'une manière plus ou moins fine, l'ensemble des techniques d'études disponibles, à travers une méthodologie dont les principales sont les suivantes :

a/ Recueil et exploitation de données

Le recueil des données nécessite au préalable un scénario d'interventions de manière à ordonner au fur et à mesure de l'avancement, la prise des connaissances et les visites d'ouvrages.

En effet, tous les documents graphiques et les informations techniques s'y rapportant doivent être coordonnés et complétés par des contrôles in situ.

i. Données de base

Elles constituent l'ensemble des données nécessaires à un bon diagnostic. Ce dernier étant l'acte qui vise à déterminer, dans un premier temps, la nature et les causes d'un dysfonctionnement, et dans un deuxième temps les conséquences qui en découlent.

Les données de base sont définies comme :

- ***Données relatives à la collecte***
 - Le nombre d'habitants pour chaque sous bassin élémentaire et leur consommation en eau potable ;
 - La surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité de pluie et la pente).
- ***Données relatives au réseau et ses ouvrages annexes*** (collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, dessaleur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage, ...).
- ***Données relatives au traitement*** : Bilan de traitement.

Ainsi, les données de base sont définies comme étant celles relatives aux facteurs de dégradation, ainsi que celles traduisant un dysfonctionnement.

Les facteurs de dégradations sont de deux types : externes à l'ouvrage, ou internes à celui-ci.

Les facteurs externes comprennent tous les facteurs qui jouent un rôle dans l'apparition de perturbations géotechniques, les contraintes de surface, ainsi que celles qui interviennent dans la transmission de ces dernières à l'ouvrage : type de sol, qualité et fluctuation du niveau de la nappe, qualité de l'interface sol-ouvrage, type de voirie et de circulation en surface, profondeur de l'ouvrage.

Les facteurs internes de dégradation sont l'ensemble des données relatives à l'ouvrage pris hors de son contexte environnemental : géométrie, matériau et type de construction, période de construction, type d'effluent, fonctionnement (mise en charge ou non), etc. ...

b. Phase du diagnostic

Dans cette phase, et après recueil des données, un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages tout en procédant à une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines.

Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires ce qui permet de :

- Quantifier les fuites de pollutions dans le milieu récepteur et les exfiltrations vers la nappe, prise dans l'impact des rejets ;
- Détecter les apports des eaux parasites ;
- Rechercher l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielles, des graisses, et des métaux lourds ;
- Vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.

Cette phase d'étude représente un pas très important, car elle nous apporte les renseignements nécessaires de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes.

❖ *Découpage en bassins versants élémentaires*

Elle consiste à délimiter les bassins élémentaires, sous bassins hydrologiques, et à déterminer les zones d'occupation des sols homogènes pour permettre :

- L'étude démographique, nombre d'habitants, d'emploi sur une zone ayant des caractéristiques physiques et socio-économiques homogènes ;
- Les consommations d'eau domestiques, des activités industrielles et commerciales ;
- La définition des coefficients de ruissellement ;

- La localisation des tronçons suspects, des « points noirs », débordements ;
- La répartition des indications de la pollution.

2. Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la commune de Ghardaïa

Actuellement, le réseau d'assainissement de la commune de Ghardaïa s'étend sur une superficie de 1510.37ha. Il est de type séparatif avec un schéma d'évacuation transversal. Il est composé d'un collecteur principal.

Ce réseau est composé de collecteur ovoïdal et circulaire de diamètre 1000 mm et de galeries de différentes dimensions. Il occupe un linéaire d'environ 284Km.

Nous présentons dans le tableau III.1 les caractéristiques des canalisations.

Tableau III.1: Caractéristiques des canalisations

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Longueur (m)
100	28200	500	1477
125	10098	600	1987
150	64800	800	-----
200	32400	900	-----
250	10880	1000	1759
315	3800	1100	-----
400	1625	ovoïde	2974

Source: Office Nationale de l'Assainissement

Le rejet

Le réseau d'assainissement de la commune de Ghardaïa comprend un seul rejet. Le déversement des eaux usées se fait directement dans le cours d'eau (Kef El Dokhan) sans prétraitement. Cette situation pose beaucoup de problèmes et il y a même des risques d'apparition des maladies à transmission hydrique.

a / Etat du système d'assainissement existant**i. Etat des regards**

La majorité des regards sont dans un état lamentable (envasé), ceci est dû à la dernière crue « Octobre 2008 ». De plus, ces regards ne sont pas munis d'échelles et ils sont parfois sans dalles. Ce constat a été observé au niveau des regards et des avaloirs du centre ville, ce qui provoque leurs remplissages par des débris et par la terre.

La négligence exorbitante dans le domaine d'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifié et couvert par les chaussées, et l'accumulation des débris sableux, et des ordures publiques dans les regards non couverts.

ii. Etat des bouches d'égout

Il existe deux types de bouches d'égout : circulaires et carrées, qui sont écartées de 30 à 70 m. Généralement, elles sont en moyen état ; cependant, celles qui se trouvent à la périphérie de la ville, sont envasées par la terre. Cela est dû à l'absence de l'aménagement des trottoirs, ainsi que l'absence totale d'entretien et de travaux de nettoyage.

b/ Etat du collecteur principal

Le collecteur situé sur la rive droite de l'oued M'Zab prend en charge tout le programme d'habitats des trois communes. Son aire d'influence est de 2000 ha. D'une manière générale, le collecteur est de forme ovoïdale en amiante-ciment d'état moyen.

Le tableau ci-après donne les caractéristiques de ce collecteur (côte du terrain, côte du projet, profondeur de fouille, distance entre deux regards, pente)

Tableau III.2 : Caractéristiques du collecteur principal ovoïdal

N° Regard	Côte du terrain (m)	Côte du projet (m)	Profondeur du Projet (m)	Distance (m)	Pente	Etat
4385	494.21	498.55	2.64	-----	0.25%	M.E
4375	493.8	491.51	2.28	70	0.25%	M.E
4370	494	491.5	2.5	51	0.25%	M.E
4370A	494.26	491.47	2.83	23	0.25%	M.E
4365	494	491.45	2.54	40	0.25%	M.E
4365A	492	491.42	0.58	66	0.25%	M.E
4360	493	491.39	1.6	51	0.25%	M.E
4360A	493.12	491.36	1.76	54	0.25%	M.E
4355	500.89	497.11	3.96	55	0.25%	M.E
4355A	500.73	497	3.9	42	0.25%	M.E
4350	500.39	496.89	3.67	43	0.25%	M.E

4350A	500.5	496.81	3.86	32	0.25%	M.E
4345	500.56	496.73	4	33	0.25%	M.E
4345A	500.77	496.63	4.31	40	0.25%	M.E
4340	500.02	496.53	3.66	40	0.25%	M.E
4340A	499.54	496.43	3.29	42	0.25%	M.E
4335	499.82	496.32	3.67	43	0.25%	M.E
4335A	500.2	496.22	4.15	38	0.25%	M.E
4330	500.44	496.13	4.48	37	0.25%	M.E
4330A	499.64	496.05	3.76	32	0.25%	M.E
4325	500.15	495.97	4.35	33	0.25%	M.E
4320	500.09	495.83	4.43	55	0.25%	M.E
4320A	500.65	495.73	5.09	40	0.25%	M.E
4315	498.93	495.63	3.47	40	0.25%	M.E
4315A	499.61	495.53	4.25	41	0.25%	M.E
4310	499.74	495.45	4.46	30	0.25%	M.E
4310A	499.09	495.37	3.89	32	0.25%	M.E
4305	498.37	495.29	3.25	32	0.25%	M.E
4305A	497.8	495.2	2.77	38	0.25%	M.E
4300	498.84	495.11	3.91	37	0.25%	M.E
4300A	498.74	495	3.92	44	0.25%	M.E

Tableau III.3 : Caractéristiques du collecteur principal ovoïdal

N° Regard	Côte du terrain (m)	Côte du projet (m)	Profondeur du Projet (m)	Distance (m)	Pente	Etat
4145	498.13	494.69	3.62	-----	0.25%	M.E
4145A	497.65	494.59	3.23	40	0.25%	M.E
4140	497.24	494.49	2.92	40	0.25%	M.E
4140A	496.69	494.39	2.47	40	0.25%	M.E
4135	497.73	494.29	3.61	40	0.25%	M.E
4135A	498.07	494.2	4.05	36	0.25%	M.E
4130	497.68	494.11	3.75	37	0.25%	M.E
4130A	497.28	494	3.45	41	0.25%	M.E
4125	497.71	493.9	3.98	41	0.25%	M.E
4125A	497.36	493.78	3.76	50	0.25%	M.E
4120	496.53	493.65	3.05	49	0.25%	M.E
4120A	495.92	493.55	2.53	38	0.25%	M.E

4115	496.48	493.46	3.19	38	0.25%	M.E
4115A	496.3	493.39	3.08	29	0.25%	M.E
4110	495.95	493.32	2.8	28	0.25%	M.E
4110A	496.31	493.22	3.26	40	0.25%	M.E
4105	496.38	493.12	3.43	40	0.25%	M.E
4105A	496.26	493.03	3.4	35	0.25%	M.E
4100	496.83	492.94	3.4	36	0.25%	M.E
4100A	496.83	492.87	4.14	31	0.25%	M.E
4095	495.63	492.79	3	31	0.25%	M.E
4095A	495.38	492.58	2.87	42	0.25%	M.E
4090	494.83	492.58	2.43	43	0.25%	M.E
4090A	494.83	492.48	2.52	38	0.25%	M.E
4085	494.21	492.39	2	37	0.25%	M.E

M.E : moyen état

3. Rapport de l'expertise

D'après l'analyse des données consolidées par des sorties sur le terrain, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- la pente du terrain varie de 0.25 à 0.8 %, d'où l'évacuation s'effectuera gravitairement et on n'aura pas besoin des stations de relevage. Ainsi, le temps de séjours des eaux usées dans les conduites sera faible, et par l'absence des unités industrielles, le PH des eaux usées ne sort pas de l'intervalle [5,5 :8,5].

Donc le phénomène de la corrosion n'aura pas lieu.

- le réseau d'assainissement existant considéré comme l'exutoire naturel des zones d'extension (commune de Daya).
- D'après le rapport géologique (cf. Ch I), l'exécution des tranchés et des fouilles se fait d'une manière simple et ne demande pas beaucoup d'investissement.
- Au niveau des zones récemment urbanisées, nous avons remarqué que les habitants ont respecté le PDAU, donc le réseau d'assainissement projeté va prendre en charge toutes les habitations existantes.

4. Problématique

Après avoir terminé l'analyse des données disponibles sur le réseau d'assainissement de la commune de Ghardaïa ainsi que les zones d'extension, nous tirons les conclusions suivantes :

- Le problème majeur de la commune de Ghardaïa est le passage du

collecteur dans le lit mineur de l'oued.

- le rejet des eaux usées directement vers le milieu naturel provoque la pollution de ce dernier.
- L'existence de regards non identifiés.
- L'existence des regards asphaltés
- L'absence d'échelles et de tampons au niveau de certains regards.
- Les rejets qui rejettent des eaux usées des riverains à ciel ouvert directement vers l'oued.
- Absence du réseau d'assainissement pour la commune de Daya.

5. Recommandations

- Etablir une carte précise du réseau d'assainissement existant englobant l'ensemble des ouvrages le constituant.
- Pour le court terme, il s'agit de prendre en charge les zones pour lesquelles le réseau de collecte et d'évacuation des eaux usées est jugé insuffisant. Ces zones, actuellement inondables en période de pluie, devront recevoir un traitement local. Le traitement local peut être effectué soit du point de vue de l'aménagement, soit du point de vue de dimensionnement.

Aussi il s'agit :

- D'abandonner les collecteurs qui passent sous les constructions, et les remplacer par d'autres tracés.
- Du renouvellement des collecteurs vétustes, et renforcement des collecteurs sous dimensionnés.
- les regards doivent être curés périodiquement de tous les déchets qui peuvent perturber l'écoulement, et engendrer des problèmes laborieux pour le bon fonctionnement du réseau.
- Implanter un réseau d'assainissement pour les zones récemment urbanisées.

Les mesures préventives s'axent principalement sur :

- L'auscultation des ouvrages et ce dans le but de définir le degré de stabilité et de prendre les mesures d'intervention nécessaires.
- L'élaboration et diffusion de rapports techniques mensuels décrivant avec précision toute anomalie ou risque d'inondation susceptibles de survenir.
- La surveillance stricte des différents travaux entrepris sur le réseau par les différents intervenants qui pourraient provoquer des perturbations dans le

système de collecte des eaux, ou bien veiller à ce qu'ils tiennent compte des critères et normes attribuées et consignées par les services techniques.

- Pour le moyen terme, il s'agit de réaliser des collecteurs d'évacuation des eaux pluviales vers le bassin d'orage.
- L'ennemie première des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage à la main.

Chapitre IV

Détermination de l'intensité de la pluie

Introduction

Ce chapitre est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Ce chapitre prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

1. Objectif de l'étude hydrologique

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales.

On définit les notions et les termes suivants :

1.1 Les averses

Une averse est un ensemble de pluies associées à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). Elle est définie comme étant un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviogramme enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces derniers sont caractérisés par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

1.2 Période de retour

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins.

Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décennale. Le choix d'une période de retour de 10 ans est issu d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plupart des ouvrages projetés en

assainissement n'a pas une durée de vie très importante, à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable.

1.3 La notion de bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Oued Bir reçoit divers affluents dont les plus importants, sont oued Ballouh qui a pour origine vers 750 m d'altitude, il atteint Berriane à la cote 520 m après un parcours de direction ouest-est de 82 Km. Le second Hassi el Harcha qui est moins important et d'autres oueds secondaires tels que Mader el Rhaba, El Menaker, Amar Ben Ali et Zergui sur la rive gauche.

