

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP



GC0049

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

Centre de Thiès

Département Génie Civil

Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur de Conception

Titre : CONCEPTION D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT
POUR LA VILLE DE TOUBA

Auteurs : Cheikh Mamadou GAYE
Cheikh MBAYE

Directeurs : M. El Hadji Bamba DIAW
M. Sèni TAMBA

Année : 2002 – 2003

DEDICACES

À nos parents

À nos frères et sœurs

À tous les amis

À toute la promotion 2002-2003 de L.T.SG

REMERCIEMENTS

Nous aimerions exprimer notre reconnaissance à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail, particulièrement à :

- Messieurs El Hadji Bamba DIAW et Sèni TAMBAL, pour avoir proposé le sujet, mais aussi et surtout pour la disponibilité et la patience dont ils ont fait preuve dans notre encadrement ;
- Monsieur Seyni NDOYE, professeur d'hydraulique urbaine à l'ESP, pour avoir mis à notre disposition une bibliographie fournie traitant de l'assainissement ;
- Monsieur Amadou Sarr, professeur d'hydrologie à l'ESP, pour ses conseils techniques et sa disponibilité ;
- Monsieur Alassane BA, professeur de topographie à l'ESP, pour nous avoir permis la prise en main du logiciel de représentation de système d'information géographique ArcVIEW ;
- Monsieur Madior FALL, Directeur de l'Assainissement du Sénégal, pour la mise à notre disposition de données d'assainissement sur la ville de Touba ;
- Monsieur Mamadou NDIAYE, Directeur de l'Équipement et de la Maintenance (DEM) du Ministère de l'Hydraulique pour son soutien à la recherche de données ;
- Monsieur Modou MBAYE, ingénieur de la 3^{ème} promotion de l'ESP, agent de la Direction de l'Équipement et de la Maintenance pour son assistance.

Nous profiterons aussi de cette occasion pour remercier tout le corps professoral de l'École Supérieure Polytechnique, pour nous avoir permis d'acquérir le soubassement scientifique et technique nécessaire à la réalisation de ce projet.

SOMMAIRE

Ce présent projet a pour objet la conception d'un réseau d'assainissement pour la ville de Touba.

En effet, l'urbanisation progressive de cette ville a des répercussions considérables en matière d'assainissement : un accroissement des débits d'eaux pluviales et un important flux d'eaux usées. Ces phénomènes, associés à l'occupation des cuvettes dans la ville, ont des effets néfastes pour les populations surtout lors des périodes pluvieuses. Par conséquent, une bonne gestion de ces eaux dans le milieu urbain devient plus que nécessaire.

Dans ce projet, les problèmes d'assainissement de la ville de Touba ont été analysés ainsi que leur répercussion sur la vie quotidienne des populations et les différents types de réseau d'assainissement passés en revue afin de déterminer le meilleur choix possible pour cette ville.

Le phénomène de ruissellement urbain a été analysé de par les études hydrologiques, topographiques, de l'occupation du sol des bassins versants situés dans l'agglomération de Touba pour estimer, par la méthode rationnelle, les débits de drainage ainsi que les sections des ouvrages de collecte.

Ensuite, les populations des différents bassins de collecte des eaux usées ont été estimées et les débits minimaux et maximaux quantifiés avant le dimensionnement des ouvrages.

Une évaluation financière et une représentation dans un système d'information géographique avec le logiciel ArcVIEW complètent la conception du réseau d'assainissement.

Mots-clefs : assainissement, eaux pluviales, eaux usées, débits, dimensionnement, conduite, canaux, SIG.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	I
REMERCIEMENTS	II
SOMMAIRE.....	III
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	VIII
LISTE DES ABBREVIATIONS	IX
INTRODUCTION	1
1^{ERE} PARTIE : GENERALITES	4
I. PRESENTATION DE LA VILLE DE TOUBA	4
I.1 PRESENTATION GENERALE	4
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	4
I.3 SITUATION ADMINISTRATIVE.....	6
I.4 EVOLUTION SPATIALE ET DEMOGRAPHIQUE DE LA VILLE	7
II. PROBLEMATIQUE DE L'ASSAINISSEMENT A TOUBA	10
II.1 LES EAUX PLUVIALES.....	10
II.1.1 <i>L'occupation d'anciens lits de marigots</i>	10
II.1.2 <i>L'imperméabilisation</i>	10
II.1.3 <i>L'infrastructure routière</i>	11
II.1.4 <i>Les zones critiques</i>	11
II.2 LES EAUX USEES	12
II.2.1 <i>Réseau d'assainissement inexistant</i>	12
II.2.2 <i>Augmentation des flux d'eaux usées</i>	13
III. CHOIX D'UN SYSTEME DE DRAINAGE	15
III.1 SYTEME DE COLLECTE ET DE D'EVACUATION	15
III.1.1 <i>L'assainissement individuel</i>	15
III.1.2 <i>L'assainissement collectif [18]</i>	16
III.2 COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTS SYSTEMES [18].....	19
III.2.1 <i>Ruccordement des immeubles</i>	19
III.2.2 <i>Épuration</i>	19
III.2.3 <i>Hygiène et protection des milieux récepteurs</i>	20
III.2.4 <i>Dépenses de premier établissement et d'exploitation</i>	20
III.2.5 <i>Conditions de fonctionnement et d'entretien</i>	22
III.3 CONSIDERATIONS FINALES POUR LE CHOIX D'UN RESEAU	22
III.4 LES NOUVELLES APPROCHES	23
III.4.1 <i>Principes de l'approche alternative</i>	23
III.4.2 <i>Avantages</i>	24
III.5 CHOIX DE SYSTEME POUR LA VILLE DE TOUBA.....	25

2 EME PARTIE : ASSAINISSEMET DES EAUX PLUVIALES	26
I. ETUDE HYDROLOGIQUE	26
I.1. TYPOLOGIE DES PLUIES.....	26
I.2 DESCRIPTION DES TORNADES.....	26
I.3 NOTION DE PERIODE DE RETOUR.....	27
I.4 CHOIX D'UNE PERIODE DE RETOUR [1].....	27
I.5 MODELES DE PLUIES.....	28
I.6 COURBES INTENSITE-DUREE-FREQUENCE (IDF).....	28
I.7 CHOIX DES PARAMETRES DE MONTANA POUR LA VILLE DE TOUBA.....	29
II. ETUDE TOPOGRAPHIQUE	30
II.1 DEFINITION.....	30
II.2 ETABLISSEMENT DES COURBES DE NIVEAU.....	30
II.3 DELIMITATION DES BASSINS ET SOUS-BASSINS.....	32
II.4 CARACTERISTIQUES.....	34
III. LA PEDOLOGIE ET LE MODE D'OCCUPATION DES SOLS	38
III.1 LA PEDOLOGIE.....	38
III.2 LE MODE D'OCCUPATION DES SOLS.....	38
III.2.1 <i>Le coefficient de ruissellement</i>	39
IV. EVALUATION DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES	41
IV.1 LA METHODE RATIONNELLE.....	41
IV.2 UTILISATION DE LA METHODE RATIONNELLE.....	42
V. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'EAUX PLUVIALES	43
V.1 DETERMINATION DE LA PENTE.....	43
V.2 DETERMINATION DE LA SECTION TRANSVERSALE.....	43
V.2.1 <i>Méthodologie de résolution</i>	44
V.2.2 <i>Paramètres de calcul</i>	45
V.2.3 <i>Calcul du réseau</i>	47
3EME PARTIE : ASSAINISEMENT DES EAUX USEES	54
I. BASSINS DE COLLECTE	54
I.1 EVALUATION ET REPARTITION DES POPULATIONS A Assainir.....	54
I.1.1. <i>La population actuelle</i>	54
I.1.2. <i>La population future</i>	56
I.2 EVALUATION DES DEBITS.....	56
I.2.1 <i>Evaluation du débit minimal actuel</i>	56
I.2.2 <i>Evaluation des débits maxima d'avenir</i>	57
II. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DES EAUX USEES	60
II.1 CALCUL DES SECTIONS DE CONDUITES.....	60
II.2 CONDITIONS D'AUTOCLURAGE [8].....	61
II.3 LES RESERVOIRS DE CHASSE.....	66
II.4 LES STATIONS DE RILEVEMENT.....	68
II.5 LES REGARDS D'EGOUT.....	68

4^{ME} PARTIE : EVALUATION FINANCIERE.....	70
I. COÛT D'INVESTISSEMENT DU RESEAU PLUVIAL.....	70
I.1 LA PREPARATION DU TERRAIN.....	70
I.2 LES CANAUX.....	73
I.3 LES OUVRAGES ANNEXES.....	76
I.4 LA VOIRIE.....	76
II. COÛTS D'INVESTISSEMENT DU RESEAU D'EVACUATION DES EAUX USEES.....	76
III. COÛTS D'INVESTISSEMENT DES STATIONS DE LAGUNAGE.....	78
IV. RECAPITULATIF.....	78
5^{ME} PARTIE : SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE.....	79
I. DEFINITION DES SYSTEMES D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE.....	79
II. MODES DE REPRÉSENTATION DE L' INFORMATION GÉOGRAPHIQUE.....	79
II.1 DONNÉES RASTER :.....	79
II.2 DONNÉES VECTORIELLES :.....	79
II.3 DONNÉES GRAPHIQUES.....	80
II.4 DONNÉES ALPHANUMÉRIQUES.....	80
III. UTILITE DES SYSTEMES D' INFORMATION GEOGRAPHIQUE.....	80
IV. LES DOMAINES D' APPLICATION.....	80
V. APPLICATION DANS LA CONCEPTION D' UN RESEAU D' ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES ET PLUVIALES POUR LA VILLE DE TOUBA.....	81
CONCLUSION.....	89
RECOMMANDATIONS.....	91
ANNEXES.....	92
BIBLIOGRAPHIE.....	107

LISTE DES FIGURES

Figure 1 :	Situation géographique de Touba.....	5
Figure 2 :	Les différents quartiers de la ville.....	9
Figure 3 :	Les courbes de niveau de la ville de Touba.....	31
Figure 4 :	Limite des sous-bassins.....	33
Figure 5 :	Croquis urbain de Touba.....	83
Figure 6 :	Voirie urbaine de Touba.....	84
Figure 7 :	Limites des bassins et sous-bassins versants.....	85
Figure 8 :	Réseau d'évacuation des eaux pluviales.....	86
Figure 9 :	Réseau d'évacuation des eaux usées.....	87
Figure 10 :	Courbes de niveau de la ville de Touba.....	88

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 :	Ampleur des inondations.....	12
Tableau 2 :	Les modes d'assainissement.....	14
Tableau 3 :	Paramètres de Montana pour la ville de Touba.....	29
Tableau 4 :	Caractéristiques des bassins d'influence.....	35
Tableau 5 :	La parcellisation.....	38
Tableau 6 :	Paramètres de calcul.....	45
Tableau 7 :	Sections et pentes critiques des canaux.....	49
Tableau 8 :	Caractéristiques géométriques des canaux.....	52
Tableau 9 :	Population de Touba en 1988 et 1997.....	54
Tableau 10 :	Estimation de la population de Touba en 2003.....	55
Tableau 11 :	Estimation de la population de Touba en 2013.....	56
Tableau 12 :	Débit minimal actuel par quartier.....	57
Tableau 13 :	Forage alimentant la ville de Touba.....	58
Tableau 14 :	Distribution des puits à Touba.....	58
Tableau 15 :	Taux de restitution par quartier et débits maxima d'avenir.....	60
Tableau 16 :	Récapitulatif du calcul des sections de conduites.....	64
Tableau 17 :	Récapitulatif de la vérification des deux premières conditions d'autocurage.....	65
Tableau 18 :	Récapitulatif de la vérification de la troisième condition d'autocurage.....	66
Tableau 19 :	Capacité des réservoirs de chasse.....	67
Tableau 20 :	Caractéristiques des stations de relevage.....	68
Tableau 21 :	Coût de préparation du terrain.....	70
Tableau 22 :	Coût des canaux à ciel ouvert.....	73
Tableau 23 :	Récapitulatif des conduites utilisées dans le réseau d'eaux usées.....	77
Tableau 24 :	Estimation des coûts des conduites regards d'égout et station de relèvement.....	78
Tableau 25 :	Récapitulatif de l'ensemble des coûts d'investissement.....	78

LISTE DES ABREVIATIONS

- CAUS** : Cabinet d'Urbanisme et d'Architecture du Sénégal ;
PDA : Plan Directeur d'Assainissement ;
PDU : Plan Directeur d'Urbanisme ;
PVC : Polychlorure de vinyle ;
PEHD : Polyéthylène haute densité ;
SIG : Système d'Information Géographique.