Tableau IV.1 : Principales caractéristiques du bassin versant de l'oued Bir au site projeté de la station de lagune

Nom de l'oued		Bir
Surface du bassin versant (km ²)		820
Périmètre du bassin versant (km)		150
Coefficient de compacité		1,47
Longueur du thalweg principal (km)		82
Altitude (m)	Maximale	750
	Minimale	520
Dénivelée (m)		230
Pente de l'oued (%)		0,3

La délimitation du bassin versant a été faite sur la carte d'état major de Ghardaïa à l'échelle 1/200.000. La présentation cartographique est fournie à la figure suivante

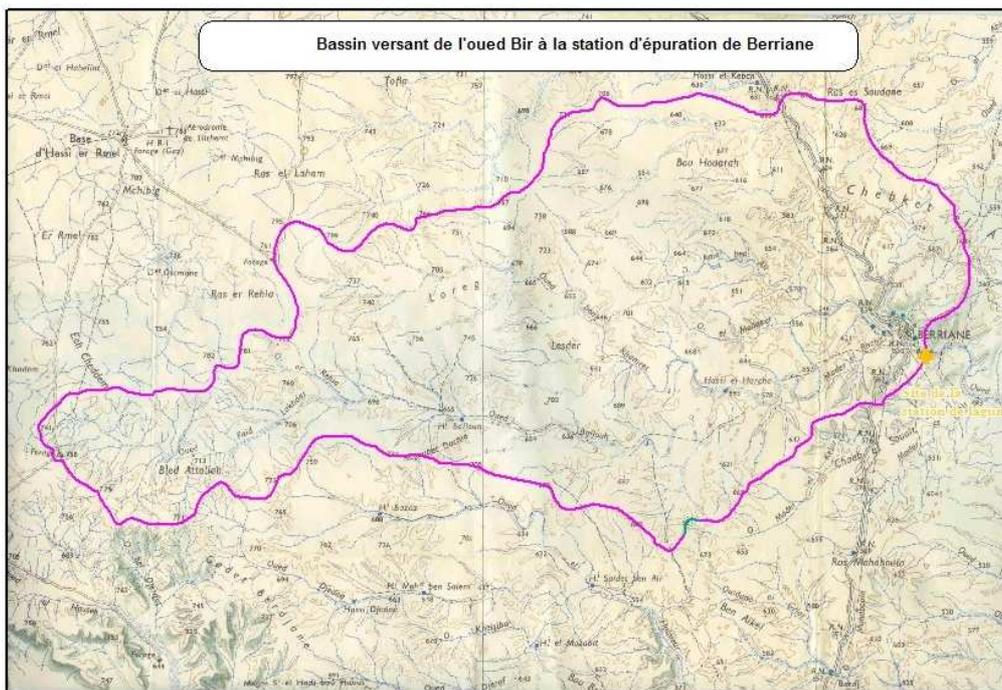


Figure IV.1 : Bassin versant de l'oued Bir

1.4 Intensité moyenne maximale de précipitation

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt , soit

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec, i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, nous devons :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

Tableau IV.2 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Ghardaïa

Nom		Ghardaïa
Organisme (source)		Office Nationale de la Météorologie (ONM)
Coordonnées	Latitude	32°24 N
	Longitude	03°48 E
Altitude (m)		468
Période d'observation		1975 – 2008
Nombre d'années observées		34
Observation		Station en fonctionnement

Tableau IV.3 : Série d'observation de précipitations maximales journalières (station expérimentale Ghardaïa)

Année	Pluie journalière maximale (mm)		Année	Pluie journalière Maximale (mm)
1975	24,7		1992	12,6
1976	17,2		1993	11,9
1977	17,9		1994	54,8
1978	11,3		1995	30,0
1979	18,6		1996	12,0
1980	46,5		1997	23,0
1981	13,0		1998	4,0
1982	9,4		1999	26,0
1983	2,9		2000	18,0
1984	20,2		2001	18,0
1985	6,8		2002	24,0
1986	36,6		2003	33,0
1987	8,8		2004	46,0
1988	8,9		2005	7,0
1989	6,7		2006	16,2

1990	27,9		2007	10,0
1991	10,9		2008	23,0

2. Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement

2.1 Analyse des données statistiques

Pour l'étude des précipitations en assainissement, nous avons besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de Ghardaïa (bassin versant Oued Bir).

La série a une période de fonctionnement de 1975 à 2008 qui a été fournie par l'Office Nationale de la Météorologie (ONM).

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières, de 34 années.

Les caractéristiques de cette série sont :

- ❖ La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{\max,j}}$ durant 34 ans d'observations :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} \dots\dots\dots (IV-2)$$

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} = \frac{657,8}{34} = 19,34 \text{ mm}$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 34 ans).

- ❖ L'écart type « $\sigma_{P_{\max,j}}$ » ;

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{n-1}} \right] \dots\dots\dots (IV-3)$$

D'où :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = 12.59 \text{ mm}$$

❖ Coefficient de variation : « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} \dots\dots\dots (IV-4)$$

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} = \frac{12,59}{19,34} = 0,65$$

- L'exposant climatique

Selon les études régionales de l'A.N.R.H, nous avons $b = 0.15$

2.2 Choix de la loi d'ajustement

Nous voyons que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, les deux lois généralement utilisées sont :

- La loi de GUMBEL
- La loi de GALTON

La série est homogène et indépendante.

❖ Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation

➤ *Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel*

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (IV-5)$$

tel que : $y = a (x - x_0) \dots\dots\dots (IV-6)$

Avec,

y : Variable réduite de Gumbel ;

x : Précipitation maximale journalière (mm) ;

x_0 : Ordonnée à l'origine en (mm).

Nous pouvons écrire : $y_i = - \ln (- \ln (F (x_i))) \dots\dots\dots(IV-7)$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1,2,3.....m.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots(IV-8)$$

m : Rang de précipitation

n : Nombre d'observations

- Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :
 $Y_i = - \text{Ln} (-\text{Ln}(F(x_i))) \dots\dots\dots(IV-9)$

- Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀ ».
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

• **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel**

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x=(1/a)y + x_0 \dots\dots\dots(IV-10)$$

Avec, $\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x \dots\dots\dots(IV-11)$

(1/a) : la pente de la droite de Gumbel

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = (0,78) (12,59) = 9,82$$

Et x₀ représente l'ordonnée à l'origine

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{y} \dots\dots\dots(IV-12)$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de Gumbel

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} y_i}{N} \dots\dots\dots(IV-13)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} y_i}{N} = \frac{19,244}{34} = 0,565 \text{ mm}$$

$$x_0 = 19,34 - (9,82)*(0,56) = 13,84$$

Donc la droite de GUMBEL devient : $x = 9,82 y + 13,84$

D'où : $P_{\max,j}(p\%) = 9,82 y + 13,84$

- Coefficient de corrélation r :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(y_i - \overline{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum_{i=1}^N (y_i - \overline{y})^2}} \dots\dots\dots(\text{IV-14})$$

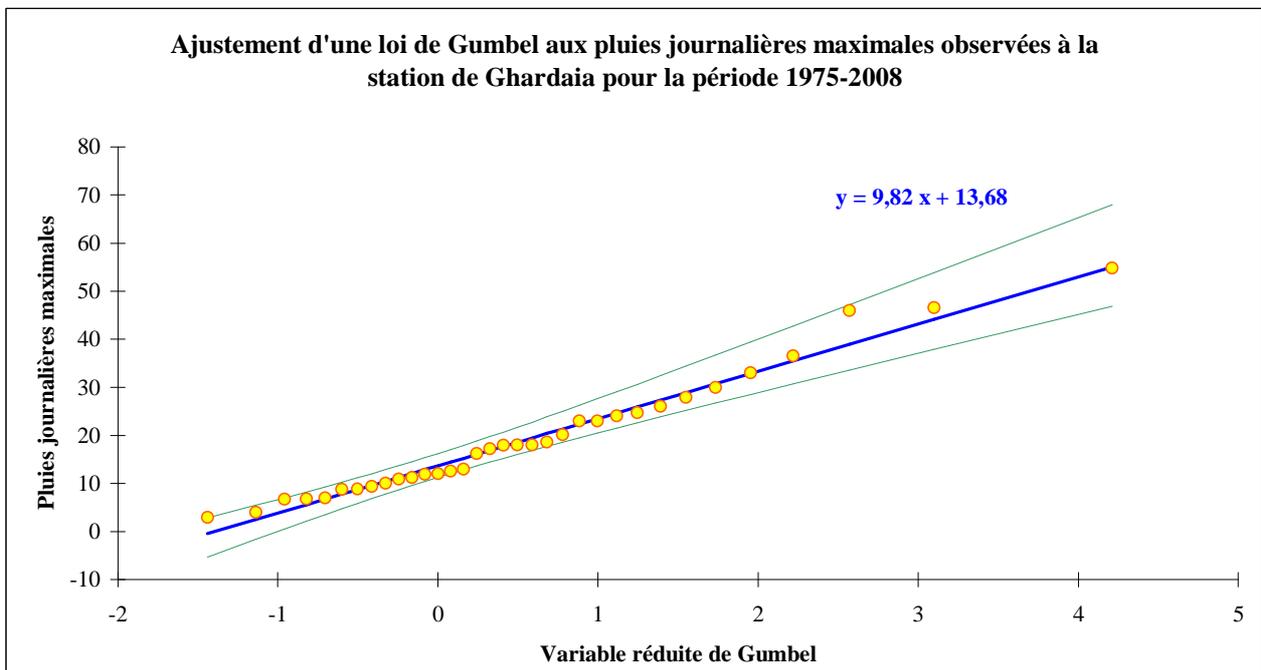
D'où : $r = 0,98$

Conclusion

Nous obtenons $r = 0.98 \approx 1$, donc la corrélation est acceptable.

A partir du graphe, nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non-dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier Gumbel (voir graphe IV-1) .

La variable réduite est égale à : $y = - \text{Ln} (- \text{Ln} F (90\%)) = 2.25$



GrapheV. 1: Ajustement de la loi de Gumbel

Les pluies journalières fréquentielles et le calcul de l'ajustement de la loi de Gumbel sont représentés au niveau de l'annexe 02 et l'annexe 03.

Toutes les caractéristiques empiriques de la loi de Gumbel est données par le tableau IV-5 :

Tableau IV. 6: Résumé des caractéristiques empiriques de la série

Caractéristiques de l'échantillon	Série	
	X	Y
Variable	X	Y
Moyenne	19.34	0.56
Ecart type	12.59	1.08
Coefficient de variation	0.65	1.92
Coefficient de corrélation	r= 0,98	
Pente	g= 9.82	
Ordonnée à l'origine	x ₀ = 13.84	
Droite de régression	P _{max,j,P%} =X = 9.82 y _i + 13.84	
P _{max,j,10%}	35.8mm	

I.C. à (en%) = 95

U_{Gauss} = 1,9604

➤ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log Normal) :**

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (IV-15)$$

Où,

$$u = \frac{xi - \bar{x}}{\sigma x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x_i(\text{p \%}) = \text{Log } \bar{x} + \sigma \text{ Log } u(\text{p\%}) \dots\dots\dots (IV-16)$$

$$\overline{\text{Log} X} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log} X}{N} \dots\dots\dots (IV-17)$$

Avec : $\text{Log } \bar{x}_i = 1.19 \text{ mm}$

$$\sigma_{\log(x_i)} = 0.29 \text{ mm}$$

Donc, la droite de Galton devient : $P_{\max,j}(p\%) = 10^{1.19+0.29 \cdot u(p\%)}$

Avec, $u(p) = 1.282$

Tableau IV.7 : Résumé des caractéristiques empiriques de la série

La moyenne de la série	$\overline{\text{Log} P_{\max,j}} = 1.19 \text{ mm}$
La variance	$\sigma_{\log P_{\max,j}} = 0.29 \text{ mm}$
L'équation de la droite de Galton	$P_{\max,j}(10\%) = 10^{1.19+0.29 \cdot u(p\%)}$
Pluie journalière maximale fréquentielle	$P_{\max,j}(10\%) = 36.45 \text{ mm}$

Nous pouvons déterminer $P_{\max,j} 10\%$ par deux méthodes ; graphique ou analytique

- Par la méthode analytique, nous trouvons :

$$P_{\max,j}(10\%) = 10^{\log \bar{x} + \sigma \cdot u(p\%)} = 10^{1.19+0.29 \cdot u(p\%)}$$

$$P_{\max,j}(10\%) = 10^{1.19+0.29 \cdot 1.282} = 36.45 \text{ mm}$$

- Par la méthode graphique, nous avons:

$$\text{I.C. à (en\%)}=95 \quad U_{\text{Gauss}}=1.960$$

Nous dressons un tableau avec les $\log(x_i)$ ainsi que les fréquences correspondantes. Les résultats sont représentés dans le tableau IV.8

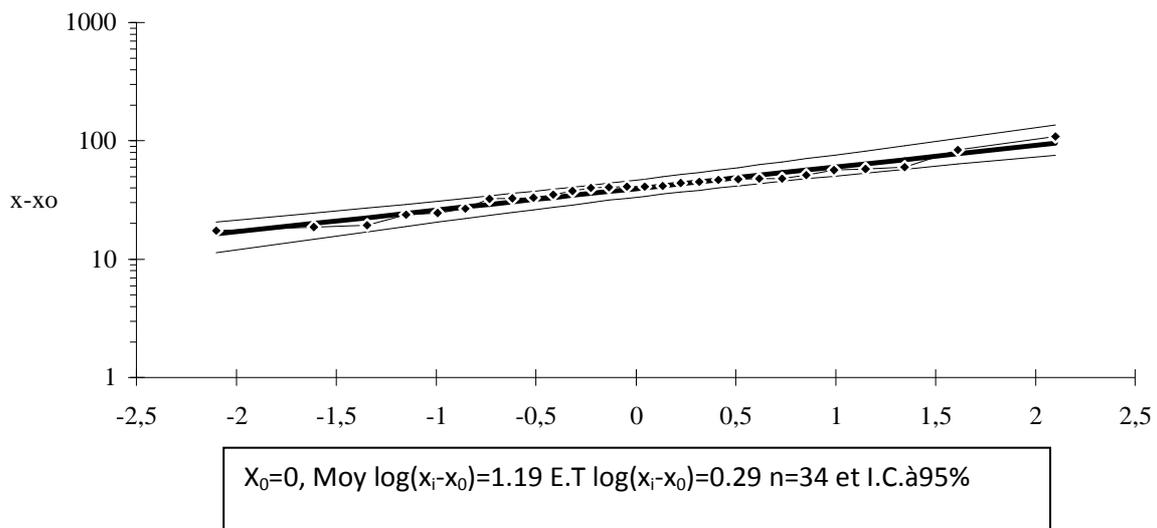
Tableau IV.8 : Ajustement à la loi de Galton

Valeurs de départ	Valeurs classées	ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Borne inférieure	Borne supérieure
24,7	2.9	1	0.014	-2.115	-4.75	3.76
17,2	4	2	0.044	-1.629	-2.32	3.38
17,9	6.7	3	0.073	-1.365	-0.12	4.84
11,3	6.8	4	0.102	-1.172	-2.75	6.80
18,6	7	5	0.132	-1.014	-1.37	7.90
46,5	8.8	6	0.161	-0.875	-2.52	10.65
13,0	8.9	7	0.191	-0.758	-3.91	12.72
9,4	9.4	8	0.22	-0.647	-4.66	13.23
2,9	10	9	0.25	-0.544	-5.47	13.85
20,2	10.9	10	0.279	-0.446	-1.56	14.81
6,8	11.3	11	0.308	-0.352	-1.11	15.28
36,6	11.9	12	0.338	-0.262	-1.83	15.98
8,8	12	13	0.367	-0.173	0.03	16.21
8,9	12.6	14	0.397	-0.086	0.71	16.6
6,7	13	15	0.426	0.000	9.16	17.3
27,9	16.2	16	0.455	0.086	1.9	20.3
10,9	17.2	17	0.485	0.091	3.39	22.15
12,6	17.9	18	0.514	0.104	4.08	23.01
11,9	18	19	0.544	0.173	4.14	23.49
54,8	18	20	0.573	0.262	7.08	23.40
30,0	18.6	21	0.602	0.352	9.60	23.64
12,0	20.2	22	0.632	0.446	16.10	24.72
23,0	23	23	0.661	0.544	18.77	21.96
4,0	23	24	0.691	0.647	18.61	30.41
26,0	24	25	0.72	0.758	19.43	31.93
18,0	24.7	26	0.75	0.879	19.91	33.21
18,0	26	27	0.779	1.014	20.95	34.17
24,0	27.9	28	0.808	1.172	21.33	36.23
33,0	30	29	0.838	1.365	22.28	37.42
46,0	33	30	0.867	1.625	25.82	44.87

7,0	36.6	31	0.897	2.115	29.84	49.81
16,2	46	32	0.926	2.433	32.04	55.79
10,0	46.5	33	0.955	3.044	37.71	57.2
23,0	54.8	34	0.985	3.376	39.24	62.30

Le graphe ci-dessous représente l'ajustement de la droite de Galton

Ajustement à une loi Log-normale



Graph V.2 : Ajustement de la loi de Galton

3. Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée (15min) et de période de retour 10 ans

D'après la formule de Montanari, l'intensité de pluie de durée t et de période de retour p% est donnée par la relation suivante :

$$I_{15min,10\%} = I_{24,10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24,10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(IV-18)$$

Avec,

$I_t(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

$I_{24}(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

t : durée de l'averse en heure, t=0.25h =15 min pour une période de retour de 10 ans.

b : Exposant climatique de la région ($b=0.15$), il est donné par l'A.N.R.H

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 mn, peut être la valeur optimale

Nous aurons donc :

- D'après la loi de *Gumbel* :

$$I_{15\min(10\%)} = \frac{35.8}{24} \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.15-1} = 72.21 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\min(10\%)} = 72.21 \text{ mm/h}$$

- D'après la loi de *Galton* :

$$I_{15\min(10\%)} = \frac{36.45}{24} \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.15-1} = 73.52 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\min(10\%)} = 73.52 \text{ mm/h}$$

➤ interprétation des graphes:

La projection des données expérimentales sur les graphes 1 et 2 a permis de voir que la loi de Galton est meilleure du moment que, la donnée expérimentale est proche de la droite théorique.

Conclusion

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

D'après la droite de Galton qui est la meilleure loi d'ajustement de précipitation maximale journalière, il a été conclu la valeur $I_{15\text{mn},10\%}=73.52\text{mm/h}$. Pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il convient de retenir la valeur donnée par la loi de **Galton** qui est ($I_{15\text{mn},10\%}=73.52\text{mm/h}$). D'où nous déterminerons la valeur de l'intensité pluviale qui est tout simplement un débit spécifique :

$$i = \frac{73.52 (10000)}{3600} = 204.22 \text{ l/s.ha}$$

$I = 204.22 \text{ l/s.ha}$

Chapitre V

Evaluation des débits à évacuer

Introduction

Le système de canalisation quelque soit sa nature ; projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine ou industrielle permet d'évaluer :

- Les eaux pluviales en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement ;
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagères,...etc.) provenant des habitations appelées également eaux d'origine domestique ;
- Les eaux usées provenant des industries, services publics,...etc.

Le mode de transport de ces eaux est en fonction de leurs origine et de leurs composition en matière. Les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie....). Donc, il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération en fonction de leur origine, et leur composition en matières. De ce fait, elles peuvent être transportées séparément d'après leur nature, ou mélangées dans le même transit, c'est-à-dire en système unique.

1. Evaluation des débits d'eaux usées

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations).

1.1 Origine et nature des eaux usées

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des ces eaux usées.

On distingue:

- ✓ Les eaux usées d'origine domestique ;
- ✓ Les eaux usées d'origine industrielle.

a. Les eaux usées d'origine domestique

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout. Ces eaux sont de provenances différentes :

- Eaux vannes.
- Eaux de ménage, de bains et de douches.
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée.

❖ Quantités à évacuer

La quantité des eaux à évacuer dépend des chiffres de consommation en eaux potable et qui à leur tours dépendent de :

- Evaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.
- Augmentation du niveau de vie des desservies.

- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

b. Les eaux usées des services publics

On appelle eaux usées de service public les eaux de lavage des rues, marchés, et pour éteindre les incendies. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques

Ces eaux sont généralement de nature chargée de matières grasse.

c. Les eaux usées industrielles

En termes de quantité d'eau rejetée par les industries, on fait la classification suivante :

- Industrie de production : on considère la nature et la quantité des produits industriels.
- Industrie de transformation : on considère le nombre de travailleurs employé par l'industrie

Cette quantification est adoptée en l'absence de compteurs, mais il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosive, solide ou toxique. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieure de l'unité industrielle.

Notre agglomération ne comporte pas d'industries. Les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origines domestique et publique.

d. Les eaux usées d'équipements

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité, à titre d'exemple :

- Ecoles : 10 l/j/ élève.
- CEM : 15 l/j/ élève.
- Lycée : 15 l/j/ élève.

- Douche : 50 l/ client.
- Mosquée : 30 l/ fidèle

1.2 Consommation en eau potable

D'après les services de l'hydraulique de la commune de Ghardaïa, la dotation actuelle adoptée en eau potable est de **120 l/j/ha**.

1.3 Estimation des débits d'eaux usées

L'évaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

1.3.1 Eaux usées des équipements et eau de service public

Les débits des équipements seront comptabilisés dans le débit d'eau usée d'origine domestique, ainsi que pour les eaux rejetées par les services publics.

1.3.2 Eaux usées d'origine domestique

a) Evaluation du débit moyen journalier

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable, à la quelle on ajoute un coefficient de rejet K_r ; ($K_r < 1$).

$$Q_{moy} = K_r \cdot D \cdot N / 86400 \quad \text{l/s} \dots\dots\dots (V - 1)$$

Avec, Q_{moy} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (l/s).

K_r : Coefficient de rejet, on estime que **80%** de l'eau potable consommée est rejetée.

D : Dotation journalière en eau potable, estimée à **120 l / j / hab.**

N : Nombre d'habitants total, **$N = 206603$ habitants.**

☞ Avec l'estimation de taux de raccordement de 100%

b) Evaluation du débit de pointe

Le régime du rejet est conditionné par le train de vie des citoyens, ce qui nous donne des heures où on a un pic et des heures creuses où le débit est presque nul (la nuit).

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy} \quad \text{(l/s)} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec, K_p : coefficient de pointe.

Pour estimer le coefficient de pointe on a plusieurs méthodes, parmi les quelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

$$\text{Où, } K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy}}}} \quad \text{Si } Q_{\text{moy}} > 2.8 \text{ l/s.} \dots\dots\dots (\text{V} - 3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy}} \leq 2.8 \text{ l/s.}$$

Remarque

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe k_p est estimée à partir du débit moyen, selon la relation (V-3)

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées des équipements et de pointe sont illustrés au niveau de l'annexe 03.

2. Evaluation des débits d'eaux pluviales

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, parmi ces méthodes :

2.1 Méthode de transfert

Cette méthode a été mise au point pour calculer en temps réel des prévisions de débits de crue d'après les pluies mesurées, pour des bassins versants de l'ordre du millier de kilomètres carrés ($100 < BV < 3000 \text{ km}^2$).

2.2 Méthode d'Horton

Cette méthode essentiellement utilisée aux USA, adaptée aux études de planification urbaine, constitue un modèle de ruissellement sur un sol.

Le problème se réduit à la résolution d'une équation aux dérivées partielles dans un espace comprenant trois variables :

- Deux coordonnées (x, y)
- Le temps t

Ce problème peut être résolu numériquement par discrétisation.

2.3 Méthode de SOCOSE

La méthode de Socose est le résultat, obtenu en 1980, d'une synthèse nationale de l'observation de près de 5000 crues sur 137 petits bassins versants en milieu rural.

[Régie Bourrier ; 2007]

La méthode prend en compte des paramètres morphométriques (superficie, longueur du bassin) et des paramètres climatiques (pluie décennale journalière locale, pluviométrie moyenne annuelle, température moyenne interannuelle réduite au niveau de la mer, paramètre b de la formule exponentielle).

On remarquera qu'elle ne prend pas en compte la pente du terrain et ne contient pas de coefficient dépendant de la capacité de la pluie à s'infiltrer ou à ruisseler jusqu'à l'exutoire.

Il y a lieu de préciser que la méthode Socose permet d'obtenir une valeur de débit de fréquence décennale d'un bassin versant rural de grande dimension. Seule une étude rigoureuse comportant une observation minutieuse du site, une enquête auprès des riverains et des services compétents et une comparaison avec d'autres sites voisins, permettra de garantir le résultat.

2. 4 Méthode rationnelle

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée. Elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

La méthode est définie sous la forme :

$$Q = \alpha \cdot i \cdot C_r \cdot A \dots\dots\dots (V - 4)$$

Avec,

Q: Débit maximal [l/s].

A : Surface du bassin versant [ha].

i : Intensité de pluie [l/s.ha].

C_r : Coefficient de ruissellement.

α : Coefficient correcteur de l'intensité de pluie.

a. Temps de concentration

C'est une caractéristique d'un bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné en durée de l'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de l'aire considérée.

Le temps de concentration T_C est donné par :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots (V-5)$$

Où,

t_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$t_1 = L / 60 V \dots\dots\dots (V-6)$$

Avec,

L: parcours amont en égout (m)

V : vitesse d'écoulement qui en (m/s)

t_2 : le temps mis par l'eau ruisselant des toits, aires,....., pour atteindre la bouche d'égout la plus proche, en général on prend $t_2 = (2 \times 20 \text{ mn})$

t_3 : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les parcours superficiels.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots\dots\dots (V-7)$$

avec,

L : longueur d'écoulement

I : pente considérée (m / m)

b. Coefficient de correction (MINORATEUR)

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur α déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0,006 \sqrt{d/2} \dots\dots\dots (V-8)$$

- Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\alpha = 1 - 0,005 \sqrt{d/2} \dots\dots\dots (V-9)$$

d : distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage

Remarque : la méthode rationnelle est fondée sur les hypothèses suivantes :

L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.

1- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i.A

2- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_{pt} est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i

En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre. [**Gomella et Guerrée, 1986**]

2.5 Méthode superficielle

Cette méthode a été proposée par M. Caquot en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_r^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (V - 10)$$

Où, Q (f) : Débit pluvial de fréquence f, en (m³/s). K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m).

C_r: Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré (ha).

Les coefficients K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \dots\dots\dots (V - 11)$$

$$v = -0,41b(f) \dots\dots\dots (V - 12)$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots\dots (V - 13)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots\dots (V - 14)$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots (V - 15)$$

Où,

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

▪ **Validité de la méthode superficielle**

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d'allongement "M" doit être compris entre 0.8 < M < 2.
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

3. Choix de la méthode de calcul

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface (430 ha), pente (2 ÷ 5%), et coefficient de ruissellement, nous optons en premier lieu pour la méthode superficielle.

4. Calcul des débits pluviaux

4.1 Calcul des coefficients a (f) et b (f).

L'intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)}$$

Alors que la formule de Montanari s'écrit comme suit :

$$i_{(t,f)} = \frac{i_{24(f)}}{60} \left(\frac{t}{24.60} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (V - 16).$$

Par analogie entre les deux formules, nous tirons :

$$b(f) = b-1 = 0.15 - 1 = -0.85 \dots\dots\dots (V - 17).$$

$$a(f) = \frac{i_{24(f)}}{24.60} \frac{1}{(24.60)^{b-1}} = \frac{36.45}{24.60} \frac{1}{(24.60)^{0.15-1}} = 12.24 \dots\dots\dots (V - 18).$$

Alors,

$$a(f) = 12.24 \text{ mm/ min}$$

$$b(f) = -0.85$$

4.2 Calcul des coefficients de la formule de Montanari

Les coefficients de la formule de Montanari sont les suivants :

$$K = \frac{a(f) (0.5)^{b(f)}}{6.6} = 3.34$$

$$v = -0.41 \quad b(f) = 0.35$$

$$u = 1 + 0.287 \quad b(f) = 0.75$$

$$w = 0.95 + 0.507 \quad b(f) = 0.52$$

Ce qui nous amène à avoir la formule de Montanari sous la forme :

$$Q(f) = 4.99 I^{0.46} C_r^{1.33} A^{0.69} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Remarque

Le débit exprimé par la formule de Montanari est un débit brut. A ce dernier, on attribut un coefficient (m) correcteur qui tien compte de la forme du sous bassin, telle que :

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1+0.287 \cdot b(f)}} \approx \left[\frac{M}{2} \right]^{b(f)} \dots\dots\dots (V - 19).$$

M : Coefficient d'allongement du sous bassin

4.3 Coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement d'un sous bassin est définie comme étant le rapport du plus long parcours hydraulique (L) par le coté du carré ayant une surface équivalente à celle du bassin en question, d'ou on à :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (V - 20).$$

M : Coefficient d'allongement du sous bassin.

L : Longueur du plus long parcours hydraulique (m).

A : Surface du sous bassin considéré (m²)

Remarque

Pour un bassin versant urbanisé dont le plus long chemin hydraulique L est constitué de tronçons successifs de pente sensiblement constante.

4.4 Pente moyenne

La pente moyenne d'un sous bassin est prise généralement égale à la pente moyenne du collecteur qui le dessert.

Quand le parcours de l'eau ruisselante ne présente pas de déclivité, la pente sera calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval du parcours sur la longueur de ce dernier.

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \text{ (m/m)} \dots\dots\dots (V - 21)$$

C_{am} : Côte amont du parcours (m).

C_{av} : Côte aval du parcours (m).

L : Longueur du tronçon (m).

Dans le cas ou on a plusieurs sous bassins qui présente des pentes partielles et des coefficients d'allongement différents, nous déterminons les caractéristiques de chaque groupement de sous bassins, à l'aide des formules suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin :

bassin en série	bassin en parallèle
$A = \sum_{i=1}^N A_i$	$A = \sum_{i=1}^N A_i$
$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$
$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$
$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}} (Q_{\max})$

- Les résultats de calcul des coefficients d'allongements sont reportés dans le tableau 01 (voir annexe 01).

Remarque :

- Les coefficients d'allongement n'obéissent pas aux conditions aux limites ce qu'implique que la méthode superficielle n'est pas applicable dans notre cas.

☞ **La méthode à utiliser est la méthode rationnelle.**

Une partie des résultats de calculs des débits pluviaux sont reportés sur le tableau V.2 suivant :

Tableau V.2 : Les résultats de calcul du débit pluvial par la méthode rationnelle

N° conduite	Longueur (m)	Cote am TN (m)	Cote av TN (m)	A (surface) (10 ² m ²)	C (coeff. Ruiss)	Q pluvial (l/s)	Q (cumulé) (l/s)
B1- B2	40.23	509	508.88	30.35	0.8	49.5312	49.5312
B2 -B3	9.85	508.88	507.7	10.37	0.8	16.92384	158.36928
B3 -B4	9.44	507.7	506.5	8.71	0.8	14.21472	172.584
B4 -B5	12.72	506.5	506.32	9.91	0.8	16.17312	188.75712
C1 -B5	44.15	506.32	506	7.21	0.8	11.76672	200.52384
B5 -B6	12.55	506	504.35	7.21	0.8	11.76672	212.29056
B6 -B7	43.45	504.35	504	19.72	0.8	32.18304	244.4736
B7 -A1	43.45	504	503.8	25.42	0.8	41.48544	285.95904
A0 -A1	60.16	503.8	503.4	21.28	0.8	34.72896	320.688
A1 -A2	37.33	503.4	503.4	29.44	0.8	48.04608	368.73408
B8 -B9	41.66	508	508.5	44.19	0.8	72.11808	72.11
B9 -B10	41.66	508.5	508	46.22	0.8	75.43104	147.54
C2 -C3	07-janv	508	507.89	19.03	0.8	31.05696	178.59
C3 -C4	38.59	507.89	507.64	33.3	0.8	54.3456	54.34
C4 -C5	10.53	507.64	507.42	32.35	0.8	52.7952	107.14
C5 -C6	18.22	507.42	507.21	46.9	0.8	76.5408	183.68
C6 -B10	26.88	507.21	507	12.34	0.8	20.13888	203.82
B10 -B11	46.87	507	509	15.34	0.8	25.03488	351.36
C7 -C8	46.29	509	508	16.98	0.8	27.71136	27.71
C8 -C9	12.69	508	507.11	6.77	0.8	11.04864	38.76
C9 -C10	32.41	507.11	506.04	14.67	0.8	23.94144	62.7
C10 -B11	35.94	506.04	505	17.35	0.8	28.3152	91.01
B11 -A2	51.86	505	503	9	0.8	14.688	719.18
A2 -A3	50	503	503.5	23.1	0.8	37.6992	756.8792
A3 -A4	50	503.5	504	23.53	0.8	38.40096	795.28016
A4 -A5	50	504	505	21.17	0.8	34.54944	829.8296
A5 -A6	50	505	508	21.09	0.8	34.41888	864.24848
B12 -B13	23.9	508	506	26.2	0.8	42.7584	42.7584
B13 -B14	36.98	506	505	30.12	0.8	49.15584	91.91424
B14 -A6	36.98	505	507	23.64	0.8	38.58048	130.49472
B15 -B16	40.06	507	506.4	18.01	0.8	29.39232	29.39232
B16 -B17	40.06	506.4	505.83	19.04	0.8	31.07328	60.4656