INTRODUCTION

L'assainissement d'une ville a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux polluées et usées, et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Le terme *assainissement* peut ainsi avoir au moins deux sens. Le premier correspond à une approche physique : c'est l'ensemble des équipements utilisés : réseaux d'assainissement, assainissement autonome, stations d'épuration, pour évacuer les eaux d'une agglomération qu'elles soient usées ou pluviales. Le deuxième a une acception plus large : c'est l'ensemble des stratégies utilisées par les habitants des villes, responsables officiels ou non, pour essayer de répondre aux problèmes posés par la circulation de l'eau en excluant la production et la distribution d'eau potable.

Les pays du tiers monde ont un grand défi à relever. C'est d'assurer une bonne gestion de leurs villes. Cependant la gestion urbaine devient de plus en plus difficile de par la taille et la complexité des problèmes rencontrés. La gestion de l'eau constitue, dans ce lot, un des problèmes cruciaux par sa double dimension : « ressource » et « risque ». Malgré des politiques de plus en plus engagées au niveau national et international, les villes du tiers monde n'arrivent pas à mettre en place un système d'assainissement qui assure le métabolisme urbain lié à l'eau.

Avec la croissance urbaine galopante de la seconde moitié du siècle dernier, les villes du tiers monde en générale et les villes africaines en particulier se sont exposées aux problèmes de l'assainissement sans avoir mis suffisamment de temps, ni de moyens pour y faire face. Au-delà de ces contraintes, le développement urbain a été également handicapé par la mauvaise gestion des moyens disponibles : corruption, manque de rigueur et d'engagement, calquage de modèles parachutes. Comme de nombreux chercheurs l'ont déjà montré [1],[12] depuis une vingtaine d'années le transfert aveugle des modèles compliquait d'avantage les problèmes des pays en développement. L'impact de cette impertinence est vécu sur divers plans :

- contraintes liées au régime climatique,
- contraintes liées à l'urbanisation,

méthodologie suivante :

Ce présent projet s'inscrit dans cette lancée. Pour son exécution, nous avons envisagé la

réseau conçu.

- un système de gestion adéquate qui puisse garantir la pérennité de l'exploitation du traitement des eaux usées et pluviales ;

- un système de drainage efficace qui puisse assurer la collecte, le transport et le

Pour remédier à cette situation, il faudra :

Les dégâts ainsi causés aux populations, du fait de la non résolution de ces problèmes, sont nombreux : dégradation des habitats, dégradation des voies et infrastructures publiques, obligation de recourir à un assainissement individuel non maîtrisé ni contrôlé. Or où la nécessité d'actions ciblées pour doter la ville d'une politique d'assainissement adéquate.

- une croissance fulgurante de la population donc des flux d'eaux usées.
- des habitations situées dans des dépressions que constituent les lits d'anciens marigots.
- flux d'eau provenant de la pluie et de l'activité humaine ;
- une absence de réseau d'assainissement capable de collecter, d'évacuer et de traiter les

ces mêmes problèmes d'assainissement caractérisés par :

Touba, ville du Sénégal, à l'urbanisation galopante, à l'instar des villes africaines, est sujette à

nationale et locale.

Malgré ses effets désastreux, l'assainissement est le service le plus ignoré en Afrique et dans les pays en développement. Ce manque d'intérêt est aussi visible dans la littérature (sur le plan de la recherche les travaux sont peu abondants), à travers la politique internationale

- contraintes liées à l'érodabilité des sols et au transfert solide.
- contraintes liées au coût de financement du réseau de drainage.
- contraintes socioculturelles.
- contraintes institutionnelles.

- des missions de collectes d'informations à Touba et dans les structures locales et administratives : service météo, direction de l'hydraulique, ONAS...
- des enquêtes et travaux sur le terrain : levé topographique :
- des travaux de recherches et de bureau ;
- des rencontres périodiques avec les directeurs internes et externes du projet ;
- la rédaction du rapport final.

La démarche suivie consiste d'abord à l'étude de la problématique de l'assainissement à Touba. Elle comprend ensuite une partie importante constituée de l'étude du phénomène précipitation/ruissellement de par l'analyse des données topographiques, hydrologiques et pédologiques ainsi que du mode d'occupation du sol en vue d'évaluer les débits d'eaux pluviales à transporter. Par la suite, nous nous accentuerons sur l'étude des aspects quantitatifs des eaux usées. Nous finirons par un dimensionnement du réseau de collecte, de transport et de traitement, son évaluation financière et sa représentation dans le système d'information géographique Arcview.

1^{ère} PARTIE : GENERALITES

I. PRESENTATION DE LA VILLE DE TOUBA

I.1 PRESENTATION GENERALE

Touba est une ville religieuse du Sénégal fondée en 1888 par Cheikh Ahmadou Bamba. Elle connaît depuis quelques années une explosion urbaine qui en a fait aujourd'hui la deuxième ville du pays après Dakar. Cet accroissement fulgurant (soit un taux annuel moyen de 15 % entre 1958 et 1993) a surpris chercheurs et décideurs : En 1974, la population était estimée à 39 000 habitants pour l'année 1990 alors qu'elle comptait déjà 138 896 habitants en 1988. Même les prévisions du Plan national d'aménagement du Sénégal ne plaçaient Touba au second rang des villes du Sénégal qu'en 2021 [20].

Ce caractère fougueux de l'urbanisation ne manque pas de soulever de multiples interrogations sur les limites de la ville, sur sa réalité juridique et administrative et sur les effets de sa jonction avec Mbacké, commune créée en 1952.

Malgré cet accroissement rapide de la population de la ville, la confrérie mouride, qui a conçu son idéologie religieuse et ses structures politiques en milieu rural, a démontré son étonnante faculté d'adaptation en s'insérant dans les villes du pays. Aujourd'hui, elle fabrique sa ville et y projette son originalité.

En plein centre arachidier, Touba, capitale du mouridisme est aujourd'hui le principal carrefour entre les régions de Diourbel et Louga. Sa fonction religieuse est le catalyseur du vaste réseau de communication terrestre qui la relie avec le reste du pays. En effet, la ville sainte draine chaque année des millions de fidèles de toutes les contrées du pays, des pays africains voisins et même des autres continents, venus commémorer le départ d'exil de Cheikh Ahmadou Bamba.

I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE

La ville de Touba est située à 15°52' de la longitude ouest et à 14°52' de la latitude nord, à 193 kilomètres de Dakar. Le relief de la ville fait partie d'un vaste plateau monotone qui s'étend de la Casamance à la vallée du fleuve Sénégal. La zone de Touba a un climat sahélien

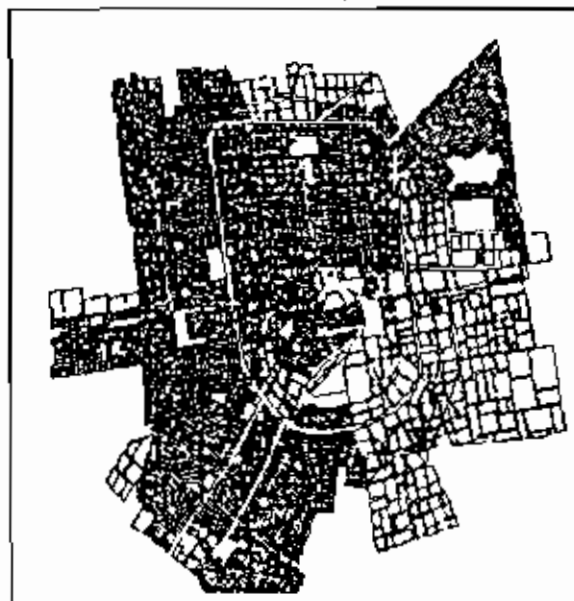


Figure 1 : Situation géographique de Touba

rythmé par l'opposition entre une rigoureuse saison sèche et un bref hivernage qui dure de juin à octobre avec une pluviométrie faible (entre 200 et 400 mm en moyenne par an). Par conséquent, la végétation n'est pas verdoyante. Les types qui prédominent sont les acacias, les baobabs, les tamariniers, espèces spécifiques du climat sahélien.

Sa population est de 275 256 habitants en 1997 pour une superficie de 7474 hectares [11].

1.3 SITUATION ADMINISTRATIVE

En 1907, l'ancien royaume du Baol fut érigé en cercle (avec Diourbel comme chef-lieu)
→ comprenant les subdivisions au Diourbel, Mbacké et Bambey.

Après l'indépendance du Sénégal en 1960, Diourbel devint une région comportant 6 départements (Diourbel, Mbacké, Bambey, Kébémér, Louga et Linguère) et 16 arrondissements dont celui de Ndam qui abrite la ville de Touba.

En 1976, le décret 76-190 du 12 février 1976 fixe la date d'entrée en vigueur d'une vaste réforme de l'administration territoriale décidée par les lois n° 72-02, 72-25 et 72-27 des 1^{er} février, 16 avril et 26 mai 1972 et leurs divers décrets d'application [11].

Les régions du Sénégal sont divisées en départements, comprenant les arrondissements eux-mêmes divisés en communautés rurales. Ainsi l'arrondissement de Ndam sus-mentionné est subdivisé en 6 communautés rurales : Ngaye, Touba Fall, Dalla, Ngabou, Missirah et Touba Mosquée (qui abrite la ville sainte de Touba).

Aujourd'hui Touba dépend administrativement du département de Mbacké, arrondissement de Ndam, communauté rurale de Touba Mosquée. Cette situation montre déjà les difficultés de gestion de la ville tant au niveau des moyens financiers qu'au niveau de l'application des textes législatifs et réglementaires.

1.4 EVOLUTION SPATIALE ET DEMOGRAPHIQUE DE LA VILLE

De 1888 à 1928, à cause de nombreuses démêlées du Cheikh avec les autorités coloniales, la ville ne connaît pas de développement spatial notable. Jusqu'en 1967, la ville n'a connu qu'un développement très lent puisqu'elle ne couvrait que 755 hectares. Elle s'est ensuite très rapidement étendue :

- 1926 hectares en 1980 ;
- 2459 hectares en 1985 ;
- 3600 hectares en 1988 ;
- 7474 hectares en 1997.