Tableau V.2 (suite) : Les résultats de calcul du débit pluvial par la méthode rationnelle

N° conduite	Longueur (m)	Cote am TN (m)	Cote av TN (m)	A (surface) (10 ² m ²)	C (coeff. Ruiss)	Q pluvial (l/s)	Q (cumulé) (l/s)
B17 -B18	40.06	505.83	505.23	19.41	0.8	31.67712	92.14272
B18 -B19	40.06	505.23	506.00	16.37	0.8	26.71584	118.85856
B19 -B20	28.81	506.00	504.50	9.1	0.8	14.8512	133.70976
B20 -B21	28.81	504.50	504.00	5.45	0.8	8.8944	142.60416
B21 -A6	47.73	504.00	505.00	4.69	0.8	7.65408	1137.34736
A6 -A7	50	505.00	505.50	25.45	0.8	41.5344	1178.88176
A7 -A8	37	505.50	504.00	21.05	0.8	34.3536	1213.23536
B22 -B23	31.55	506.00	504.00	11.36	0.8	18.53952	18.53952
C11 -B23	50	504.00	504.83	10.18	0.8	16.61376	16.61376
B23 -A8	23.64	504.83	504.00	13.3	0.8	21.7056	1270.09424
A8 -A9	50	504.00	504.67	22.09	0.8	36.05088	1306.14512
A9 -A10	29.83	504.67	504.23	17.23	0.8	28.11936	1334.26448
A10- A11	50	504.23	503.00	26.89	0.8	43.88448	1378.14896
A11 -A12	39.94	503.00	506.40	17.85	0.8	29.1312	1407.28016
B24 -B25	45.63	506.40	505.12	46.33	0.8	75.61056	75.61056
B25 -B26	45.63	505.12	504.00	4.07	0.8	6.64224	82.2528
C12 -C13	50	504.00	505.09	10.24	0.8	16.71168	16.71168
D1 -D2	39.25	505.09	505.04	16.37	0.8	26.71584	43.42752
D2 -D3	39.25	505.04	505.00	7.98	0.8	13.02336	56.45088
D3 -C13	13.85	505.00	504.90	2.2	0.8	3.5904	3.5904
C13 -C14	48.39	504.90	504.63	11.84	0.8	19.32288	60.04128
C14 -B26	53.13	504.63	504.00	10.17	0.8	16.59744	76.63872
B26 -A12	38.16	504.00	503.20	6.02	0.8	9.82464	158.89152
A12 -A13	50	503.20	502.03	24.04	0.8	39.23328	1605.40496
A13 -A14	51.23	502.03	501.97	21.8	0.8	35.5776	1640.98256
B27 -B28	36.68	506.83	506.46	32.66	0.8	53.30112	53.30112
B28 -B29	36.61	506.46	507.00	11.45	0.8	18.6864	71.98752
C15 -B29	48.31	507.00	506.03	24.32	0.8	39.69024	39.69024
B29 -B30	45.12	506.03	505.40	25.77	0.8	42.05664	153.7344
B30 -B31	32.94	505.40	504.30	26.88	0.8	43.86816	197.60256
B31 -B32	32.94	504.30	503.00	9.68	0.8	15.79776	213.40032
B32 -B33	12.58	503.00	504.23	7.2	0.8	11.7504	225.15072
C16 -C17	40.95	504.23	504.18	17.13	0.8	27.95616	27.95616

Tableau V.2 (suite) : Les résultats de calcul du débit pluvial par la méthode rationnelle

N° conduite	Longueur (m)	Cote am TN (m)	Cote av TN (m)	A (surface) (10 ² m ²)	C (coeff. Ruiss)	Q pluvial (l/s)	Q (cumulé) (l/s)
C17- B33	40.95	504.18	504.09	16.51	0.8	26.94432	54.90048
B33 -B34	35.66	504.09	502.11	11.31	0.8	18.45792	298.50912
B34 -A14	21.39	502.11	501.00	10.08	0.8	16.45056	314.95968
A14 -A15	50	501.00	500.97	27.41	0.8	44.73312	2000.67536
A15 -A16	21.44	500.97	500.50	12.6	0.8	20.5632	2021.23856
B35 -B36	50	506.50	505.60	40.45	0.8	66.0144	66.0144
B36 -B37	50	505.60	504.70	38.07	0.8	62.13024	128.14464
B37 -B38	50	504.70	503.36	28.4	0.8	46.3488	174.49344
B38 -B39	50	503.36	503.24	28.01	0.8	45.71232	220.20576
B39 -A16	49.63	503.24	503.87	24.18	0.8	39.46176	259.66752
A16 -A17	50	503.87	503.76	27.76	0.8	45.30432	2326.2104
A17 -A18	16.51	503.76	503.98	9.41	0.8	15.35712	2341.56752
B40 -B41	35.82	503.98	503.83	18.79	0.8	30.66528	30.66528
B41 -A18	35.82	503.83	503.45	20.68	0.8	33.74976	64.41504
A18 -A19	54.75	503.45	503.55	29.23	0.8	47.70336	2453.68592
B42 -B43	39	503.55	503.39	20	0.8	32.64	32.64
B43 -A19	39	503.39	503.26	18.4	0.8	30.0288	62.6688
A19 -A20	39	503.26	509	17.59	0.8	28.70688	2545.0616
B44 -B45	41.6	509	508.67	5.78	0.8	9.43296	9.43296
B45 -B46	41.6	508.67	508.53	3.29	0.8	5.36928	14.80224
B46 -B47	41.6	508.53	508.48	2.85	0.8	4.6512	19.45344
B47 -B48	41.6	508.48	524.38	2.86	0.8	4.66752	24.12096
C18 -C19	33.06	524.38	518.77	86.82	0.8	141.69024	141.69024
C19 -C20	22.17	518.77	515.43	46.09	0.8	75.21888	216.90912
C20 -B48	47.39	515.43	507.86	76.89	0.8	125.48448	342.3936
B48 -B49	37.15	507.86	507.82	2.57	0.8	4.19424	370.7088
B489 -B50	37.15	507.82	507.73	2.65	0.8	4.3248	375.0336
B50 -B51	37.15	507.73	507.52	54.86	0.8	89.53152	464.56512
B51 -B52	46.06	507.52	507.41	59.42	0.8	96.97344	561.53856
B52 -B53	46.06	507.41	507.37	51.93	0.8	84.74976	646.28832
B53 -B54	46.06	507.37	507.31	3.28	0.8	5.35296	651.64128
B54 -B55	46.06	507.31	507.28	63.8	0.8	104.1216	755.76288
B55 -B56	46.06	507.28	507.22	59.29	0.8	96.76128	852.52416

Conclusion

La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification des débits pluviaux à évacuer.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

Chapitre VI

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

1. Conception du réseau d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres (intérieur et extérieur).
 - Pente.
 - Leur joints et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côtes.

2. Dimensionnement du réseau d'assainissement

2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards de chute.

3. Formules d'écoulements

Dans le calcul des canalisations, on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développées par des chercheurs scientifiques. Parmi ces formules, on a :

a. Formule de Chézy

$$V = C\sqrt{R_h} \cdot I \dots\dots\dots (VI-1)$$

Où,

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (m).

C: Coefficient de Chézy, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \dots\dots\dots (VI-2)$$

γ : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle :

$\gamma = 0.06$ pour les collecteurs d'eaux pluviales.

$\gamma = 0.16$ pour les collecteurs d'eaux usées.

b. Formule de Manning

$$V = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (VI-3)$$

Où,

α : Coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système Anglo-saxon.

n : Coefficient de Manning, il dépend des parois des conduites.

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du collecteur (m/m).

c. Formule de Manning-Strickler

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots (VI-4)$$

Avec :

K_s : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

$$K_s = 26 \left(\frac{1}{d_{65}} \right)^{1/6} \dots\dots\dots (VI-5)$$

Où,

d_{65} : est le diamètre en mètre correspondant à 65 % passant en poids.

4. Mode de calcul

Avant de procéder aux calculs hydrauliques du réseau d'assainissement en gravitaire, nous considérons les hypothèses suivantes :

- *L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.*
- *La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.*

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Avant tout, nous définissons les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau (m).
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section mouillée (m²).

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \dots\dots\dots (VI-6)$$

Avec, Q : Débit (m³/s) ; V : Vitesse d'écoulement (m/s) et S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous avons élaboré une macro sur Excel 2007, qui a pour objet de faciliter la tâche du dimensionnement.

Pour cela, nous utilisons la formule de Manning-Strickler.

K_s: Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Coefficients de rugosité

Nature des parois de la conduite	Ks
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

Et nous tirons l'expression du débit :

$$Q = K_s . S . R^{\frac{2}{3}} . \sqrt{I} \dots\dots\dots (VI-7)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (VI-8)$$

La vitesse en plein section est donnée par la relation :

$$V_{ps} = \frac{K_s \cdot D^{2/3} \sqrt{I}}{4^{2/3}} \dots\dots\dots(VI-9)$$

Le débit en plein section est donné par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots(VI-10)$$

Nous définissons les rapports suivants :

$$R_q = Q_i / Q_{ps}$$

$$R_{q,min} = Q_{eu} / Q_{ps}$$

Ensuite, nous calculons les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v * V_{ps}$$

$$R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h * D_{nor}$$

$$R_{v,min} = V_{min} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{min} = R_{v,min} * V_{ps}$$

$$R_{hmin} = H_{min} / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H_{min} = R_{hmin} * D_{nor}$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage nous avons deux conditions à vérifier:

Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V > 1.00 \text{ m / s}$)

Condition 2:

$$* V_{min} > 0.60 \text{ m / s} \quad \text{pour} \quad (QPS / 10) \approx Q_{min}$$

$$* V_{min} > 0.30 \text{ m / s} \quad \text{pour} \quad (QPS / 100) \approx Q_{min}$$

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Une partie des calculs sont représentés dans le tableau VI-2 suivant :

Les résultats de dimensionnement de notre réseau sont représentés dans la carte ci-jointe.

Conclusion

Pour les résultats de calcul :

- les vitesses réelles d'écoulement sont dans l'ensemble acceptables car elles sont inférieures à 5 m/s. (limite supérieur).
- Les vitesses d'auto-curage sont respectées presque dans tout le réseau qui sont supérieur à 0.3 m/s (limite inférieur).

Chapitre VII

Les éléments constitutifs du réseau

Introduction

Un réseau d'assainissement est un ensemble constitué d'organes dont chacun est le complémentaire des autres en fonction du rôle qu'il joue.

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie :
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- i. Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- ii. Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

1. Les Ouvrages Principaux

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

1.1 Canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dits diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire.

1.2 Types de Canalisation

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

1.2.1 Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle

survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

1.2.2 Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

1.2.3 Conduites en amiante – ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé.

1.2.4 Conduites en grès

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuit entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m

1.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

1.2.6. Tuyaux à section ovoïde

Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montraient qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il était jugé préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués.

La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de $\pm 1\%$;

Les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3mm.

La forme générale de ces tuyaux est représentée à la figure N°1 ; leurs dimensions principales a et b étant, respectivement, les suivantes (exprimées en centimètres) :

- Type exceptionnellement visitables 100×62.5 et 130 ×80 ;
- Type semi visitable 150×90 ;
- Type visitables 180×108 et 200×120

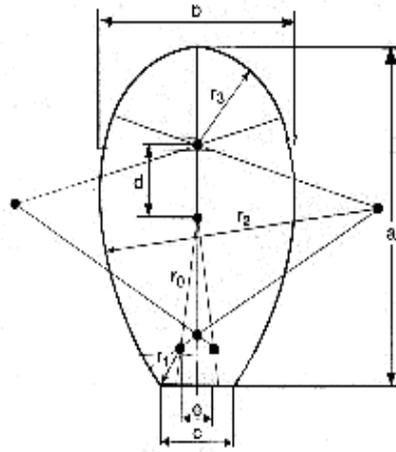


Figure VII.1 : Coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué

1.3. Choix du type de canalisation

Pour faire le choix des différents types de conduite, on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux collectées.
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

Pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

- Etanchéité primordiale.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché national.

1.4. Les joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur).

Pour les tuyaux en béton armé, nous avons différents types des joints à utiliser :

1.4.1. Joint type Rocla

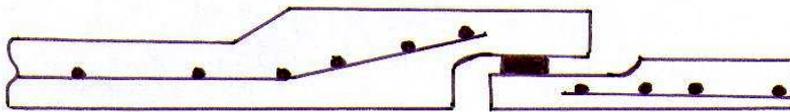
Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

1.4.2. Joint à demi-emboîtement

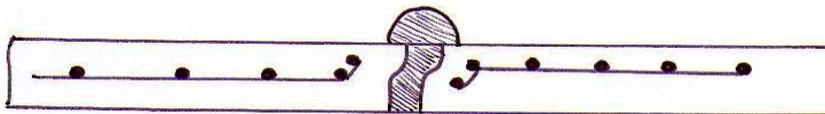
Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

1.4.3. Joint à collet

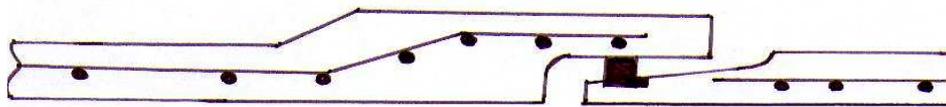
Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.



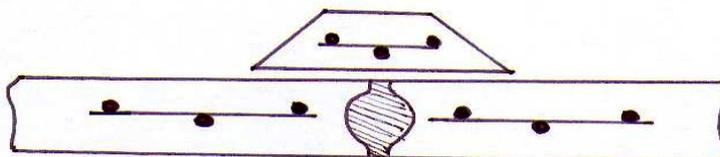
Joint DOCLA



Joint à demi emboîtement



Joint à collet (bourrage en ciment)



Joint plastique (matière plastique)

Figure VII.2 : Divers joints sur tuyau en béton

1.5. Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques

1.5.1. Actions mécaniques

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion due essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

1.5.2. Actions statiques

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

Tableau VII.1: Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

1.5.2. Actions chimiques

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite, Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites. [Dernouni, 2004]

1.6. Protection des conduites

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit : [Gomella et Guerrée, 1986]

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

1.7 Essai des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

1.7.1 Essai à l'écrasement

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous obligeons de faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau.

La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

1.7.2 Essai à l'étanchéité

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn par une presse hydraulique. La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.
- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 mm, et 8 mm lorsque les diamètres nominaux

sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

1.7.3 Essai de corrosion

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées. [Dernouni. F, 2004]

2. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée: fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes : Les ouvrages normaux et Les ouvrages spéciaux

2.1 Ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

2.1.1 Les branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou. 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

2.1.2 Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrages est destiné à la recueille des eaux pluviales. On distingue deux catégories :

- i. Les ouvrages de recueillie et de transport.
- ii. Les ouvrages de recueillie proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

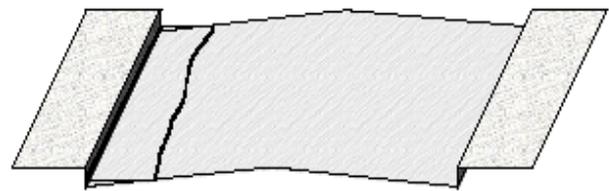
i. Les ouvrages des surfaces et de transport

• Les fossés

Les fossés sont destinés à la recueillie des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

• Les caniveaux

Les caniveaux sont destinés à la recueillie des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.



Caniveau

ii. Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

2.1.3. Ouvrages d'accès au réseau (les regards)

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- Regard de jonction simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes ou différents diamètres.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Regard double : pour système séparatif.
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous.
- Regard de chute : à forte pente

La distance entre deux regards est variable :

- i. 35 à 50 m en terrain accidenté.
- ii. 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations, les regards doivent être installés :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente.
- A chaque changement de diamètre.

Dans notre projet, nous allons nous baser sur les regards de jonction et de visite qui sont utilisés dans les terrains plats, avec un ou deux regards de chute.

❖ La chute toboggan

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez important ($\phi > 500$ mm).

Elle assure la continuité de l'écoulement et permet d'éviter les phénomènes de remous.

- La longueur de la chambre est déterminée de la façon suivante :

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes :

$$x = Vt \dots\dots\dots(VII - 1)$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 \dots\dots\dots(VII - 2)$$

Avec, $t = \frac{x}{V} \dots\dots\dots(VII - 3)$

Où, x : La longueur du regard (m) ; y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier et V : Vitesse d'écoulement dans la conduite. (m/s).

Des trois équations, nous avons : $x = \sqrt{\frac{2y}{g}} \cdot V$ (m) (VII - 4)

Calcul des regards de chute

Il y a deux types de regard de chute :

- type I : $\phi \leq 500$ mm : hauteur de chute $p \leq 6$ m.
- type II : $\phi \geq 500$ mm : hauteur de chute $p \leq 3$ m.

Pour le type II, le mode de calcul est :

$$H_0 = h + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(VII - 5)$$

H_0 : Energie de l'eau à l'entrée (m).

- Largeur du regard : $G = 1.5 \times D \dots (m)$
- Débit spécifique : $q = Q / G \dots (m^3/s)$.
- Hauteur critique :

La hauteur critique est donnée par la relation suivante :

$$h_c = \frac{q}{\sqrt{2g(p + H_0)}} \dots (VII- 6).$$

- Hauteur de chute du regard :

La hauteur de chute est donnée par la relation suivante :

$$B = \frac{0.45}{\sqrt{h_c}} - 0.5h_c \dots (VII-7).$$

- Longueur du regard:

La longueur du regard de chute est donnée par la relation suivante :

$$L = 1.5 \sqrt{H_0(P - 0.33H_0)} \dots (VII - 8).$$

Avec, P : la chute (m) et d : hauteur de matelas d'eau en (m) ; $d = B - t$

❖ Exemple de dimensionnement

Regard de chute « A₂ » située sur le collecteur principal « A »

Données de base :

La hauteur d'eau : $h = 0.464 \text{ m}$

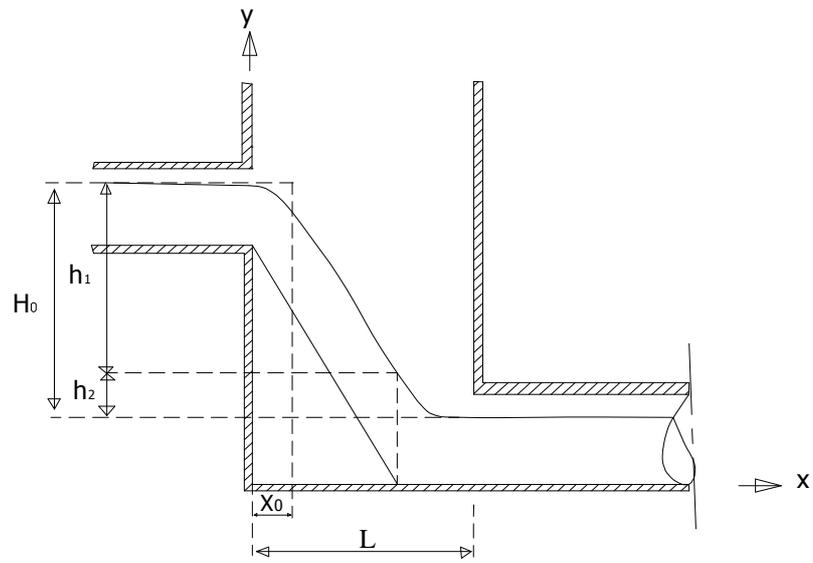
La vitesse d'écoulement : $V = 2.57 \text{ m/s}$

Le diamètre de la conduite d'amenée : $D_e = 800 \text{ mm}$

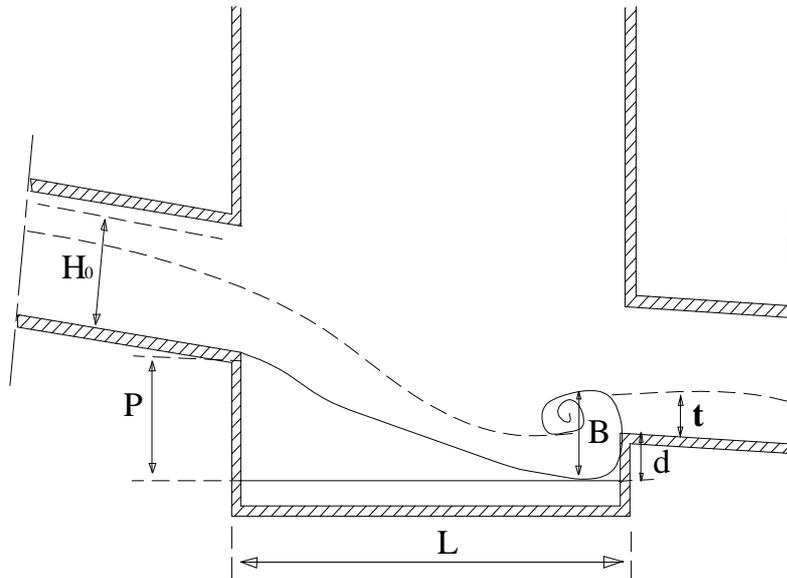
Le débit $Q = 0.75 \text{ m}^3/\text{s}$

La chute $P = 3 \text{ m}$

La hauteur d'eau dans la deuxième conduite $t = 0.753$



Type I



Type II

Figure VII.2 : Les regards de chute

Les résultats de calcul :

Energie de l'eau à l'entrée	$H_0 = 0.79$ m
Largeur du regard	$G = 1.2$ m
Débit spécifique	$q = 0.625$ m ³ /s
Hauteur critique	$h_c = 0.07$ m
Hauteur de chute	$B = 1.66$ m
Longueur de regard	$L = 1.72$ m
Hauteur de matelas	$d = 0.907$ m

Remarque :

Si la hauteur de matelas est inférieure à zéro ($d < 0$), dans ce cas on a pas besoins de matelas d'eau.

2.2 Les ouvrages spéciaux**2.2.1 Les déversoirs d'orage**

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval. [Marc. S ; Bechir. S, 1999]

2.2.2 Les types des déversoirs

Les déversoirs les plus couramment utilisé selon la topographie du site sont :

- déversoir à seuil latéral.
- déversoir à seuil frontal
- déversoir à Ouverture de fond.
- déversoir Automatique.
- déversoir By-pass.

2.2.3 Les grilles et les degriilleurs

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage.

Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent des grilles à barreaux placés en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass.

La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser (0,5 à 1,5) m/s

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

Dans certaines installations l'encrassement des grilles crée une perte de charge qui fait monter le niveau amont.

Dans notre projet, les grilles seront placées juste à l'entrée des dessableurs.

i. Dimensionnement de la grille

Calcul de la longueur

Nous avons la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \dots\dots\dots \text{(VII-07)}$$

L : Longueur de la grille ; α : Inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$) ; h_{\max} : Hauteur d'eau Max (0,3 à 0,8 m) ; β : Coefficient de colmatage $\beta = 0,25$.

$\delta = 0,5$ Curage automatique

$\delta = 0,25$ Curage manuel.

La vitesse d'entrée est : $V_e = (0,6 \text{ à } 10) \text{ m/s}$.

La surface, S, de la grille est : $S = \frac{Q}{V}$.

Et l'écartement entre les barreaux de la grille est de 1,5 cm.

2.2.3 Bassins de dessablement

Ceux sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux.

i. Dessableurs

Les dessableurs sont des ouvrages qui permettent d'éliminer les matières facilement décantables qui sont véhiculées par les eaux usées et pluviales (le plus souvent du sable).

Il pourra néanmoins être nécessaire de les placer sur le réseau d'assainissement pour la protection des ouvrages contre :

- Le frottement au niveau des collecteurs et pompes.

- Les pertes en volume utilisables dues aux dépôts qui se forment rapidement.

ii. Les différents types de dessableurs

Les dessableurs sont toujours placés à l'aval des grilles et à l'amont des décanteurs primaires dans les stations d'épuration, au niveau du siphon à point bas ; et à l'amont des déversoirs d'orage.

❖ **Dessableur couloir**

C'est un canal avec une partie élargie. L'entrée doit être construite de telle façon que la vitesse soit réduite avec une répartition de vitesse au niveau de cette partie élargie aussi régulière que possible où une vitesse de 0.3 m/s puisse être maintenue.

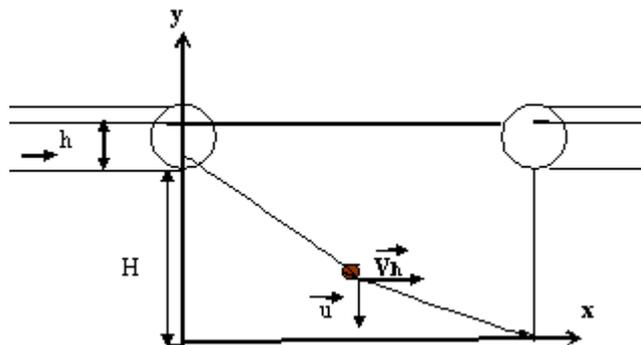


Figure VIII.03 : Schéma d'un dessableur couloir

Avec, h : Hauteur de remplissage dans la conduite ; V_h : Vitesse de passage de l'eau (m/s) ; u : Vitesse de sédimentation (cm/s) et H : Hauteur de dessableur (m).

iii. Choix technique de l'ouvrage projeté et son dimensionnement

- Donner une forme optimale compte tenu des contraintes de place (rectangulaire simple, plusieurs éléments disposés en parallèle ou en série).
- Prévoir les équipements nécessaires au fonctionnement de l'insufflation d'air ou brosse mécanique pour éviter les dépôts des matières organiques à plus faible débit.
- Considérer les conditions d'exploitation : fréquence de dépotage.

Exemple de dimensionnement d'un bassin de dessablement

A l'entrée du bassin, nous avons :

$$y = u.t \dots\dots\dots (VII-8)$$

$$x = V \cdot t = \frac{V}{u} \cdot t \dots\dots\dots (VII-9)$$

u : Représente la composante de la vitesse de chute d'une particule et V : Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin

Le calcul de la largeur nécessite, la connaissance de la vitesse de sédimentation (u) des particules supposées sphériques.

$$u = \left[\frac{4}{3} g \frac{d(\rho_d - \rho_c)}{c\rho_c} \right]^{0,5} \dots\dots\dots (VII-10)$$

Où, d : diamètre de la particule ; ρ_d : Masse volumique de la particule ; ρ_c : Masse volumique du fluide ; c : Coefficient de frottement.

Le coefficient de frottement dépend de l'écoulement du liquide au voisinage de la particule ; cet écoulement se caractérise par un nombre de Reynolds :

-Si $Re = (v \cdot d) / \nu < 1 \Rightarrow c = 24/Re \dots\dots\dots (VII-11)$

Avec ν : viscosité cinématique du liquide (m²/s)

-Si $0.5 < Re < 2000 \Rightarrow C = \frac{24}{Re} + \frac{3}{Re} + 0.034 \dots\dots\dots (VII-12)$

Ces formules conduisent aux vitesses de sédimentation suivantes :

TableauVII.2 : Vitesses de sédimentation en fonction des diamètres des particules

d (mm)	u (cm/s) eau à 15 °C
1,5	23
1	17
0,8	14
0,6	10
0,4	7
0,2	3
0,1	1
0,05	0.2
0,03	0,2

- Le temps de chute théorique dans un bassin de hauteur h est de $t = h/u$.
- La longueur minimale du bassin : $L = V t = h V/u \dots\dots\dots (VII-13)$

Pour notre dessableur, la longueur nécessaire pour qu'une particule de 1.5 mm de diamètre débouchant dans le bassin à une vitesse $V = 0.6$ m/s est de :

$$L = \frac{h}{u} \cdot V$$

Avec, h : hauteur de dessableur et L : longueur de dessableur.

En supposant que : h = 1,5m et u = 23cm/s, nous obtenons :

$$L = \frac{1.5}{0.23} \cdot 0.26, \quad L = 3.91\text{m} \approx L = 4\text{m}$$

Le bassin est rectangulaire (figure VII.3), nous avons donc :

$$H \cdot b \cdot V = Q = V \cdot S_L$$

Où, S_L : Surface transversale du dessableur (m^2)

Alors :

$$b = \frac{Q}{V \cdot H} \Rightarrow b = 1.75\text{m} \approx b = 2\text{m}$$

Avec : H : Hauteur de bassin égale à H = 1,5m

b: Largeur minimale du bassin égale à b = 2 m

L : longueur maximale du bassin égale à L = 4m

u: vitesse de chute égale à u = 0.23 m/s

$$t: \text{ le temps de chute égale à : } t = \frac{h}{u} = \frac{1.5}{0.23} \Rightarrow t = 6.52\text{s}$$

Conclusion

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, nous avons opté pour des conduites circulaires en béton armé, pour les diamètres inférieurs à 1000mm, et des conduites ovoïdales pour les diamètres supérieurs à 1000mm, car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau, nous avons procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Les bouches d'égout.
- Les regards de chute.
- Bassin de dessablement.

Conclusion générale

En effet, qui dit assainissement dit hygiène, santé, organisation de la ville et, somme toute, paisible vie de l'homme.

L'objectif de cette étude est de faire un diagnostic du réseau d'assainissement existant afin de déterminer les anomalies de fonctionnement et aussi de projeter un nouveau réseau qui permet d'évacuer tous les débits des eaux pluviales dans des conditions favorables pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

La reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol (plans d'aménagement) à moyen terme de notre agglomération et, une étude hydrologique pour la détermination de l'intensité de la pluie, nous ont permis de déterminer les débits pluviales par la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans.

Ainsi que, les sorties sur terrain nous a permis de tirer les recommandations :

- Etablir une carte précise du réseau d'assainissement existant englobant l'ensemble des ouvrages le constituant.
- A court terme, il s'agit de prendre en charge les zones pour lesquelles le réseau de collecte et d'évacuation des eaux usées est jugé insuffisant. Ces zones, actuellement inondables en période de pluie, devront recevoir un traitement local. Le traitement local peut être effectué soit du point de vue de l'aménagement, soit du point de vue de dimensionnement.

Créer un réseau d'assainissement est une dépense d'investissement importante ce qui nécessite l'entretien, l'exploitation et la gestion qui restent les nécessités fondamentales pour qu'il soit fonctionnel et durable.

Enfin, nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement dans la commune de Ghardaïa plus fiable et plus rigoureux.