Touba comptait 2 127 habitants en 1958 (dont 1 289 à Darou Khoudoss, 780 à Touba Mosquée et 56 à Darou Miname), 2 670 en 1960, et 4 604 en 1964 (dont 2 066 à Touba Mosquée, 1 636 à Darou Khoudoss et 51 à Darou Miname) (voir figure 2). Conjugué à l'afflux de la population, la quasi-achèvement de la mosquée, la réhabilitation de l'adduction d'eau depuis 1952 et la création de Marché « Occas », depuis 1957, consacrent la naissance du fait urbain. Mais le désordre qui régnait encore dans l'occupation de l'espace, le développement de pratiques « jugées indignes d'une ville religieuse » (jeu de hasard, débit de boisson, dépotoirs dans les rues, etc.) et l'arrivée de plus en plus d'étrangers ont d'emblée constitué le souci de taille pour les autorités religieuses, les conduisant sans doute à faire taire leurs divergences politiques pour mieux organiser la ville. La restructuration du village de Darou Koussos initiée en 1959 par Serigne Cheikh Mbacké, le petit-fils le plus âgé de Cheikh Ahmadou Bamba, a été un élément remarquable de l'organisation spatiale de la ville. Ainsi, il a déguerpé de gré ou de force plusieurs concessions pour élargir les rues de Darou Khoudoss et pour bien isoler les maisons maraboutiques les unes des autres. Plusieurs vastes espaces furent également aménagés en face des principales concessions et de larges rues de 20 à 25 mètres furent tracées. Les grandes familles reçurent des concessions très étendues en prévision d'une prochaine demande d'installation provenant de leurs fils aînés. Devenu plus soucieux de la bonne organisation de la ville et moins pris par les travaux de la grande mosquée, le deuxième Khalif de la confrérie, Serigne Fallou Mbacké, profita de l'euphorie de l'inauguration en 1963 pour demander à Serigne Cheikh de procéder également à la restructuration et au lotissement de Touba Mosquée. C'est là le point de départ de l'opération qui a produit la disposition actuelle de l'esplanade de la grande mosquée et de la structuration

des quartiers de Touba mosquée, de Darou khoundoss, de Darou Miname et Gouye Mbind, chacun disposant d'une ouverture sur la mosquée. Ainsi sont tracées des rues droites de 20 et 25 mètres de large qui débouchaient sur la mosquée, et des rues perpendiculaires de 15 mètres délimitant les îlots de construction.

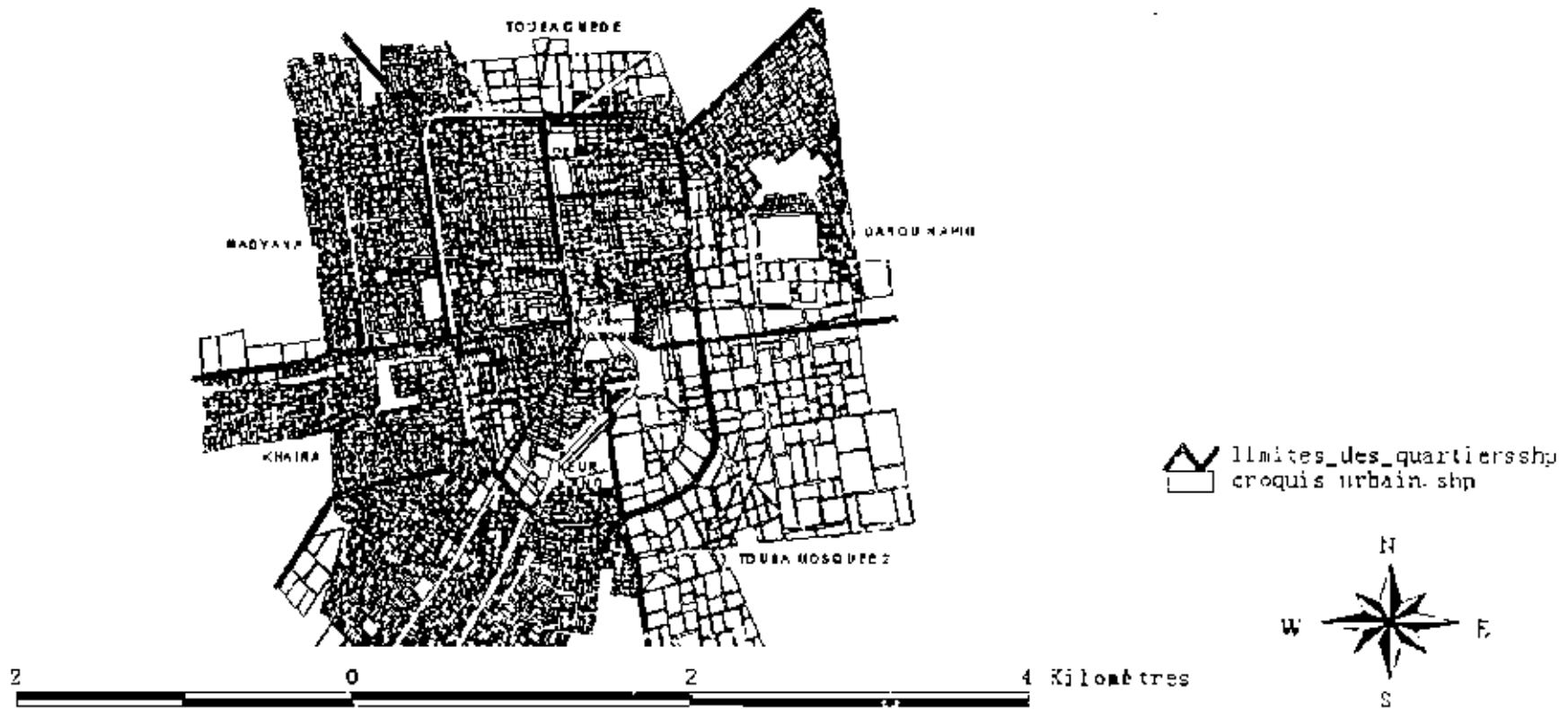
Quant à la restructuration, elle commença sur le grand espace central par l'obligation faite à chaque concession faisant face à la mosquée de respecter une distance de 120 mètres d'avec celle-ci. Il fut également décidé de confirmer l'agencement autour de la mosquée des fils vivants de Cheikh Ahmadou Bamba. [21]

Du point de vue des infrastructures, le développement de la ville est marqué par trois périodes de grands travaux :

- de 1928 à 1945 avec la réalisation du chemin de fer Diourbel-Touba et le démarrage des travaux de la Grande Mosquée ;
- de 1968 à 1989 avec la réalisation de la grande bibliothèque et l'Université islamique, de plusieurs kilomètres de voiries urbaines.
- A partir de 2000, avec la construction de plusieurs kilomètres de voirie urbaine et la réalisation de nouveaux forages.

Malgré cette évolution, beaucoup d'équipement d'accompagnement de l'habitat sont absents ; la fonction religieuse de la ville a pris le dessus sur les autres fonctions : activités diverses, jeunesse, sport, enseignement du français, tourisme. Néanmoins, la fonction commerciale est très développée au niveau de la ville.

Figure 2 : Les différents quartiers de la ville



11.1.3 L'infrastructure routière

L'urbanisation de Touba s'est accompagnée de la mise en place d'un réseau de routes et de rues. Rien que qu'à partir de 2000, un programme de réhabilitation de la voirie urbaine pour une valeur de 2 828 millions F.CFA a été lancé [22]. Très souvent, ces routes sont construites en surélévation par rapport aux terrains naturels qui les bordent, ou au contraire en tranchée. Ces voies de circulation superposent au relief naturel un "relief" artificiel qui, en particulier dans les zones peu pentues, peut modifier considérablement l'écoulement des eaux superficielles. Lorsqu'elles sont perpendiculaires à la pente, et donc aux lignes d'écoulement naturelles de l'eau, elles constituent de véritables digues, forçant l'écoulement des eaux accumulées vers des passages obligés, généralement placés sur des cheminement naturels significativement apparents. Elles modifient, dans certains cas et sur des secteurs à relief peu marqué, de façon importante la délimitation des bassins versants.

11.1.4 Les zones critiques

Ces problèmes d'inondations sont concentrés à l'intérieur de la première couronne communément appelée rocade de Touba. A l'intérieur de cette zone qui fait 1824 hectares, les eaux de ruissellement circulent généralement du Nord, Nord Ouest vers le Sud-Est pour rejoindre les cuvettes au sud-Est (marché Occas, Mbal, Dèg Mafari, Gare bou Ndao) et au sud-ouest (gare routière de Dakar, bretelle de Mbacké).

L'ampleur de ces inondations (voir dans tableau 1) a des conséquences considérables sur la vie des populations :

- des biens immobiliers, en particulier des habitations qui sont abîmées voire détruites ;
- des biens mobiliers détériorés ;
- une entrave à la circulation ;
- une transmission de diverses maladies hydriques par la prolifération des mouches et moustiques.

Tableau 1 : Ampleur des inondations

Quartiers	Nature des dégâts	Observations
Touba Mosquée	-110 maisons envahies par les eaux -le marché Occas sous les eaux -un espace planté envahi par les eaux.	Le quartier comporte les zones les plus basses de la ville : Mbal et Dég Mafari qui sont d'anciens marigots
Keur Niang	30 maisons envahies par les eaux	La voirie (rail et routes) n'est pas épargnée par les eaux qui occupent de vastes espaces
Gouye Mbinde	83 maisons inondées	La voirie n'est pas épargnée par les eaux stagnantes
Darou Khoudoss	23 maisons inondées	La voirie n'est pas épargnée par les eaux stagnantes
Darou Miname	30 maisons inondées	

Source : enquête ménage CAUS/1997

II.2 LES EAUX USEES

La population de ville sainte connaît une croissance fulgurante, d'où l'augmentation, de jour en jour, des volumes résiduares ; s'ajoute à cela, une absence d'un réseau de collecte.

II.2.1 Réseau d'assainissement inexistant

La collecte, l'évacuation et le traitement des eaux usées constituent un problème majeur dans la ville sainte de Touba où il n'existe pas de réseau d'égouts domestique.

Ce problème se pose avec plus d'acuité aux quartiers de Touba Mosquée, Darou Khoudoss, le marché Occas, les cimetières et les gares routières et ferroviaires

De ce fait, l'assainissement individuel est pratiqué dans toute la ville. Les seuls moyens d'évacuation des eaux usées sont ainsi constitués par les fosses septiques, fosses élanches régulièrement vidangées, ainsi que les latrines non améliorées.

II.2.2 Augmentation des flux d'eaux usées

En moins de 25 ans, la ville de Touba est passée de village à ville moderne (de par les commodités dont elle dispose, puisque administrativement, elle a toujours le statut d'un village). Cette évolution du mode de vie, la généralisation des équipements sanitaires et l'augmentation des besoins en eau des lieux d'activités ont pour conséquences un accroissement des volumes d'eaux usées et surtout une modification de la qualité des flux polluants rejetés.

La variation en quantité des rejets dans le temps et dans l'espace est due à l'extension permanente des activités humaines ; Touba étant devenu un centre intense de commerce et un centre d'étude très fréquenté, avec d'importants regroupements (habitations, marchés, centres d'études).

Tous ces rejets, dus à l'activité des hommes, engendrent, pour ce qui concerne l'assainissement, les pollutions de l'eau avec tous les risques que cela comporte sur le plan de l'hygiène, de la vie biologique et de la protection de l'environnement.

Le tableau ci-contre fait le point de la situation au moment de l'enquête-ménage menée par le CAUS en 1997.

Tableau 2 : Les modes d'assainissement

QUARTIERS	MODE D'ASSAINISSEMENT			
	Fosse septique	Fosse étanche	Latrines	Autres
TOUBA GUEDE	437	396	451	82
GUEDE BOUSSO	270	236	270	68
GOUYE MBIND	475	406	437	48
MADYANA	547	447	535	50
KEUR NIANG	518	429	488	44
DAROU MARNANE	570	476	523	16
KHAIRA	660	532	604	36
DAROU MINAME	539	491	523	32
TOUBA MOSQUEE	2 341	1951	2 146	66
DAROU KIHOUDOSS	3 230	2 109	2 356	121
TOTAL	9 587	7 473	8 333	563

Source: Enquête-ménage CAUS, 1997

Ce mode d'assainissement des eaux usées ne présente pas de danger pour la nappe phréatique à Touba. Mais, pour les zones très basses où les maisons sont presque toujours inondées en hivernage, le contact entre les eaux stagnantes et les eaux usées représente un réel danger pour la santé des populations.

Par ailleurs des quantités d'eaux usées très importantes sont vidangées et déversées dans la nature aux environs de Touba. Cela constitue un facteur de pollution auquel il conviendrait de trouver une solution à court terme.