Annexes

N° SB	A (ha)	Tronçon	L partielle (m)	M	Côte TN Amont (m)	Côte TN Aval (m)	Côte de projet Amont (m)	Côte de projet Aval (m)	I _{part} (m/m)
SB1	119.35	A1-A2	37.33	0.72	504.65	504.11	503.85	500.47	0.01
		A2-A3	50		504.11	503.77	500.47	500	0.01
		A3-A4	50		503.77	500.55	500	499.85	0.01
		A4-A5	50		500.55	501.04	499.85	499.6	0.06
		A5-A6	50		501.04	501.35	499.6	499.35	0.005
		A6-A7	50		501.35	500.59	499.35	499.1	0.005
		A7-A8	37		500.59	500.31	499.1	498.91	0.005
		A8-A9	50		500.31	500.27	498.91	498.66	0.005
		A9-A10	29.83		500.27	499.92	498.66	498.51	0.005
		A10-A11	50		499.92	499.8	498.51	498.26	0.005
		A11-A12	33.94		499.8	500.05	498.26	498.09	0.005
		A12-A13	50		500.05	500.17	498.09	497.84	0.005
		A13-A14	51.23		500.17	498.83	497.84	497.59	0.005
		A14-A15	50		498.83	499.12	497.59	497.34	0.005
		A15-A16	21.44		499.12	499.12	497.34	497.23	0.005
		A16-A17	50		499.12	501.71	497.23	497.23	0.005
		A17-A18	16.51		501.71	501.44	497.23	497.13	0.002
		A18-A19	54.75		501.44	499.34	497.13	497.09	0.002
		A19-A20	29.45		499.34	499.32	497.09	496.99	0.002
		A20-A21	50		499.32	498.18	496.99	496.93	0.002
		A21-A22	23.54		498.18	497.69	496.93	496.83	0.002
		A22-A23	50		497.69	498.7	496.83	496.76	0.004
		A23-A24	36.29		498.7	499.46	496.76	496.6	0.002
		A24-A25	50		499.46	497.86	496.6	496.5	0.007
		A25-A26	50		497.46	498.62	496.5	493.43	0.002
		A26-A27	57		498.62	500.26	496.329	490.20	0.003
		A27-A28	50		500.26	497.87	496.179	486.81	0.003
		A28-A29	50		497.87	498.12	496.029	483.28	0.003
		A29-A30	50		498.12	497.72	495.879	479.59	0.003
		A30-A31	50		497.72	498.36	495.729	475.76	0.003
		A31-A32	50		498.36	498.31	495.579	471.77	0.003
		A32-A33	50		498.31	496.55	495.429	467.64	0.003
		A33-A34	50		496.55	495.89	495.279	463.35	0.003
		A34-A35	50		495.89	496.32	495.129	458.92	0.003
		A35-A36	31.12		496.32	496.42	495.03564	454.39	0.003
		A36-A37	50		496.42	496.1	494.88564	449.71	0.003
		A37-A38	50		496.1	496.04	494.73564	444.88	0.003
		A38-A39	50		496.04	497.04	494.58564	439.90	0.003
		A39-A40	50		497.04	496.16	494.43564	434.78	0.003
		A40-A41	50		496.16	495.55	494.28564	429.50	0.003

Annexes

		A41-A42	50		495.55	494.93	494.13564	424.07	0.003
--	--	---------	----	--	--------	--------	-----------	--------	-------

Annexe 01(suite) : Calcul des coefficients d'allongements

SB2	31.62	A42-A43	50	0.32	494.93	494.81	493.98	418.49	0.003
		A43-A44	46.8		494.81	494.88	493.84	412.77	0.003
		A44-A45	50		494.88	494.97	493.69	406.99	0.003
		A45-A46	37.77		494.97	495.38	493.58	400.92	0.003
SB3	131.43	A46-A47	46.8	0.91	495.38	494.66	493.44	394.80	0.003
		A47-A48	44.2		494.66	492.29	493.30	386.46	0.003
		A48-A49	50		494.66	494.94	493.10	386.46	0.004
		A49-A50	50		494.94	494.2	492.90	386.26	0.004
		A50-A51	50		494.2	493.72	492.70	385.86	0.004
		A51-A52	51.2		493.72	493.56	492.50	385.25	0.004
		A52-A53	11.94		493.56	494.55	492.45	384.60	0.004
		A53-A54	50		493.53	493.29	492.25	383.75	0.004
		A54-A55	50		493.29	495.14	492.05	382.70	0.004
		A55-A56	50		495.14	495.65	491.85	381.44	0.004
		A56-A57	50		495.65	492.65	491.65	379.99	0.004
		A57-A58	50		492.59	492.53	491.45	378.34	0.004
		A58-A59	41.65		492.53	493.35	491.28	376.52	0.004
		A59-A60	11.91		493.35	491.35	491.24	374.65	0.004
		A60-A61	15.67		491.73	491.74	491.17	372.72	0.004
		A61-A62	50		491.74	491.47	490.97	370.59	0.004
		A62-A63	28.37		491.47	491.3	490.86	368.35	0.004
		A63-A64	30.33		491.3	491.33	490.74	365.99	0.004
		A64-A65	50		491.33	490.85	490.54	363.42	0.004
		A65-A66	50		490.85	491.82	490.34	360.66	0.004
		A66-A67	46		491.82	491.54	490.16	357.71	0.004
		A67-A68	29.2		491.54	490.93	490.04	354.64	0.004
		A68-A69	50		490.93	490.65	489.84	351.38	0.004
		A69-A70	49.2		490.65	491.01	489.64	347.92	0.004
A70-A71	36.2	491.01	491.01	489.50	344.31	0.004			
A71-A72	50	491.01	489.91	489.30	340.50	0.004			
A72-A73	50	489.91	490.97	489.10	335.50	0.004			
A73-A74	50	490.97	490.26	488.85	335.50	0.005			
A74-A75	50	490.26	491.5	488.60	335.25	0.005			
A75-A76	50	491.5	491.73	488.35	334.75	0.005			
SB4	102.27	A76-A77	39.5		491.73	489.77	488.15	334.05	0.005
		A77-A78	50		489.77	490.13	487.90	333.10	0.005
		A78-A79	50		490.13	490	487.65	331.90	0.005
		A79-A80	50		490	489.87	487.40	330.46	0.005
		A80-A81	50		489.87	490.31	487.15	328.76	0.005
		A81-A82	50		490.31	490.29	486.90	326.81	0.005
		A82-A83	50		490.29	486.81	486.65	485.4	0.005
		A83-A84	50		486.81	486.15	485	482.95	0.025

Annexes

		A84-A85	57	0.47	486.15	485.89	485.11	480.22	0.005
		A85-A86	27.25		485.89	489.87	484.97	477.351	0.005
		A86-A87	10		489.87	490.46	484.92	474.43	0.005
SB5	8.91	A87-A88	18.81	0.38	490.46	487.58	484.83	471.41	0.005
		A88-A89	24		487.58	485.58	484.71	468.28	0.005
		A89-A90	23.14		485.58	485.35	484.59	465.03	0.005
		A90-A91	50		485.35	486.95	484.34	461.53	0.005
SB6	25.15	A91-A92	12	0.65	486.95	484.9	484.28	457.98	0.005
		A92-A93	49		484.9	486.81	484.04	454.17	0.005
		A93-A94	21.4		486.81	483.57	483.93	450.26	0.005
		A94-A95	50		486.57	486.5	483.68	446.10	0.005
		A95-A96	33.42		486.5	485.5	483.51	441.77	0.005
		A96-A97	23.75		485.5	484.82	483.40	437.33	0.005
		A97-A98	50		484.82	485.83	483.15	432.63	0.005
		A98-A99	43		485.83	485.93	482.93	427.72	0.005
		A99-A100	45		485.93	483.66	482.71	424.64	0.005
		A100-A101	50		483.66	485.31	482.56	424.64	0.004
		A101-A102	50		483.91	483.38	482.41	424.49	0.004
		A102-A103	50		483.38	485.59	482.26	424.19	0.004
		A103-A104	10.25		483.59	485.28	482.23	423.86	0.004
		A104-A105	34.94		483.28	483.53	482.12	423.42	0.004
		A105-A106	14.93		483.53	484.7	482.08	422.94	0.004
		A106-A107	41.2		484.07	484.3	481.95	422.34	0.004
		A107-A108	50		484.3	484.12	481.80	421.58	0.004
		A108-A109	25.3		484.12	483.07	481.73	420.75	0.004
		A109-A110	50		483.07	482.91	481.58	419.77	0.004
		A110-A111	36.28		482.91	482.7	481.47	418.69	0.004
		A111-A112	21.43		482.7	483.03	481.40	417.53	0.004
		A112-A113	50		483.03	483.14	481.25	416.23	0.004
		A113-A114	31.1		483.14	481.94	481.16	414.83	0.004
A114-A115	53	481.94	481.82	481.00	413.28	0.004			
A115-A116	50	481.82	481.91	480.85	411.57	0.004			
A116-A117	50	481.91	481.77	480.70	409.72	0.004			
A117-A118	60	481.77	483.61	480.52	407.68	0.004			
A118-A119	50	482.61	482.78	480.37	405.50	0.004			
A119-A120	50	482.78	482.81	480.22	403.16	0.004			
A120-A121	50	482.81	482.72	480.07	400.68	0.004			
A121-A122	50	482.72	482.73	479.92	398.04	0.004			
A122-A123	30	482.73	482.53	479.83	395.320	0.004			

Annexe 02 : Pluies journalières maximales fréquentielles

Temps de retour (an)	Fréquence au non dépassement %	Variable réduite de Gumbel (y)	Pluie journalière maximale fréquentielle (mm)
2	0,5	0,37	17,3
5	0,8	1,50	28,4
10	0,9	2,25	35,8
20	0,95	2,97	42,9
50	0,98	3,90	52,0
100	0,99	4,60	58,9

Annexe 03 : Ajustement à la loi de Gumbel

Valeurs de départ	Valeurs classées	ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Borne inférieure	Borne supérieure
24,7	2.9	1	0.014	-1.451	-5.75	7.76
17,2	4	2	0.044	-1.138	-3.32	8.38
17,9	6.7	3	0.073	-0.962	0.12	10.84
11,3	6.8	4	0.102	-0.825	0.75	10.80
18,6	7	5	0.132	-0.705	1.37	10.90
46,5	8.8	6	0.161	-0.602	3.52	12.65
13,0	8.9	7	0.191	-0.504	3.91	12.72
9,4	9.4	8	0.22	-0.414	4.66	13.23
2,9	10	9	0.25	-0.326	5.47	13.85
20,2	10.9	10	0.279	-0.244	6.56	14.81
6,8	11.3	11	0.308	-0.163	7.11	15.28
36,6	11.9	12	0.338	-0.081	7.83	15.98
8,8	12	13	0.367	-0.002	8.03	16.21
8,9	12.6	14	0.397	0.079	8.71	16.96
6,7	13	15	0.426	0.158	9.16	17.53
27,9	16.2	16	0.455	0.238	12.39	20.93
10,9	17.2	17	0.485	0.323	13.39	22.15
12,6	17.9	18	0.514	0.407	14.08	23.11
11,9	18	19	0.544	0.496	14.14	23.49
54,8	18	20	0.573	0.585	14.08	23.80

Annexes

30,0	18.6	21	0.602	0.678	14.60	24.74
12,0	20.2	22	0.632	0.778	16.10	26.72
23,0	23	23	0.661	0.881	18.77	29.95
4,0	23	24	0.691	0.995	18.61	30.41
26,0	24	25	0.72	1.113	19.43	31.93
18,0	24.7	26	0.75	1.245	19.91	33.21
18,0	26	27	0.779	1.387	20.95	35.17
24,0	27.9	28	0.808	1.545	22.55	37.83
33,0	30	29	0.838	1.733	24.28	40.81
46,0	33	30	0.867	1.946	26.82	44.87
7,0	36.6	31	0.897	2.219	29.84	49.81
16,2	46	32	0.926	2.565	38.44	60.99
10,0	46.5	33	0.955	3.078	37.71	64.19
23,0	54.8	34	0.985	4.192	43.31	78.30

Annexe 04 : Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin.

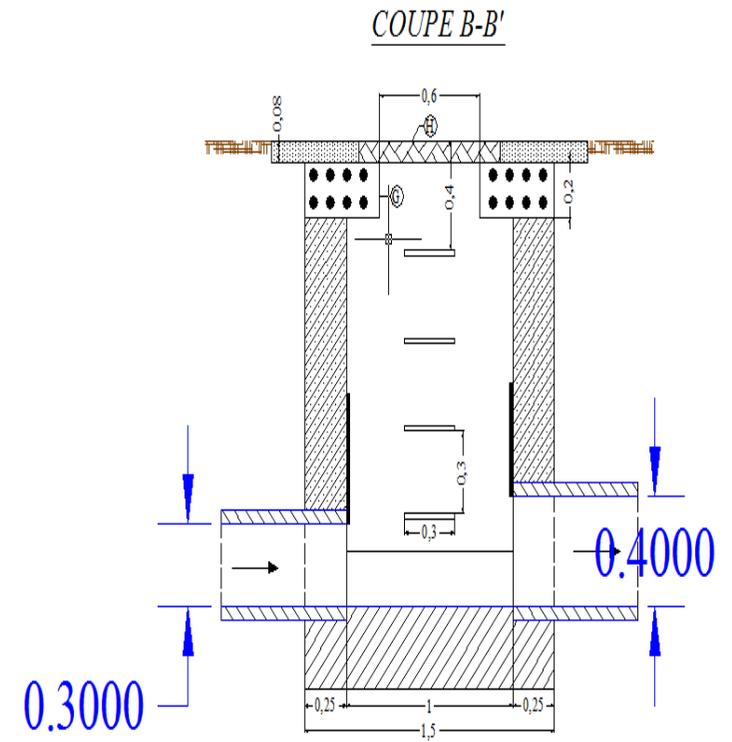
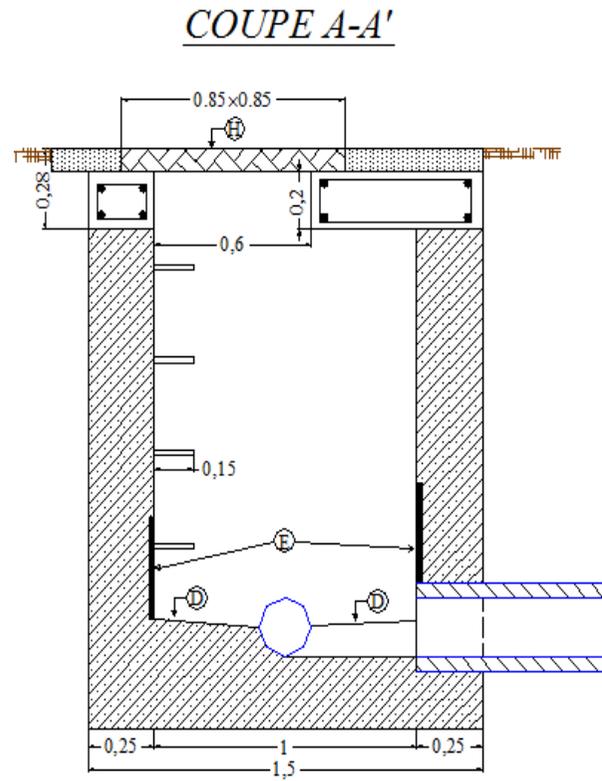
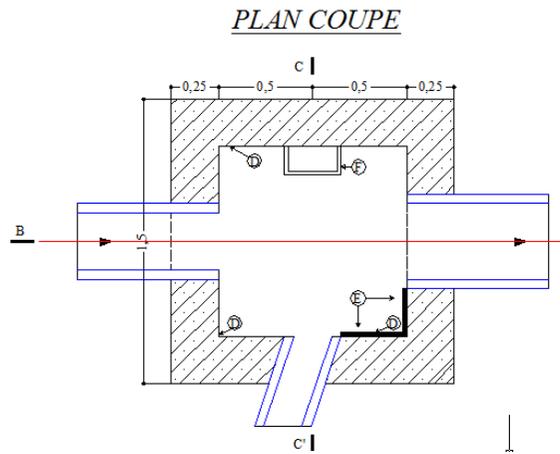
N°SB	Type d'équipement	Unité de Mesure	Nombre de consommateur	Dotation (l/j/unité)	Débit équip rejeté	Débit total du SB (l/s)
1	Ecole: -Primaire (2)	Elève	700	10	0.081	0.081
	-C.EM	Elève	400	10	0.046	
	A.P.C	Fonctionnaire	75	10	0.008	
	Mosquée (4)	Fidèle	100	30	0.004	
2	-----	-----	-----	-----	-----	-----
3	Ecole: -Primaire (6)	Elève	350	10	0.243	1.811
	A.P.C	Fonctionnaire	75	10	0.008	
	Salle de sport(1)	m ²	2856.45	20	0.661	
	Mosquée (4)	Fidèle	100	30	0.138	
	Maison de jeune(1)	m ²	3255.5	20	0.753	
	Polyclinique(1)	Malade	25	20	0.005	
4	Ecole: -Primaire (2)	Elève	700	10	0.081	0.274
	-C.EM(1)	Elève	400	10	0.046	