III. CHOIX D'UN SYSTEME DE DRAINAGE

La première chose à décider dans ce projet de conception d'un réseau d'assainissement est le système de drainage. Pour cela, il faut passer en revue les différentes techniques (classiques et nouvelles) utilisées pour finalement choisir, en fonction des spécificités de la ville de Touba, le type ou la combinaison adéquats.

III.1 SYSTEME DE COLLECTE ET DE D'EVACUATION

L'établissement du réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupations, à savoir assurer :

- Le transit vers l'épuration des eaux usées et, le cas échéant, des eaux résiduaires industrielles ;
- L'évacuation des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.

Pour ce faire, plusieurs systèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales sont susceptibles d'être mis en service.

III.1.1 L'assainissement individuel

Appelé aussi assainissement autonome, il concerne les dispositifs à mettre en œuvre pour le traitement et l'élimination des eaux usées domestiques qui ne peuvent être évacuées par un système d'assainissement collectif.

L'assainissement individuel, définitif et systématique, est déconseillé, même si la solution est économiquement meilleure.

La collecte d'effluents traités dans des stations individuelles à titre définitif est à proscrire, car le bon fonctionnement de telles installations, malgré le soin qui serait apporté à leur construction et à leur entretien, ne peut absolument pas être garanti.

Au titre des Instructions générales françaises pour l'assainissement des agglomérations (circulaire du 10 juin 1976 du ministre de la Santé, Journal Officiel du 21 août 1976), l'assainissement individuel n'est acceptable que dans les cas suivants :

- immeubles ou établissements isolés ;
- pas d'exécutoire acceptable pour un réseau collectif ;
- difficultés techniques ou économiques (habitat uniquement saisonnier, par exemple).

III.1.2 L'assainissement collectif [18]

En assainissement collectif, il existe plusieurs systèmes : unitaire, séparatif, mixte, pseudo-séparatif, non gravitaires.

III.1.2.1 Le système unitaire

Dans le système unitaire, l'ensemble des eaux usées et pluviales est évacué par un système unique, généralement équipé de déversoirs d'orage, vannage, etc. permettant, en cas de pluies intenses, le rejet par surverse d'une partie des eaux, dirigées par un évacuateur vers le milieu naturel soit directement, soit après traitement spécifique.

Le système unitaire s'impose au fait lorsqu'il n'y a plus de possibilités de concevoir économiquement un réseau séparatif et une reprise des branchements particuliers. Il serait également souhaitable lorsque l'urbanisation d'une zone est en perpétuelle transformation.

En revanche, il est à proscrire en zone industrielle en raison des diverses natures d'effluents, principalement des rejets d'eau de refroidissement qui constitueraient des eaux claires parasites.

Son avantage est la simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation pour chaque voie publique et d'un branchement unique pour chaque bloc d'immeuble ou parcelle.

Il présente, toutefois, un inconvénient majeur qui consiste en des déversements parfois intempestifs qu'il convient au gérant au plus juste,

III.1.2.2 Le système séparatif

Le système séparatif consiste à spécialiser chaque réseau selon la nature des effluents. Un réseau est affecté à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et des effluents industriels, sous la condition qu'ils aient des caractéristiques analogues aux eaux usées domestiques. Un autre réseau assure l'évacuation des eaux pluviales directement rejetées dans le milieu récepteur.

Le système séparatif est celui adopté par un grand nombre de petites et moyennes agglomérations, mais c'est surtout celui choisi pour les extensions des villes, qui constituent de véritables appendices sur le réseau initial, souvent en système hybride. On l'adopte également lorsque le réseau d'égouts existant dans la ville doit reprendre l'extension nécessitée par les zones résidentielles ou industrielles en voie de création.

Ce système présente par ailleurs entre autres avantages :

- qu'il soit le seul concevable si la population est relativement dispersée ;
- qu'il permette le recours à des postes de relèvement ou refoulement que la faiblesse du relief imposerait ;
- qu'il permette d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées, sans aucun contact avec l'extérieur, ce qui n'est pas le cas du mode unitaire qui nécessite, en cas d'orages, le fonctionnement de déversoirs de surverse ;
- qu'il assure à la station d'épuration qui traite les eaux collectées un fonctionnement régulier ce qui correspond à une station plus économique tant du point de vue investissement que du point de vue exploitation.

III.1.2.3 Le système pseudo-séparatif

C'est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

- l'une provenant uniquement des surfaces de voiries ;

- l'autre provenant des toitures et des cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On regroupe ainsi les eaux d'une même maison.

Ce système est actuellement peu préconisé dans la conception d'un nouvel équipement.

III.1.2.4 Le système hybride ou composite

Il prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial, provenant du premier flot de pluies et d'orages, vers le réseau d'eaux usées en vue de leur épuration.

Le système hybride est une réalité dans les grandes villes, où l'évolution des structures a développé selon l'opportunité des solutions non classiques, tenant compte des contraintes locales et comportant des ouvrages d'interconnexion, des dérivations, des pompages de reprises, des vannages, des stockages et des restitutions différées, etc.

Le système composite est parfois une variante du système séparatif.

III.1.2.5 Les systèmes non gravitaires

Les systèmes non gravitaires (que l'on appelle aussi transferts forcés) permettent, dans un réseau d'agglomération à relief varié, d'éviter les surprofondeurs excessives et onéreuses des canalisations ; dans ces conditions, on peut admettre une certaine réduction des dépenses d'investissement dans l'adoption de tels systèmes en zones rurales.

Ces systèmes présentent aussi un intérêt incontestable en tant que liaison intercommunale, car ils sont généralement économiques, compte tenu surtout des quantités moindres de matériaux utilisés et de la possibilité de passer au plus court en terrain privé suivant un profil accidenté.

On distingue 3 types de systèmes non gravitaires :

- le réseau d'assainissement sous pression, fonctionnant par pompage intégral;

- Le réseau d'assainissement sous vide reposant sur un système par dépression qui utilise une centrale à vide et des regards de transfert.
- Le réseau d'assainissement sous pression par aérogénérateur dont le principe est refoulement par air comprimé

III.2 COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTS SYSTEMES [18]

La première question qui se pose dans un projet d'assainissement est de déterminer le système à adopter. Il ne peut y avoir de position doctrinale en la matière, et chaque cas doit être traité comme un problème particulier où l'on mettra en balance les avantages et les inconvénients de chaque système. Le choix à faire dépend de la prise en considération des points de vue suivants.

III.2.1 Raccordement des immeubles

Le raccordement des immeubles en système séparatif pur impose deux branchements par propriétaire. Dans le cas d'immeubles anciens déjà équipés, il est illusoire de croire que la séparation totale des eaux des deux origines (pluviales et domestiques) est possible. Le système séparatif pur n'est pas réalisable. Si, dans un système pseudo-séparatif, on admet toutes les eaux des différents immeubles et propriétés, on pallie cet inconvénient, mais on risque de recevoir des sables, hors ceux des chaussées publiques, et il devient délicat d'accepter les pentes plus faibles réalisables en système séparatif pour le réseau d'eaux usées. En ce qui concerne les systèmes dérivés des deux systèmes principaux, on peut dire que les systèmes mixtes, où le mode d'équipement des immeubles est variable suivant les quartiers, jettent le trouble dans l'esprit des propriétaires ; il n'est pas à recommander ailleurs que dans les villes d'une certaine importance où les travaux de raccordement d'immeubles neufs ou anciens sont strictement contrôlés.

III.2.2 Épuration

On retiendra à l'avantage du système séparatif la stabilité de l'effluent en quantité et qualité, ce qui facilite à tous points de vue le fonctionnement des installations de traitement. Cette considération prend particulièrement de l'intérêt pour les réseaux ruraux, où le calibrage du débit à la station d'épuration est toujours délicat et où les procédés modernes de traitement

sont sensibles à cette absence de continuité dans la qualité de l'effluent, surtout dans les régions à forte pluviosité.

III.2.3 Hygiène et protection des milieux récepteurs

Le système unitaire, pratiquement toujours complété par des déversoirs d'orage réglés pour fonctionner plus ou moins souvent, conduit à évacuer dans le milieu récepteur des eaux pluviales plus polluées qu'en système séparatif, puisqu'il y a eu mélange préalable avec les eaux usées, mais les déversements s'opèrent au moment où la dilution de l'effluent est très importante. Par contre, le système unitaire présente l'avantage de protéger le milieu récepteur des déversements particulièrement chargés qui correspondent à la petite pluie ou au début d'averse ; cette considération peut conduire, en fonction des caractéristiques du milieu récepteur (débit faible, vitesse d'écoulement lente, etc.), à imposer, en système séparatif, certains traitements préalables au rejet des eaux pluviales dans la rivière, ou à prévoir, en système unitaire, un bassin d'orage à la station d'épuration.

Par ailleurs, en ce qui concerne l'hygiène, les considérations relatives à l'autocurage sont à l'avantage du système séparatif qui favorise l'évacuation rapide, loin des habitations, des immondices, sans stagnation ni dépôt.

III.2.4 Dépenses de premier établissement et d'exploitation

De multiples facteurs interviennent, qui peuvent, suivant les cas, faire pencher la balance en faveur de l'un ou l'autre mode d'assainissement. L'appréciation suivant laquelle le système séparatif avec son double réseau d'évacuation occasionne des dépenses de premier établissement plus élevées qu'en unitaire, si elle est exacte dans un certain nombre de cas, est loin d'avoir une portée générale ; elle sera souvent vraie dans le cas des grandes villes où le réseau pluvial doit doubler, dans la majeure partie des voies, le réseau d'eaux usées, mais les points suivants en faveur du séparatif doivent être notés et peuvent inverser la conclusion précédente.

- Les ouvrages pluviaux peuvent fort souvent (villes de faible ou moyenne importance, agglomération à caractère résidentiel, position favorable du milieu récepteur) ne

s'étendre qu'à un pourcentage assez faible des voies urbaines, les caniveaux de rue constituant alors les prolongements élémentaires de ce réseau.

- Le réseau pluvial se prête à une réalisation échelonnée dans le temps, qui en rend les frais de construction plus supportables.
- L'orientation générale des deux réseaux sera souvent différente : celle donnée aux ouvrages d'eaux usées (tout au moins pour les ouvrages autres que ceux de collecte élémentaire), qui serait d'ailleurs la même en unitaire, se fera suivant les lignes de plus faible pente, en direction générale des installations de traitement situées le plus souvent à proximité du milieu récepteur. Quant à l'orientation des ouvrages pluviaux, constitués, dans de nombreux cas, par des antennes courtes piquées sur le cours d'eau, par les voies les plus rapides, elle correspondra souvent aux lignes de plus grande pente. L'influence favorable de la pente se manifeste donc, dans ces conditions, là où son incidence est la plus importante sur le dimensionnement des ouvrages, c'est-à-dire sur ceux devant assurer les débits les plus importants.
- Les conditions d'autocurage étaient plus facilement réalisées en système séparatif, à égalité de pente : il est donc possible, tout en maintenant des conditions d'écoulement satisfaisantes, de réaliser, pour les ouvrages d'évacuation, des pentes moins fortes en séparatif qu'en unitaire ; cette considération permet, dans certains cas et pour des régions plates, de supprimer avec le système séparatif les postes de relèvement de l'effluent qui se seraient imposés en unitaire. Si, malgré tout, un poste de relèvement est nécessaire, sa puissance sera plus faible et son exploitation plus commode, compte tenu des caractéristiques de l'effluent séparatif (débit plus faible et plus constant qu'en unitaire, absence de sables).
- Le système séparatif, par sa spécialisation des réseaux et l'absence relative de matières organiques dans les eaux transitées par les ouvrages pluviaux, se prête à l'utilisation des petits ruisseaux comme évacuateurs pluviaux et à la création de bassins de retenue sur ceux-ci, ce qui permet l'étalement des pointes d'orage et un dimensionnement réduit des ouvrages aval, solution impossible en unitaire pour des raisons évidentes.
- En ce qui concerne, enfin, le traitement de l'effluent, la stabilité du débit et son importance réduite, en système séparatif, permettent une réduction des installations d'épuration, avec en contrepartie, parfois, la sujétion d'un traitement, en des points différents, des eaux pluviales avant rejet dans le milieu récepteur.