Annexes

	A.P.C	Fonctionnaire	75	10	0.008	
5	Ecole: -Primaire (3)	Elève	1050	10	0.121	0.296
	A.P.C	Fonctionnaire	75	10	0.008	
	Mosquée (2)	Fidèle	100	30	0.034	
	P.T.T (2)	Fonctionnaire	30	50	0.017	
	A.P.C	Fonctionnaire	75	10	0.008	
	Marché(1)	m ²	181.69	50	0.105	
6	Ecole: -Primaire (2)	Elève	700	10	0.081	0.124
	Mosquée (2)	Fidèle	100	30	0.034	
	A.P.C	Fonctionnaire	75	10	0.008	

Annexe 06 : Regard de visite

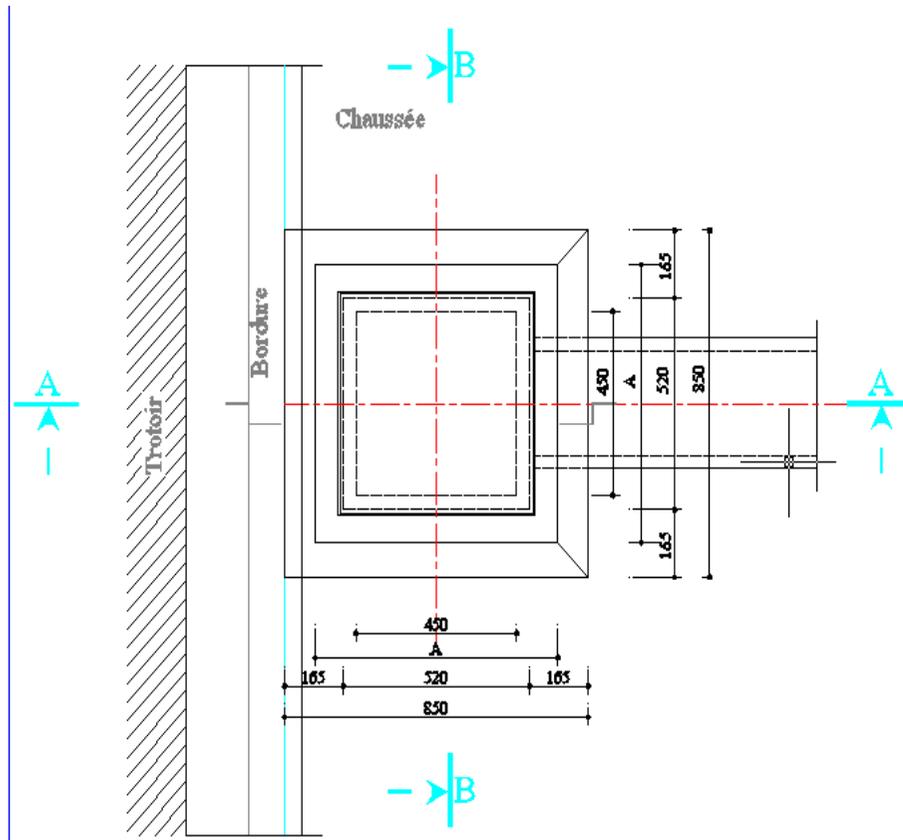
REGARD DE VISITE



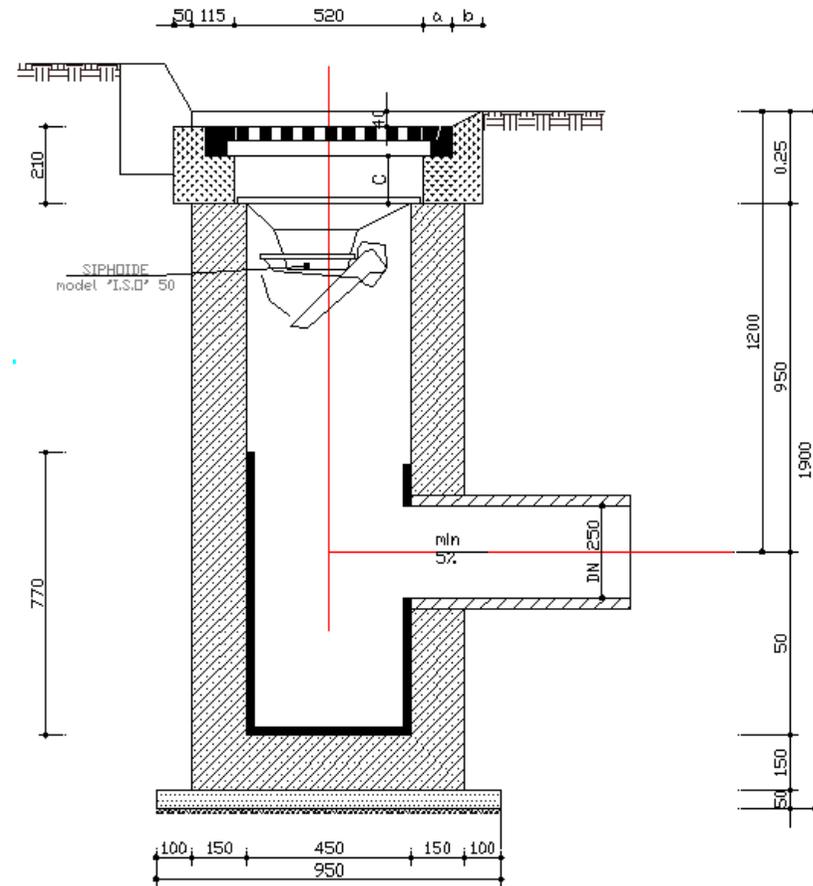
Annexe 07 : Plan type de bouche d'égout

PLAN TYPE DE BOUCHE D'EGOUT

VUE DE DESSUS

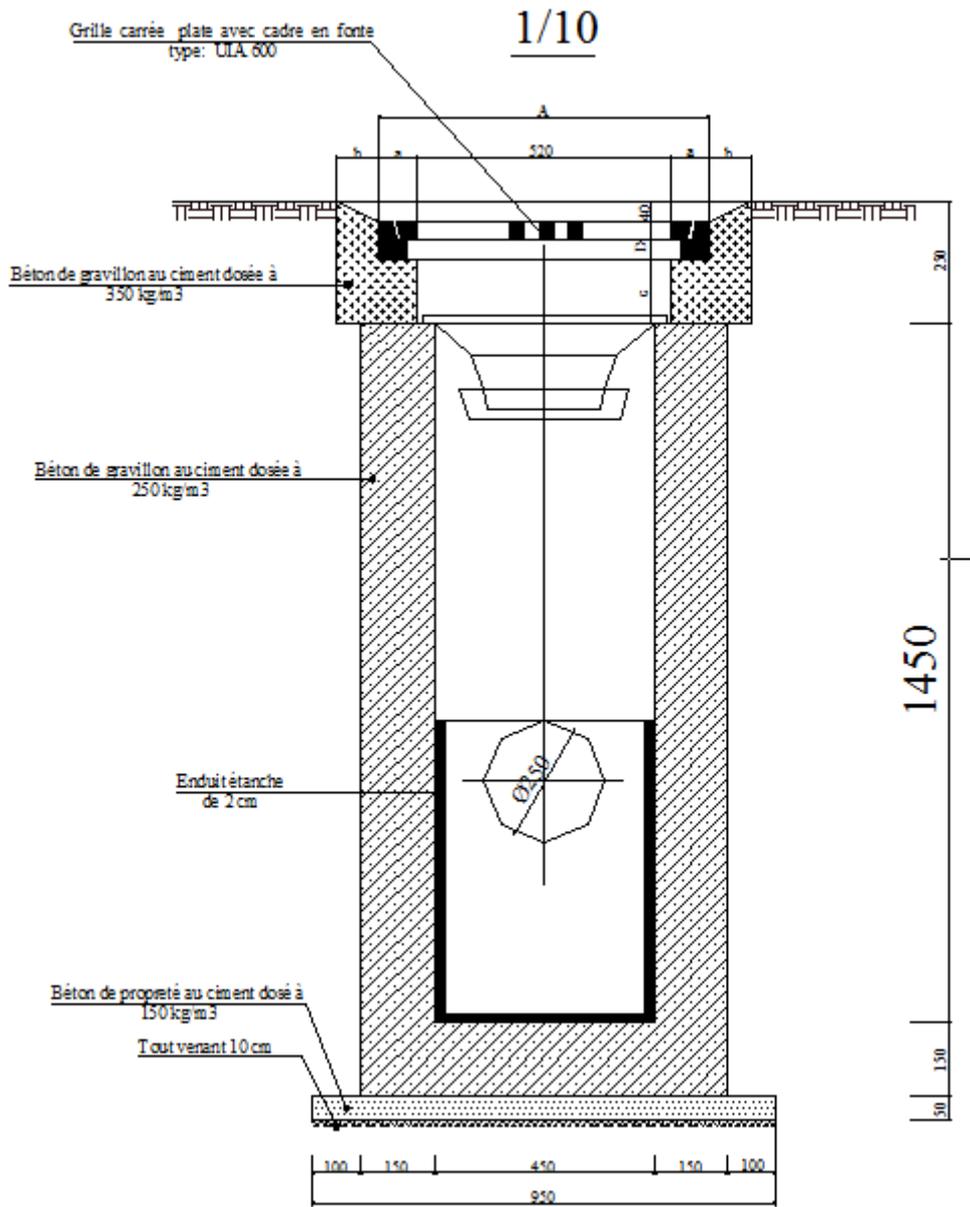


COUPE A

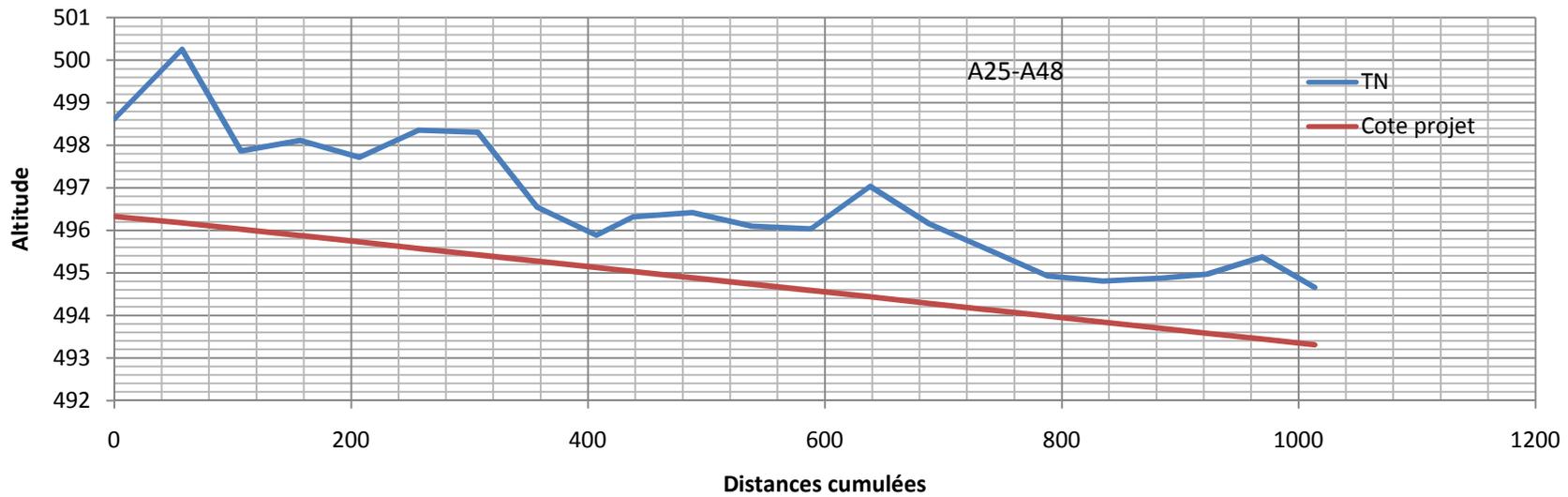
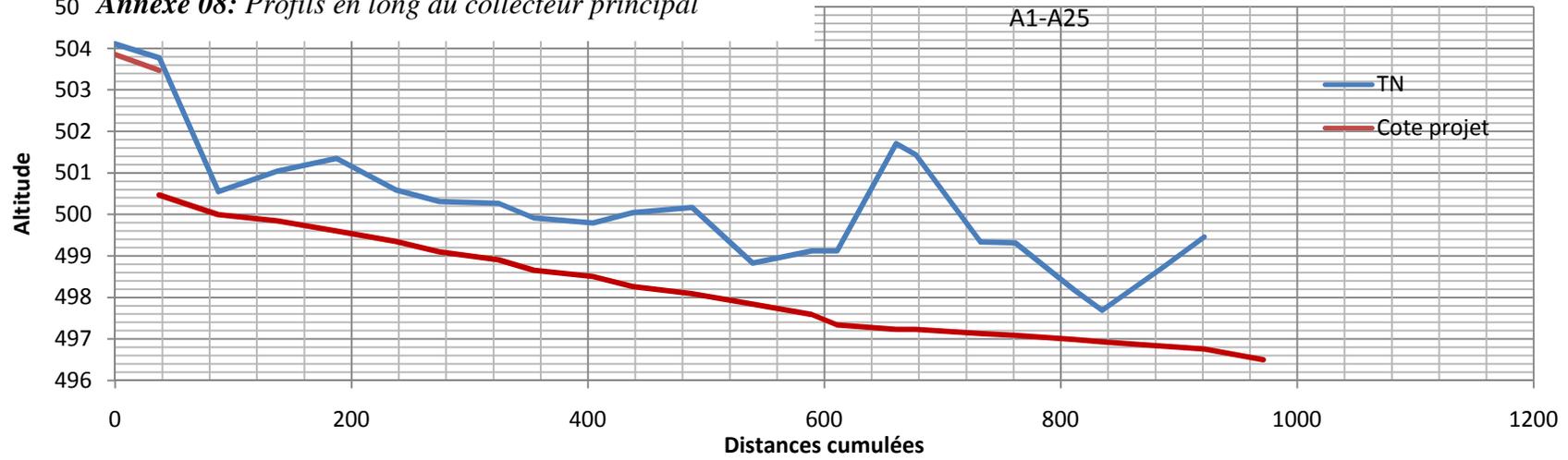