III.2.5 Conditions de fonctionnement et d'entretien

Le système unitaire présente l'avantage de la simplicité, tant en ce qui concerne le réseau public que la desserte des habitations (d'une manière générale, un seul ouvrage d'évacuation par rue et un seul branchement particulier par immeuble).

Les inconvénients du double réseau en système séparatif sont toutefois atténués par le fait qu'une notable fraction des voies (surtout dans des villes à caractère résidentiel) pourront ne comporter qu'un seul ouvrage et que les eaux pluviales de toiture pourront, dans nombre de cas, être conduites directement au cadiveau.

Le système séparatif assure, toutes choses égales par ailleurs, de meilleures conditions d'écoulement du flot des eaux usées, concentré dans des ouvrages de dimensions plus faibles qu'en système unitaire, puisque calculées uniquement en vue de l'évacuation de ce flot (d'où amélioration du rayon hydraulique moyen et, par conséquent, de la vitesse d'écoulement) ; par ailleurs, les conditions d'auto-curage, pour lesquelles les vitesses d'écoulement sont telles que le débit solide est entraîné sans formation de dépôts, sont, à égalité de pente, beaucoup plus facilement réalisées en système séparatif par suite de la nature différente des débits solides transportés dans l'un et l'autre modes d'évacuation ; on doit noter, en effet, que le débit solide d'un effluent séparatif, d'origine essentiellement organique, est beaucoup moins dense que les sables d'un effluent unitaire, et donc plus facilement entraînable par voie hydraulique. En outre, lorsqu'une vitesse suffisante d'écoulement est atteinte, soit en pointe journalière, soit par un apport pluvial, la plupart des dépôts organiques sont pratiquement remis en suspension, alors que les dépôts minéraux, chargés de produits organiques en système unitaire, ne sont entraînés à nouveau par le flot qu'après un effet de brassage obtenu par turbulence. Le système composite présente le même inconvénient, aggravé par le fait qu'il risque d'entraîner de grandes quantités de sable dans le réseau d'eaux usées si chaque raccordement n'est pas muni d'un dessableur, ce qui peut représenter des sujétions importantes d'exploitation.

III.3 CONSIDERATIONS FINALES POUR LE CHOIX D'UN RESEAU

On pourra donc établir un réseau en système séparatif ou pseudo-séparatif dans les cas suivants :

- la topographie impose de très faibles pentes (diminution, voire suppression des postes de relèvement) ;

- la densité de l'habitat permet de laisser, au moins provisoirement, les eaux pluviales ruisseler sur la chaussée sur de grandes longueurs (zones d'extension), ou bien de nombreux cours d'eau sillonnent l'agglomération (réduction et même suppression du réseau pluvial) ;
- l'existence d'un ancien réseau non utilisable en système unitaire (manque d'étanchéité, par exemple) diminue l'importance du réseau pluvial ou, mieux, le supprime.

En revanche, le système unitaire peut être admis dans les cas suivants :

- l'agglomération dense dispose de fortes pentes et le milieu récepteur admet les eaux de déversoirs d'orage : le milieu récepteur est sensible à la pollution par les premiers débits pluviaux ; dans ce cas, même les déversoirs devraient être limités, et un bassin d'orage serait nécessaire à la station d'épuration.

III.4 LES NOUVELLES APPROCHES

Le modèle réseau, précédemment décrit, se heurte à un certain nombre de contraintes (pluies intenses et sols propices au ruissellement donc sections de conduite importante, maintenance du réseau coûteuse, mauvaise appropriation des ouvrages par les populations) qui, dans les pays en développement et en milieu tropical tout particulièrement, en limitent l'intérêt ou la pertinence technique d'où la nécessité d'une approche alternative.

III.4.1 Principes de l'approche alternative

L'approche « alternative » consiste ainsi à déconcentrer les flux pluviaux (en quantité, mais aussi en pollution) en redonnant aux surfaces sur lesquelles se produit le ruissellement un rôle régulateur fondé sur la rétention et l'infiltration. [11]

Les techniques répondant à ce principe proposent de nouvelles structures intégrées dans le système d'évacuation des eaux pluviales. Elles ont été appelées alternatives de façon à exprimer leur possibilité de se substituer au réseau de conduites ou de caniveaux. On parle aussi de techniques compensatoires en sous-entendant « des effets de l'urbanisation ».

Elles sont fondées sur les principes de rétention (stockage), de retardement de l'écoulement (allongement du temps de concentration) et d'infiltration. Dans chacune de ces techniques ou aménagements, un ou plusieurs de ces trois principes peuvent être mis en œuvre.

Ces techniques peuvent réaliser :

- un stockage sur place (toit ou parking par exemple) ;
- une infiltration sur place (fossés filtrants, puits perdus, chaussées et tranchée drainantes etc.) ;
- une infiltration après concentration du ruissellement (bassin d'infiltration) ;
- un stockage après concentration (bassins plurifonctionnels à sec ou en eau, etc.)

Ces techniques peuvent se distinguer soit par leur mode de fonctionnement (stockage ou infiltration), soit en fonction de leur localisation dans la chaîne formant le cycle de l'eau en milieu urbain (Pluie-Urbanisation-Ruissellement-Réseau-Exutoire). Le long de cette chaîne, certaines agiront de façon plus ou moins diffuse, avant la formation d'un ruissellement significatif et structuré (c'est par exemple le cas des toitures-terrasses ou des chaussées drainantes). D'autres auront une action plus localisée et seront interposées dans le système d'évacuation (c'est le cas des bassins de retenue, des tranchées et puits d'infiltration). Quelques unes parmi ces dernières sont même réputées comme étant dépolluantes (bassin de rétention).

Il n'en existe pas en soi de meilleures que d'autres. Un bon choix consiste à doser et à combiner les techniques en les adaptant au contexte de façon à permettre leur mise en œuvre efficace et leur bonne insertion dans le tissu urbain, où l'espace est souvent très encombré et très disputé.

III.4.2 Avantages

Ces techniques présentent de nombreux intérêts :

- elles sont souvent moins onéreuses que les techniques classiques ;
- elles sont plus intensives en main d'œuvre et moins en capital ;

- elles sont multifonctionnelles ;
- elles sont moins dépendantes que les réseaux d'une planification d'ensemble cohérente au niveau du bassin versant,

Cependant, elles sont encore peu utilisées car elles sont nouvelles et complexes dans ce sens qu'elles affectent considérablement l'aménagement d'une zone.

III.5 CHOIX DE SYSTEME POUR LA VILLE DE TOUBA

Au vu de cette étude, nous préconisons pour la ville de Touba, un système séparatif, pour plusieurs raisons :

1. le site est plat à très peu accidenté (voir étude topographique) ;
2. la ville de Touba a connu (ce qui va se poursuivre), un important programme de construction de voiries ; ce qui facilite la collecte de l'effluent urbain;
3. les stations de traitements projetées seront relativement éloignées du centre ville et pour leur exploitation de manière économique, il est souhaitable d'avoir un débit d'effluent sensiblement constant (débit d'eaux usées).

Les techniques alternatives constituent de véritables alliées en limitant les flux tant quantitatifs que qualitatifs s'écoulant dans le réseau. Aussi, les utiliserons-nous en certains endroits où les caractéristiques du site (topographie, perméabilité) le permettent, mais aussi du fait de l'éloignement de l'exutoire.

En outre, vu les débits d'eaux pluviales assez forts (voir dimensionnement), nous avons opté pour leur évacuation par des émissaires à ciel ouvert comme le préconise Régis Bourrier [2] avec un schéma d'équipement par interception.

Pour le réseau d'eaux usées, le même schéma est reconduit avec un réseau de conduite.

2 EME PARTIE : ASSAINISSEMENT DES EAUX PLUVIALES

L'ETUDE HYDROLOGIQUE

La pluie est l'élément de départ du phénomène de ruissellement et la première étape de ce qu'on appelle le cycle urbain de l'eau. Elle constitue l'entrée du système et donc la donnée fondamentale nécessaire à la compréhension de son fonctionnement. C'est un phénomène à forte composante aléatoire et non reproductible. Son aspect et sa forme varient dans le temps et dans l'espace à l'échelle qui intéresse l'hydrologie urbaine (quelques minutes ou dizaines de minutes, quelques dizaines ou centaine d'hectares).

1.1. Typologie des pluies

Deux catégories principales d'averses sont généralement observées en Afrique tropicale, donc à Touba : les tornades et les pluies type mousson. Cependant, les tornades sont pratiquement les seules averses que l'on observe au nord de l'isohyète 1000 mm [12]. Touba est situé dans le zone du bassin arachidier nord sur l'isohyète 500 mm [4] donc ce sont les tornades qui y sont le type de pluie dominant.

1.2 Description des tornades

Ce sont des averses qui proviennent du contact entre la mousson et l'harmattan, suivant un processus assez complexe. Elles ne se produisent plus lorsque l'épaisseur de la mousson dépasse 2000 mètres. Le diagramme d'intensité classique d'une tornade forte ou moyenne est le suivant :

- Une *période préliminaire* de courte durée et d'intensité moyenne 10 à 30 mm/h ;
- Le *corps de la tornade* à forte ou à très forte intensité moyenne 40 à 100 mm/h. La durée de cette période est courte et parfois très courte : 5 à 10 minutes. Les pointes d'intensité en 5 minutes peuvent dépasser 300 mm/h ;
- La *traîne de la tornade*, dont l'intensité est faible : 15 à 30 mm/h au début puis 10 mm/h avant d'atteindre 5 à 1 mm/h. La traîne dure généralement ½ heure à 2 heures.

On observe souvent des tornades sans périodes préliminaires. Plus de 60% du total annuel des pluies au Sahel serait dû aux tornades générées par les lignes de grains ou des orages isolées. Par contre, les tornades sont plus rares en zone de mousson permanente.

1.3 Notion de période de retour

Considérons une valeur particulière P de l'intensité moyenne maximale sur une durée Δt . Si, dans l'analyse des observations portant sur N années, on observe n événements ayant dépassé cette intensité sur une durée Δt , la période de retour T de la valeur $P(\Delta t)$ est définie par le rapport $T = N/n$.

Pour $T = 10$ par exemple, la valeur de $P(\Delta t)$ est dite décennale.

La période de retour T apparaît donc comme une durée moyenne au sens statistique. Par conséquent le fait qu'une pluie décennale vienne de se produire ne modifie en rien la probabilité d'en observer une autre dans les jours qui suivent.

1.4 Choix d'une période de retour [1]

L'évacuation des eaux pluviales intervient pour une prépondérance dans les coûts et les modes d'assainissement dans une agglomération. Leur nature aléatoire (débits et volumes ruisselés) conduit au calcul des ouvrages en terme de période de retour de défaillance. Cette période est nécessairement limitée du fait des contraintes économiques, mais aussi du fait qu'un réseau surdimensionné entraînerait des difficultés d'exploitation notables.

Dans l'approche économique, le principe du choix est la minimisation du bilan investissement-dommages. Une méthode simple de choix de la période de retour est fondée sur l'existence de fonctions de coûts de l'investissement et des dommages. Le coût global du réseau est constitué du coût initial ou d'investissement et des coûts d'entretien actualisés à l'année de mise en place du réseau, compte tenu de la durée de vie des ouvrages, de la période de récupération du capital et des pertes en capital éventuelles dues au surdimensionnement ; alors que le coût des dommages englobent les dégâts aux immeubles et aux biens, les pertes en production, les dégâts subis par les infrastructures et la voirie et les pertes en vie humaine.

Soit un réseau calculé pour une période de retour T_1 . Le coût total du réseau est $CR(T_1)$. Pour tout événement de période de retour $T_2 > T_1$, se produisent des dommages résiduels $DT_1(T_2)$. Le coût de tous les dommages possibles pour

$T_1 < T_2 < \infty$ est $CD(T_1)$. La période de retour optimale minimise le coût total :

$$CT(T_1) = CR(T_1) + CD(T_1)$$

$$\text{et } \frac{d(CT(T_1))}{dT_1} = 0$$

Actuellement, en France et dans beaucoup de pays du monde, cette période est prise égale à 10 ans. C'est celle que l'on va prendre pour notre projet.

1.5 Modèles de pluies

Les travaux réalisés dans le domaine de la modélisation pluviométrique en Afrique tropicale concernent principalement : les modèles ponctuels d'événement isolés (courbes IDF et pluie de projet double triangle); les modèles de séries de pluies ponctuelles (simulations chroniques : NDOYE, 1988) et les modèles de distribution spatiale (ROCHÉ, 1963) [12]. Dans notre projet, nous travaillons avec le modèle basé sur les courbes IDF

1.6 Courbes intensité-durée-fréquence (IDF)

Ce sont des courbes traduisant l'évolution de l'intensité moyenne maximale $i_{\max}(T, t)$ de la pluie brute en fonction de la durée t et de la période de retour T (ou de la fréquence de retour $1/T$). La formulation la plus fréquente de ce modèle est celle de Montana :

$$i_{\max}(T, t) = a(T) \cdot t^{-b(T)}$$

où :

- t : durée sur laquelle est atteinte en moyenne l'intensité maximale ;
- $a(T)$ et $b(T)$ sont des coefficients d'ajustement qui ont une validité très locale ;
- T : période de retour de l'événement pluvieux.

Deux autres formules d'ajustement mathématique des courbes IDF sont couramment utilisées :

□ La formule de Talbot : $i = a/(b+t)$

□ La formule de Keiffer et Chu : $i = a / (t^b + c)$

où a, b, c sont des paramètres d'ajustement dépendant de la période de retour.

1.7 Choix des paramètres de Montana pour la ville de Touba

Pour ce projet, nous avons choisi le modèle de Montana pour la modélisation de la pluie ; ainsi, ne disposant pas des coefficients de Montana pour Touba, nous avons pris ceux relatifs à Dakar situé sur la même isohyète dans ces 30 dernières années [4].

Tableau 3 : Paramètres de Montana pour la ville de Dakar

	a pour T = 1an	a pour T = 10 ans	b
DUREE < 1 HEURE	4,1	11,9	0,5
DUREE > 2 HEURES	19,5	36,6	0,5

Source : PDA Touba, juin 2002

II. ETUDE TOPOGRAPHIQUE

La topographie constitue dans l'étude d'un projet d'assainissement une contrainte majeure. Son rôle est essentiel en écoulement gravitaire.

Toute l'étude topographique est basée sur la carte d'urbanisme de Touba ainsi qu'un réseau de plus de 470 points levés au niveau de la ville.

Nous nous attellerons dans ce qui suit à l'étude topographique des bassins versants de Touba.

II.1 Définition

Contrairement à l'hydrologie continentale où un bassin versant est défini comme la surface de ruissellement des eaux pluviales délimitée par les lignes de crêtes, en hydrologie urbaine, nous appellerons bassin versant, une surface de ruissellement telle que le réseau qui la draine possède un exutoire. Un bassin versant est le lieu de transformation d'une pluie spatialement distribuée, en hydrogramme à l'exutoire. [12]

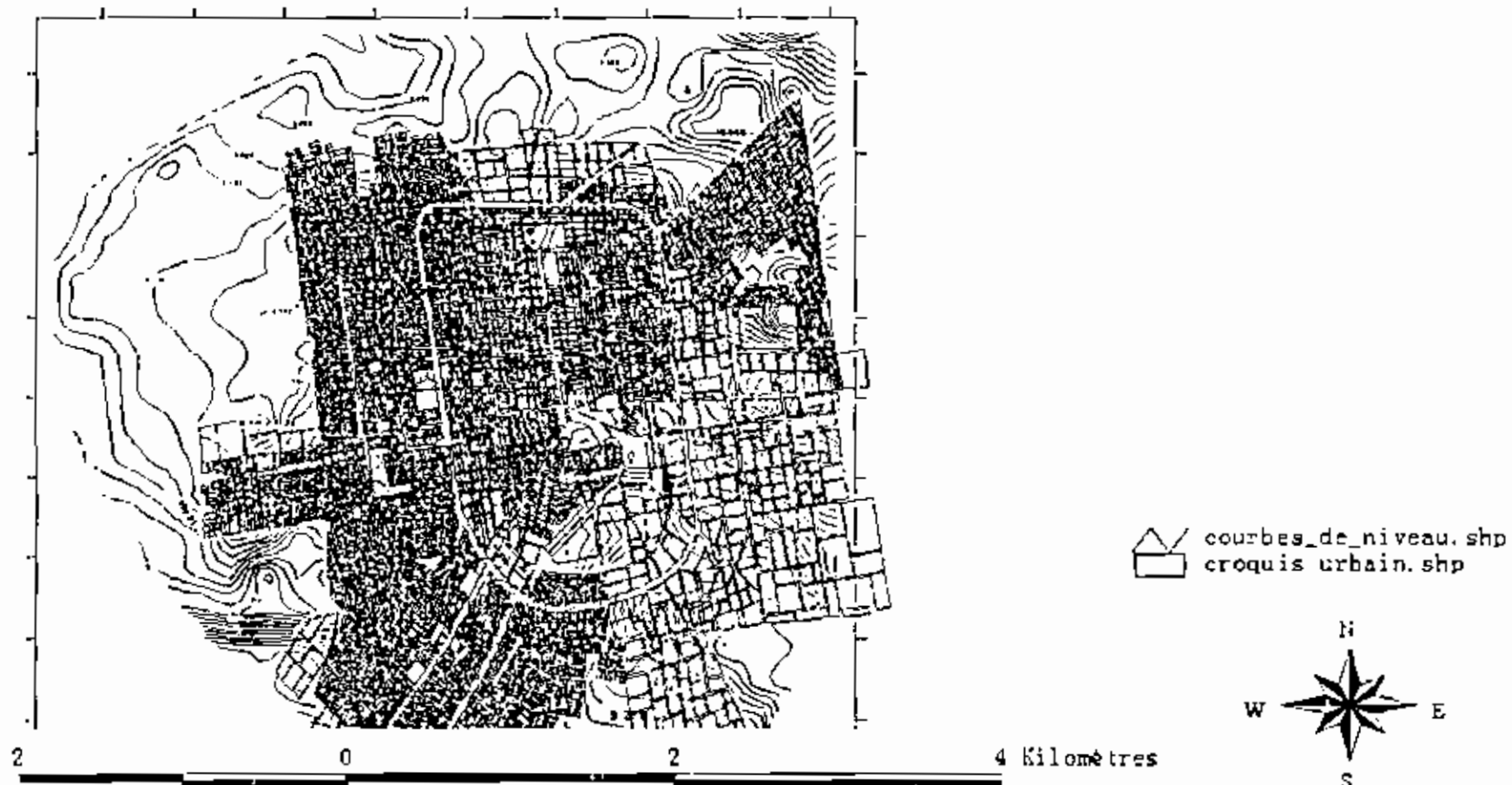
Cette transformation inclut un certain nombre de phénomènes : pertes par infiltration, évaporation, interception par la végétation, écoulement de surface, écoulement dans les canalisations.

Dans les bassins versants urbains, le ruissellement est prépondérant par rapport aux pertes de ruissellement. Celles-ci sont atténuées du fait de l'importance des surfaces imperméables et de la réduction du couvert végétal.

II.2 Etablissement des courbes de niveau

Il est basé sur un levé de 470 points (voir à l'annexe I) au niveau de la ville où chaque point est connu suivant sa latitude, longitude et altitude. Le tracé (figure 3) est effectué avec le logiciel SURFER.

Figure 3 : Courbes de niveau de la ville de Touba



II.3 Délimitation des bassins et sous-bassins

Le découpage s'est appuyé sur les documents de base suivants :

- Représentation topographique de la zone concernée (courbes de niveaux) ;
- Croquis urbain de Touba.

La détermination des limites des bassins versants naturels se fait par le tracé de la ligne de crête, à partir de l'exutoire en suivant la ligne de plus grande pente joignant les sommets, et ceci de chaque côté de l'exutoire.

Par contre, la méthodologie à suivre pour les limites des bassins versants élémentaires est la suivante :

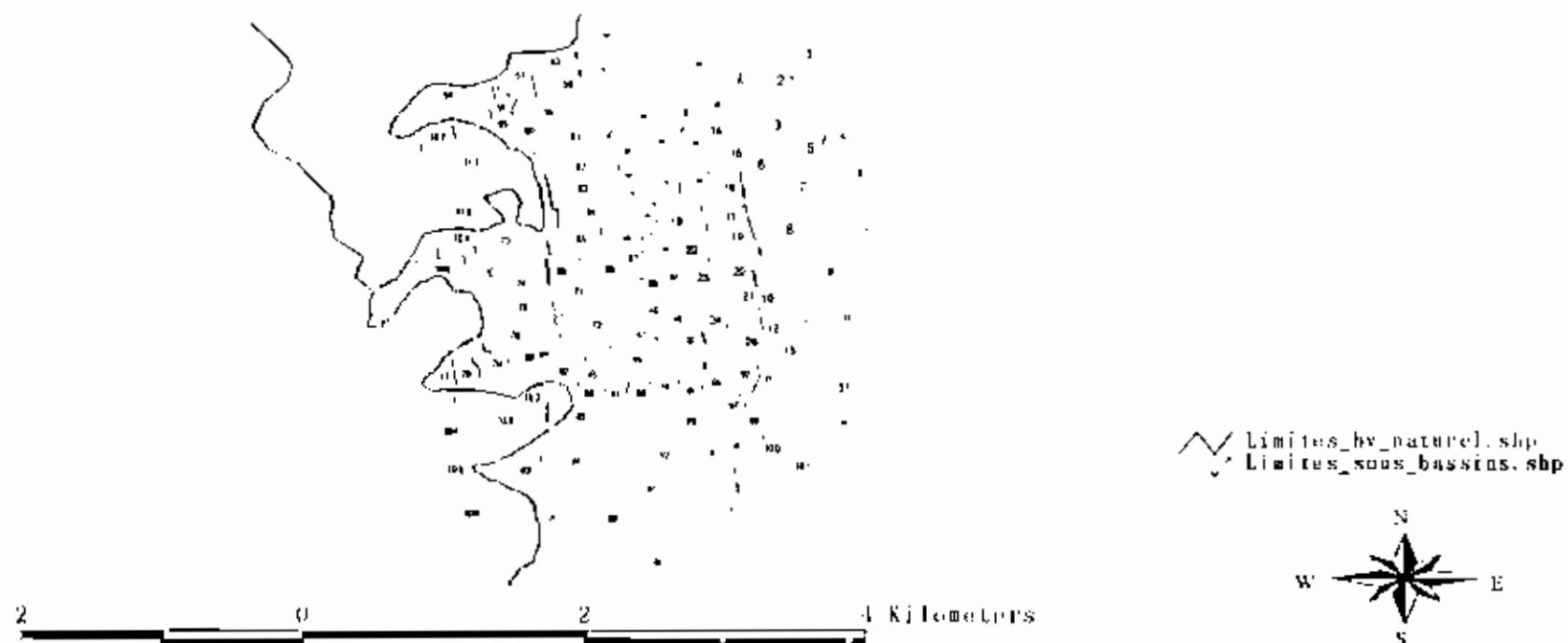
- Déterminer d'abord l'ossature du réseau canalisé ;
- Choisir les points qui constitueront les exutoires des sous-bassins desservis par chacun des principaux tronçons (point aval du tronçon). Pour délimiter les tronçons, on retient habituellement les jonctions des tronçons, les points correspondant à des changements significatifs des caractéristiques des tronçons (pente, dimensions etc.) ou des points intermédiaires pour scinder des tronçons homogènes mais de trop grande longueur (supérieure à 300 mètres environs)
- Délimiter des sous-bassins desservis par chaque tronçon de l'amont vers l'aval. Le milieu de chaque tronçon constitue a priori un exutoire.