Annexe 07 (suite): Plan type de bouche d'égout

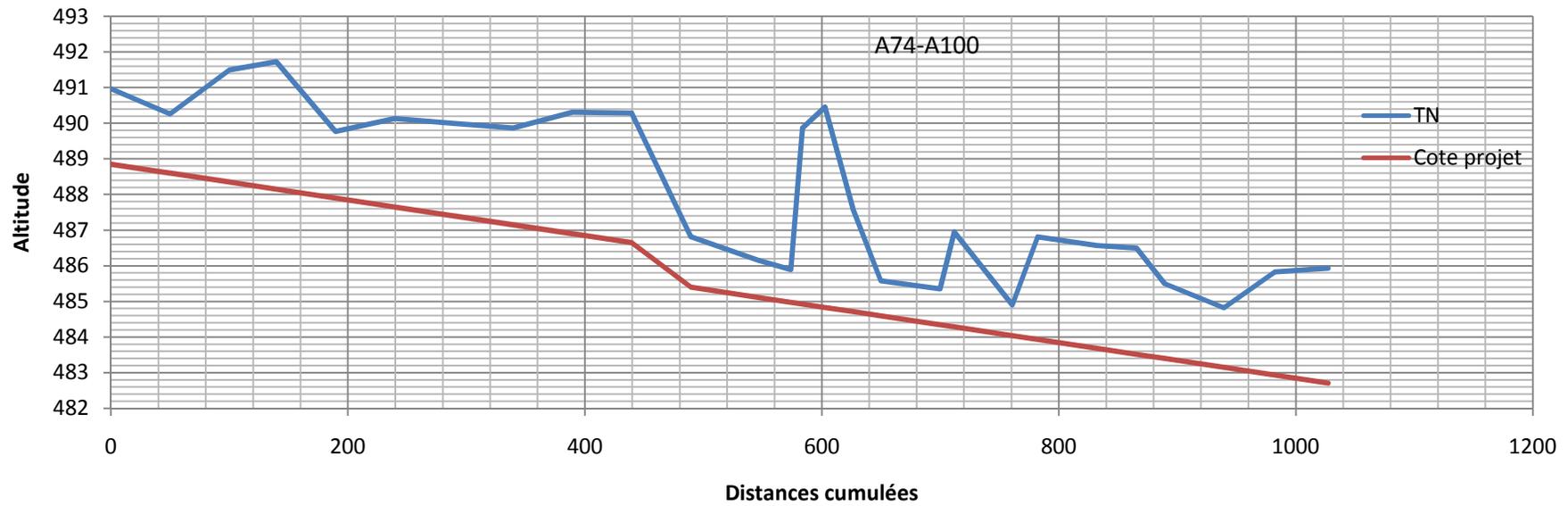
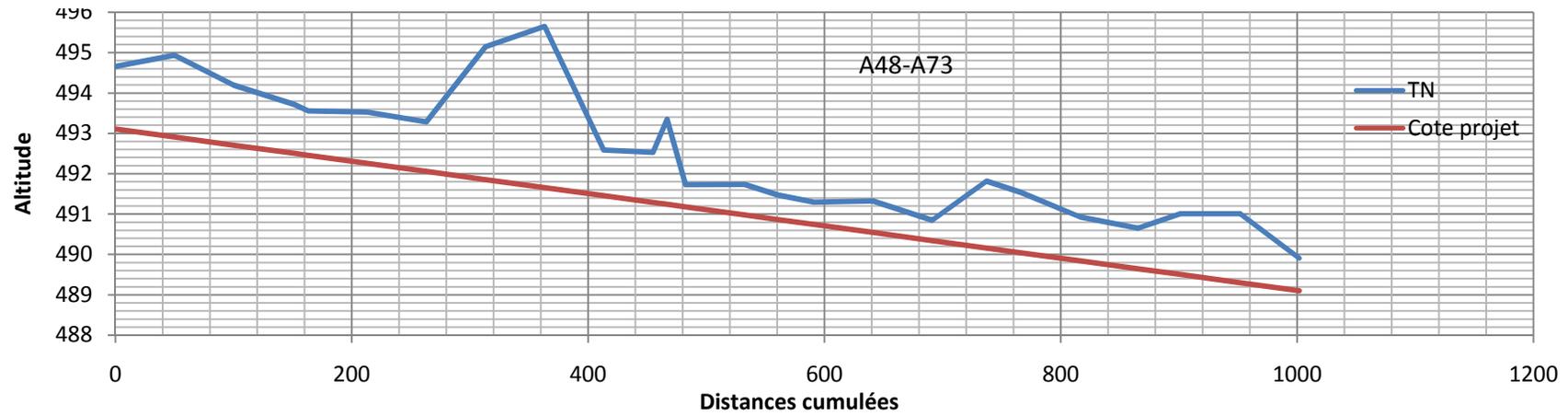
COUPE B



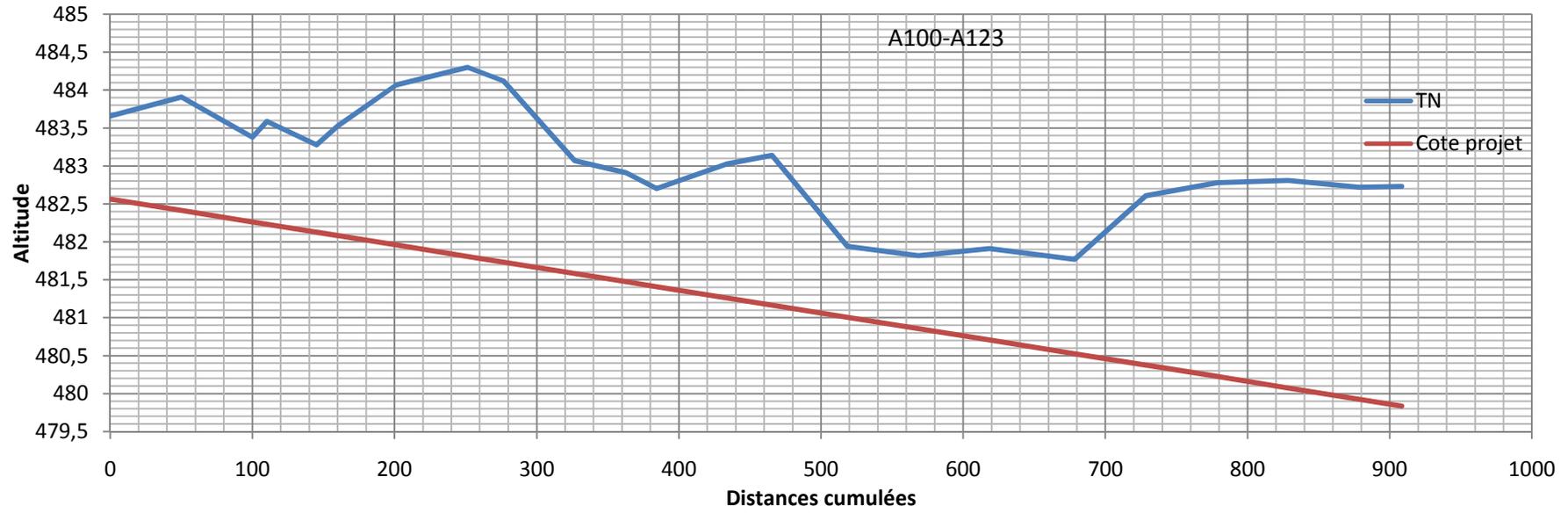
50 *Annexe 08: Profils en long du collecteur principal*



Annexe 08(suite): Profils en long du collecteur principal



Annexe 08 (suite) : Profils en long du collecteur principal



Annexe I

Table des caractéristiques des conduites partiellement remplies

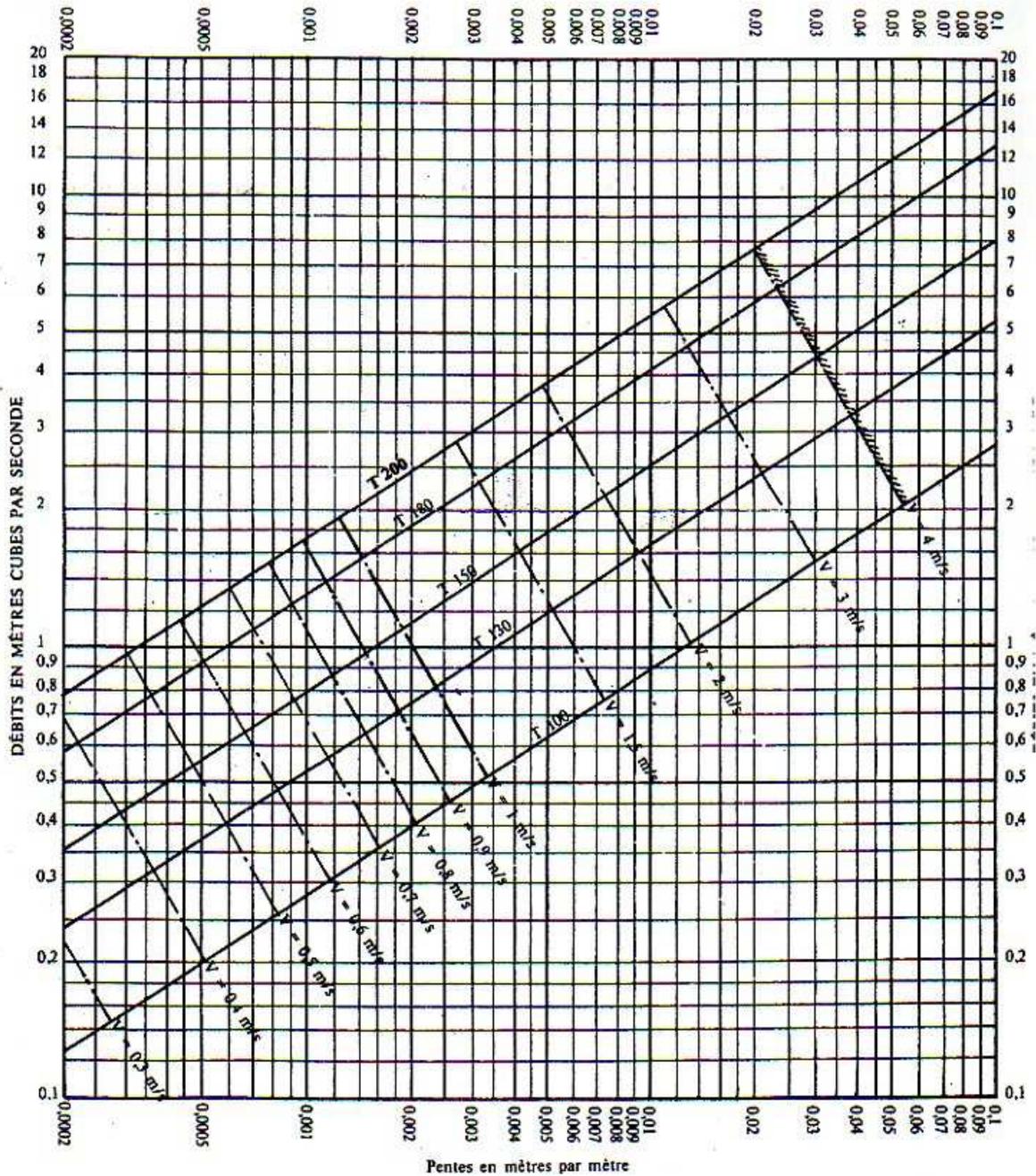
CANALISATIONS CIRCULAIRES PARTIELLEMENT REMPLIES							
H/D	TETA	Q/QPS	V/VPS	S/SPS	L/D	R ₀₁ /R	RFR
0.02	0.2838	0.001	0.14	0.003	0.280	0.013	0.151
0.04	0.4027	0.003	0.22	0.013	0.392	0.026	0.187
0.06	0.4949	0.007	0.29	0.024	0.475	0.039	0.210
0.08	0.5735	0.013	0.35	0.037	0.543	0.051	0.229
0.10	0.6435	0.021	0.40	0.052	0.600	0.064	0.241
0.12	0.7075	0.031	0.45	0.068	0.658	0.075	0.251
0.14	0.7670	0.042	0.50	0.085	0.694	0.087	0.260
0.16	0.8230	0.056	0.54	0.103	0.733	0.099	0.266
0.18	0.8763	0.071	0.58	0.122	0.768	0.110	0.272
0.20	0.9273	0.088	0.62	0.142	0.800	0.121	0.276
0.22	0.9764	0.106	0.65	0.163	0.828	0.131	0.279
0.24	1.0239	0.126	0.68	0.185	0.854	0.142	0.281
0.26	1.0701	0.148	0.72	0.207	0.877	0.152	0.283
0.28	1.1152	0.171	0.75	0.229	0.898	0.161	0.284
0.30	1.1593	0.196	0.78	0.252	0.917	0.171	0.284
0.32	1.2025	0.222	0.80	0.276	0.933	0.180	0.284
0.34	1.2451	0.249	0.83	0.300	0.947	0.189	0.284
0.36	1.2870	0.277	0.86	0.324	0.960	0.198	0.284
0.38	1.3284	0.307	0.88	0.349	0.971	0.206	0.284
0.40	1.3694	0.337	0.90	0.374	0.980	0.214	0.284
0.42	1.4101	0.368	0.92	0.399	0.987	0.222	0.284
0.44	1.4505	0.400	0.94	0.424	0.993	0.229	0.284
0.46	1.4907	0.433	0.96	0.449	0.997	0.237	0.284
0.48	1.5308	0.466	0.98	0.475	0.999	0.243	0.284
0.50	1.5708	0.500	1.00	0.500	1.000	0.250	0.284
0.52	1.6108	0.534	1.02	0.525	0.999	0.256	0.284
0.54	1.6507	0.568	1.03	0.551	0.997	0.262	0.284
0.56	1.6911	0.603	1.05	0.576	0.993	0.268	0.284
0.58	1.7315	0.637	1.06	0.601	0.987	0.273	0.284
0.60	1.7722	0.672	1.07	0.626	0.980	0.278	0.284
0.62	1.8132	0.706	1.08	0.651	0.971	0.282	0.284
0.64	1.8546	0.740	1.09	0.676	0.960	0.286	0.284
0.66	1.8965	0.773	1.10	0.700	0.947	0.290	0.284
0.68	1.9391	0.806	1.11	0.724	0.933	0.293	0.284
0.70	1.9823	0.837	1.12	0.748	0.917	0.296	0.284
0.72	2.0264	0.868	1.13	0.771	0.898	0.299	0.284
0.74	2.0713	0.899	1.13	0.793	0.877	0.301	0.284
0.76	2.1176	0.926	1.14	0.815	0.854	0.302	0.284
0.78	2.1652	0.953	1.14	0.837	0.828	0.304	0.284
0.80	2.2143	0.977	1.14	0.858	0.800	0.304	0.284
0.82	2.2653	1.000	1.14	0.878	0.768	0.304	0.284
0.84	2.3184	1.021	1.14	0.897	0.733	0.304	0.284
0.86	2.3746	1.039	1.14	0.915	0.694	0.303	0.284
0.88	2.4341	1.054	1.13	0.932	0.650	0.301	0.284
0.90	2.4981	1.066	1.12	0.948	0.600	0.298	0.284
0.92	2.5681	1.073	1.12	0.963	0.543	0.294	0.284
0.94	2.6467	1.076	1.10	0.976	0.475	0.289	0.284
0.96	2.7389	1.071	1.09	0.987	0.392	0.283	0.284
0.98	2.8578	1.057	1.06	0.995	0.280	0.274	0.284
1.00	3.1416	1.000	1.00	1.000	0.000	0.250	0.000

ANNEXE VIII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations ovoïdes)

Formule de Bazin



TOUAIBIA, B., (2003), «Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique de Blida.

Brière, F., (1997), « distribution et collecte des eaux », édition de l'école polytechnique de Montréal,

Gomella, C., Guerrée, H., (1986), « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), 243pages.

REGIS, B., (1984), «les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », 287pages.

Dernouni, F., « Cours d'assainissement », Ecole Nationale supérieure de l'hydraulique de Blida.

Marc, S. ; Bechir, S., (1999), « Guide technique de l'assainissement », 2^{eme} édition, France

Carlier, M., (1986). « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles.

Webographie:

<http://www.sciences.univ->

<http://algerie.el-annabi.com/wilaya/ghardaia.htm>

www.siarl.fr/diagnostics.htm

Techniques de l'ingénieur.htm