Les limites latérales ont été effectuées en considérant que la délimitation doit suivre nécessairement selon les cas :

- Soit les limites séparatives des propriétés ;
- Soit les lignes de plus grandes pentes.

L'application de ces méthodes a permis de diviser la ville sainte en 3 bassins versants naturels et 111 sous bassins représentés par la figure 4.

Figure 4 : Limites des sous-bassins



II.4 Caractéristiques

Les paramètres topographiques essentiels qui caractérisent classiquement un bassin versant sont :

- Sa superficie ;
- Sa pente moyenne en pourcentage ;

La surface est une caractéristique très importante dans l'étude des bassins versants. Elle est obtenue dans notre cas sur un plan d'urbanisme de la ville de Touba numérisé superposé aux courbes de niveau à partir du logiciel Arcview.

La pente moyenne d'un bassin versant est donnée par l'expression suivante :

$$I = \frac{Deq.L}{A}$$

Avec I : la pente moyenne ;

Deq : l'équidistance des courbes de niveau ;

L : La longueur totale des courbes de niveau distante de Deq ;

A : Surface du bassin versant.

L'étude topographique permet de déterminer un paramètre important pour la suite du projet : le temps de concentration d'un bassin noté t_c . C'est la durée maximale d'écoulement dans le bassin versant. Si l'on pose :

- t' , le temps mis par une goutte d'eau pour ruisseler du point où elle tombe dans le bassin au point d'entrée de cette goutte dans le réseau,
- t'' , le temps d'écoulement dans le collecteur du point d'entrée dans le réseau à l'exutoire,

$$t_c = \text{Max} (t' + t'')$$

Le tracé correspondant est appelé plus long chemin hydraulique et est généralement noté L et la dénivelée correspondante H.

t' en minutes est donné par la formule empirique de Kirpich où L et H sont en mètres :

$$t' = \frac{1}{52} * \frac{L^{0,75}}{H^{0,38}}$$

t'' est donné par le rapport de la longueur du tronçon sur la vitesse de parcours de l'eau.

Toutes les caractéristiques décrites dans ce chapitre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Caractéristiques des bassins d'influence

BASSINS	A (ha)	cote amont(cm)	cote exutoire(cm)	H (m)	L (m)	t' (min)
1	15,266713	10500	10300	2	289,556907	10,0138084
2	22,82345	10450	10200	2,5	404,147732	13,4989697
3	19,574599	10455	10050	4,05	567,874442	16,6170497
4	14,532562	10555	10425	1,3	249,003394	9,91594795
5	6,820497	10555	10375	1,8	166,619723	5,52050076
6	12,052888	10355	10225	1,3	254,113325	10,1503201
7	26,148721	10555	9900	6,55	420,151059	9,78906573
8	22,490505	10300	9900	4	624,552809	18,6259486
9	33,252709	10100	9775	3,25	751,807025	24,9461377
10	8,20591	9800	9750	0,5	292,000428	17,1229688
11	31,009858	10100	9750	3,5	485,922005	14,6826
12	8,820257	9800	9600	2	257,297773	8,74191722
13	7,231454	9550	9425	1,25	214,293646	8,46898842
14	4,289627	9975	9950	0,25	200,830156	14,48881
15	6,665866	10250	9900	3,5	294,420804	8,25210164
16	8,781947	10175	9750	4,25	315,908589	8,31198044
17	4,157285	9810	9700	1,1	173,86348	6,99048098
18	10,535481	9900	9700	2	260,107689	8,85179863
19	8,249792	9950	9660	2,9	205,890424	5,37444698
20	10,117558	9950	9650	3	150,389925	4,04102056
21	8,458405	9750	9700	0,9	194,982077	8,60752711
22	1,22276	9710	9700	0,1	56,56	4,9743677
23	4,998354	9710	9700	0,1	113,7	10,668938
24	7,655994	9700	9550	1,5	148,717565	5,19156844
25	9,027128	9650	9500	1,5	254,114427	9,61314956
26	7,5038	9600	9400	2	288,556931	9,97404895
27	28,903768	9900	9325	5,75	587,928118	15,1372067
28	17,38976	9600	9325	2,75	546,266922	18,4105122
29	7,267674	10300	10025	2,75	368,280267	11,6391807
30	27,54319	10300	9975	3,25	389,663554	11,7158616
31	12,161548	10225	10125	1	328,241523	15,0528663
32	34,591454	10225	9925	3	302,364883	9,02197527
33	9,640082	10125	9850	2,75	413,779138	13,3762418
34	8,596688	10050	9910	1,4	189,625168	7,04771573
35	8,04501	10050	9915	1,35	218,464171	8,40924642
36	8,201731	10000	9875	1,25	301,442592	12,5388053
37	2,715452	9975	9875	1	110,054543	4,28396416
38	4,551177	9850	9840	0,1	176,53	17,6944862
39	7,700224	9975	9650	3,25	273,199332	7,78811881
40	8,839063	9975	9725	2,5	241,152959	7,45445569
41	4,091462	9850	9725	1,25	179,714347	6,91737012
42	3,863695	9700	9610	0,9	161,262511	6,91907335
43	7,265585	9725	9700	0,25	195,85016	14,0764121
44	3,566621	9725	9700	0,25	89,3403498	5,70800374
45	3,368456	9850	9825	0,25	110,980282	7,32507623
46	20,194021	9800	9775	0,25	185,090169	13,1907748
47	6,561385	9750	9675	0,75	172,59163	8,01763101
48	4,529236	9700	9540	1,6	238,705408	8,64510892
49	9,049418	9700	9575	1,25	110,847048	3,96829184

Tableau 4 : Caractéristiques des bassins d'influence (suite)

BASSINS	A (ha)	cote départ(cm)	cote exutoire(cm)	H (m)	L (m)	t' (min)
50	7,053489	9600	9400	2	244,078194	8,22741846
51	2,146033	9350	9150	2	136,454658	4,21542995
52	6,782536	9300	9150	1,5	237,384739	8,88899564
53	8,688611	10200	10125	0,75	310,550906	15,7552789
54	15,61324	10350	10175	1,75	411,833718	15,7969187
55	10,9642	10225	10175	0,5	874,090143	60,4195812
56	3,670754	10225	10150	0,75	157,711783	7,2279833
57	6,091222	10200	10150	0,5	290,99	17,054847
58	7,477332	10225	10150	0,75	215,391306	10,3439347
59	11,790642	10250	10125	1,25	382,112045	16,4698706
60	7,862179	10255	10210	0,45	124,620812	6,69429838
61	9,770334	10125	9975	1,5	236,674753	8,85842885
62	11,077039	10250	9800	4,5	370,297344	9,76357997
63	11,39466	10200	9850	3,5	435,124077	12,9317078
64	9,328033	10200	9775	4,25	443,030386	12,2633014
65	9,543959	10300	9875	4,25	286,90148	7,44049057
66	5,667727	9900	9700	2	279,107166	9,59935146
67	2,173198	9700	9650	0,5	147,410848	7,80183778
68	2,859335	9660	9650	0,1	48,95	4,04773672
69	15,101634	9840	9800	0,4	337,430237	22,0102744
70	6,679796	10150	9875	2,75	149,475299	4,14757843
71	7,209165	9900	9875	0,25	249,040125	18,5562057
72	15,621947	10025	9850	1,75	186,158226	5,33879583
73	23,853978	10300	10250	0,5	435,810287	27,1381447
74	17,318713	10300	10250	0,5	511,170245	32,6015655
75	9,989743	10275	9960	3,15	359,013819	10,7898768
76	11,919849	10250	9940	3,1	404,231887	12,442406
77	4,605855	10200	9850	3,5	230,436576	5,22658536
78	7,095978	10250	9900	3,5	310,559723	6,77440548
79	11,349733	10225	10000	2,25	356,557099	12,1651019
80	6,112118	10150	9950	2	248,788039	8,4102553
81	3,633837	9975	9950	0,25	176,68	12,5038845
82	9,688839	9950	9850	1	228,472188	9,92327437
83	20,365369	9750	9675	0,75	581,040484	32,3825264
84	15,877925	9825	9725	1	307,711625	13,9753324
85	13,681393	9975	9625	3,5	267,922862	7,40392549
86	3,56279	9975	9900	0,75	126,352226	5,60136287
87	6,169931	9925	9800	1,25	101,847671	3,60010046
88	5,538519	9700	9550	1,5	263,704266	10,0315192
89	33,149273	9825	9650	1,75	634,182415	25,9530571
90	37,926477	9750	9450	3	569,267905	18,6768996
91	29,998435	9600	9325	2,75	538,447023	18,1077571
92	21,043796	9550	9300	2,5	337,659255	10,9781689
93	12,155627	9550	9325	2,25	273,189266	8,95571934
94	6,528648	9550	9350	2	226,088846	7,53401128
95	5,959576	9275	9100	1,75	154,98988	5,13441586
96	6,240978	9125	9100	0,25	143,430218	9,83821275
97	3,72369	9275	9100	1,75	133,411478	4,32129956
98	12,649831	9350	9275	0,75	272,151033	13,5364525

Tableau 4 : Caractéristiques des bassins d'influence (suite)

BASSINS	A (ha)	cote départ(cm)	cote exutoire(cm)	H (m)	L (m)	t' (min)
99	4,278483	9375	9275	1	283,701762	12,7288156
101	22,999694	9425	9150	2,75	516,307295	17,331081
102	6,828855	9825	9750	0,75	316,950887	16,1292489
103	15,717025	9825	9650	1,75	402,053809	15,3662893
104	30,086945	9825	9650	1,75	349,954376	13,0995187
105	25,576864	9575	9225	3,5	838,407306	27,4931253
106	28,560831	9575	9075	5	852,214668	24,4635451
107	6,780098	10250	10225	0,25	199,100157	14,3453714
108	20,796526	10300	10275	0,25	788,10004	69,7988078
109	7,151701	10425	10275	1,5	214,225252	7,89920234
110	17,49842	10550	10325	2,25	277,449123	9,1165005
111	48,240807	10400	10325	0,75	1092,21026	66,9153209

III. LA PEDOLOGIE ET LE MODE D'OCCUPATION DES SOLS

III.1 La pédologie

Les sols de type « dior » recouvrent l'essentiel du territoire régional à côté des sols de type « decks » présents surtout au sud-ouest (ferrugineux lessivés) et les vallées fossiles du Sine et du Carcar (bruns, hydromorphes) [4].

Les sols de type « dior » sont sur des dunes continentales très émoussées. Ce sont des sols sableux, perméables et bien drainés.

III.2 Le mode d'occupation des sols

L'évolution spatiale de Touba a été marquée par le statut de capitale du mouridisme de la ville sainte dans laquelle, les fonctions liées au culte ont pris le dessus sur les autres fonctions (activités diverses, jeunesse et sport, enseignement du français, tourisme etc.). En effet les autorités religieuses sur qui repose le développement de la ville, devant mettre ses habitants à l'abri de toutes tentations qui les éloigneraient de la pratique religieuse, ont fait en sorte que la ville ne soit pas dotée de certains équipements d'accompagnement de l'habitat (stade, par exemple).

La gratuité des parcelles constitue au niveau de Touba et pour chaque mouride un droit. L'attribution des parcelles se fait sous l'autorité directe du Khalif Général des mourides. La vente des parcelles est prohibée et ne peut se faire qu'à l'insu des autorités religieuses.

Tableau 5 : La parcellisation

Nombre de parcelles	Mode d'acquisition	Pourcentage
12840	Achat à l'état nu	30.77 %
1056	Achat à l'état bâti	2.53 %
27832	Attribution gratuite par le Khalif	66.70 %
TOTAL : 41728		100 %

Source : Enquête ménages CAUS-1997.

En 1997, près de 90% des terrains habités relevaient du domaine national. Les seuls titres de propriétés enregistrés sont :

- des titres fonciers (0.39 %), des permis d'occuper délivrés par le service des Domaines (25,44 %) de simples actes de vente non notariés (74.17 %) ;
- plus de la moitié des occupants ne peuvent se prévaloir de titre officiel de propriété.

Les talibés qui mettent en valeur les terrains attribués ne sont pas inquiétés, alors que ceux qui laissent leurs terrains nus pendant plusieurs années, courent le risque de se voir dessaisir.

La taille des logements est très variée et dépend du statut des occupants (familles maraboutiques, grands commerçants, etc.) et de la situation géographique. Ainsi les bâtiments les plus importants (4 pièces et plus) se rencontrent à Touba Mosquée, Gouye Mbindi, Darou Khoudoss, Touba Guédé et Khaïra, partout ailleurs. Les logements sont plus modestes (2 à 3 pièces).

Au centre-ville, le caractère urbain de l'habitat est assez marqué avec un tissu dense que se partage l'habitat et les activités.

Cependant au delà de la rocade, le caractère semi-rural de l'habitat se précise, avec un tissu hétérogène de constructions modernes avoisinant des cases.

Les matériaux les plus utilisés dans la construction sont le ciment, la tôle galvanisée, la plaque ondulée d'amiante-ciment pour les toitures. Le sable des vallées fossiles est également utilisé pour l'obtention des agglomérés, compte tenu de l'éloignement de Touba du littoral. Le calcaire, la latérite ou le basalte qui entre dans la composition du béton sont importés. ce qui rend le coût des constructions élevé.

Dans les zones périphériques par contre, l'habitat traditionnel persiste, avec l'utilisation de paille, des claies de bambou, des tôles de récupération.

Progressivement, et à partir du centre-ville (Grande Mosquée), l'habitat évolue vers le moyen standing et l'économique. Néanmoins, il a partout un caractère résidentiel.

Dans la ville sainte, en dehors des grandes pénétrantes débouchant toutes sur la grande mosquée et quelques voies intérieures (au centre-ville) réalisées en bicouche et comportant des points bas mal drainés, les autres voies sont en terre.

III.2.1 Le coefficient de ruissellement

L'étude du mode d'occupation du sol, sa perméabilité et l'influence de la topographie permettent de déterminer un paramètre important pour la calcul du réseau : le coefficient de ruissellement noté C. C'est le rapport du volume d'eau qui ruisselle d'une surface au volume d'eau tombée sur elle.

L'évaluation du coefficient de ruissellement est un élément déterminant de tout projet d'assainissement pluvial.

Différents types de pertes interviennent entre le volume de pluie précipité et celui ruisselé : évaporation, interception par la végétation, infiltration, rétention en surface

Le coefficient de ruissellement mesure l'importance des pertes à l'écoulement des eaux dans le bassin versant.

Pour des quartiers résidentiels, Pierre Koch [9] donne une valeur de C compris entre 0,2 et 0,3. Compte tenu du caractère très perméable du sol à Touba, nous pouvons adopter la limite inférieure c'est-à-dire 0,2 dans la suite du projet.

IV. EVALUATION DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES

Le calcul des débits d'eaux pluviales à l'exutoire d'un bassin versant fait intervenir un nombre considérable de facteurs :

- des facteurs climatiques concernant la nature des précipitations, leur distribution dans le temps et l'espace, leur durée, la direction de leur déplacement, etc. ;
- des facteurs physiographiques concernant les dimensions du bassin versant, sa forme, son orientation, l'utilisation, la couverture et la nature des sols etc. ;
- des facteurs physiques concernant les modes d'écoulement des eaux dans le réseau de drainage, les dimensions des chenaux, leurs formes, longueurs, pentes rugosité, etc. ;

Les processus physiques de la transformation de la pluie en débit sont en outre particulièrement complexes et ne peuvent être décrits par une théorie très générale intégrant la totalité de ces facteurs. Ainsi de nombreux modèles de prévision du débit ruisselé existent, partiellement déterministes, probabiliste, mécanistes ou empiriques

Ces modèles suivent une approche globale et on peut les classer en deux catégories :

- les modèles donnant un débit de pointe à l'exutoire : la formule rationnelle, la méthode de Caquot ;
- les modèles fournissant un hydrogramme de ruissellement $Q(t)$: la méthode de l'hydrogramme unitaire, les modèles à réservoir, le modèles de Muskingum, etc.

IV.1 La méthode rationnelle

Pour notre projet, nous avons choisi la méthode rationnelle qui constitue par ailleurs un excellent outil pour la détermination d'un hydrogramme. En effet tout au long du développement du calcul, elle permet de rationaliser les résultats et de dégager les meilleurs caractéristiques du projet à retenir. Comme une des finalités de la méthode consiste à évaluer à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration au niveau des divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul. De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Trois hypothèses fondent la formule rationnelle :

- le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration t_c du bassin ;
- Q_p est proportionnel à l'intensité moyenne maximale i sur une durée égale au temps de concentration t_c du bassin versant ;
- i et le débit de pointe qui en résulte ont la même période de retour (T) Ceci suppose donc que le coefficient de ruissellement C du bassin soit constant.

Il en résulte l'expression de la formule rationnelle :

$$Q_p(T) = C.i(t_c, T).A$$

Avec la prise en compte de l'abattement spatial exprimé par Caquot et les unités du système international, elle devient :

$$Q_p = 0,167 C i t_c^{-0,75} A^{0,95}$$

IV.2 Utilisation de la méthode rationnelle

La démarche générale consiste à suivre le scénario ci-dessus :

1. Délimiter l'aire générale du bassin afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions correspondant aux sous-bassins d'apport et de donner leurs caractéristiques.
2. Procéder ensuite au calcul proprement dit, étant entendu que l'essentiel des calculs élémentaires ont été déjà effectués. Cette étape se compose du calcul du débit, de la détermination des sections, de la compatibilité avec les normes fixées, du calcul du temps de concentration t_c [$t_c(\text{aval}) = t_c(\text{amont}) + t''$] avant de passer au nœuds suivant.

Les débits trouvés sont donnés dans le tableau 7.

V. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'EAUX PLUVIALES

Vu la relative importance des débits trouvés du fait de l'intensité des averses observés nous avons penché vers un système d'évacuation des eaux pluviales constitué canaux à ciel ouvert en béton.

La conception d'un émissaire à ciel ouvert consiste à déterminer le profil longitudinal et la section transversale pour transiter un débit Q donné en tenant le plus près possible du sol.

V.1 Détermination de la pente

On se fixe à priori que la pente du radier Ir est égale à la pente du sol Is avec la contrainte suivante :

- $I_s = I_r > 0,001$;
- $I_s = I_r < 0,01$ pour éviter les débordements au changement de pente.

Il faut comparer la pente de radier considérée égale à la pente du sol, à la pente critique Ic dont l'expression est donnée par :

$$I_c = \frac{g * h_m}{K^2 * R^{4/3}}$$

Dans laquelle :

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$;

h_m est la hauteur moyenne rapport de la surface sur la largeur en surface ;

K est le coefficient de Manning ;

R est le rayon hydraulique.

Si $I_r \text{ inf à } I_c$: l'écoulement est dit lent, sinon il est dit rapide.

V.2 Détermination de la section transversale

Elle est basée sur la détermination du débit à écouler par la méthode rationnelle et les résultats de l'étude d'un écoulement permanent uniforme.

En effet, par la méthode rationnelle, le débit est donné par :

$$Q_p = 0,167 C a t_c^{-b} A^{0,95}$$

Les paramètres de cette formule ont été déterminés précédemment.

La formule de Manning-Strickler donne dans le cas de l'écoulement permanent uniforme dans un canal de pente I, de rayon hydraulique R, de section S et de coefficient de rugosité K :

$$Q = K * S * R^{2/3} * I^{1/2}$$

Le profil rationnel est le profil de l'écoulement qui maximise le débit d'écoulement avec un périmètre mouillé minimal (critère économique oblige). Pour un canal rectangulaire de largeur b et de tirant d'eau h , le profil rationnel est obtenu pour $b = 2 \cdot h$ et $R = h/2$ [5].
 En insérant ces valeurs dans la formule de Manning-Strickler, nous obtenons :

$$Q = K * (2h^2) * \left(\frac{h}{2}\right)^{2/3} * J^{1/2}$$

où la seule inconnue est maintenant le tirant d'eau h . La résolution de l'équation donne :

$$h = 0,917 * \frac{Q^{3/8}}{K^{3/8} * J^{3/16}}$$

Ainsi pour le dimensionnement, il suffit de connaître le débit ruisselé de par la formule rationnelle pour que soit déterminée la section de chaque tronçon.

V.2.1 Méthodologie de résolution

La méthodologie de résolution suivante a été proposée :

- Pour chaque sous-bassin de tête de superficie A , on estime le temps t_c de concentration et le coefficient de ruissellement C . Pour une période de récurrence donnée, nous déterminons à partir de la formule de Montana un taux de précipitation i correspondant à une durée égale au temps de concentration. Ceci nous permet de calculer le débit, le tirant d'eau et la largeur de ce tronçon, la vitesse d'écoulement et le temps de parcours.

- Pour un sous-bassin aval, on prend comme temps de concentration le maximum des temps de concentration et des temps de parcours des écoulements amont qui parviennent à son exutoire. La superficie considérée sera la somme de toutes les superficies amont desservies par cet exutoire. Le coefficient de ruissellement sera la moyenne pondérée par les aires des sous-bassins amont des coefficients de ces sous-bassins.

Le taux de précipitation i est déterminé par la formule de Montana. Nous pouvons alors calculer le débit (en tenant compte du décalage ou du phasage des hydrogrammes), le tirant d'eau et la largeur du tronçon considéré, la vitesse et le temps de parcours et passer au sous-bassin suivant. Cependant, la contrainte suivante est imposé :

$$V_{\min} < V < V_{\max}$$

Avec :

V_{\min} : vitesse minimale d'autocourage, généralement prise égale à 0,60 m/s ;

V_{\max} : vitesse limite de changement d'état laminaire en tourbillonnaire, généralement compris entre 4 et 5 m/s.

V.2.2 Paramètres de calcul

Pour le dimensionnement, les paramètres de calcul suivant (voir tableau 6) devront être déterminés : la superficie A des sous-bassins, le temps t_c de concentration et le coefficient de ruissellement C.

Tableau 6 : Paramètres de calcul

tronçons	long(m)	A (ha)	C	pen TN(%)	I (%)	t_c (min)
1*2	331,8	15,2667	0,2	1,31	0,3	10,01
2*3	331,9	22,8235	0,2	0,88	0,4	13,50
3*6	380,1	19,5746	0,2	1,02	0,2	16,62
4*5	322,2	14,5326	0,2	1,38	0,2	9,92
5*6	317,6	6,8205	0,2	2,93	0,5	5,52
6*7	296,6	12,0529	0,2	1,66	1	10,15
7*8	330,1	26,1487	0,2	0,76	0,2	9,79
8*9	208,8	22,4905	0,2	0,89	0,6	18,63
9*10	362,8	33,2527	0,2	0,60	0,2	24,95
10*12	299,1	8,20591	0,2	2,44	0,5	17,12
11*12	271,6	31,0099	0,2	0,64	0,6	14,68
12*13	259,8	8,82026	0,2	2,27	0,7	8,74
13*27	280,6	7,23145	0,2	2,77	0,4	8,47
14*15	224,9	4,28963	0,2	4,65	0,3	14,49
15*16	229,2	6,66587	0,2	3,00	0,7	8,25
16*17	222,3	8,78195	0,2	2,28	0,3	8,31
17*19	197,4	4,15729	0,2	4,81	0,2	6,99
18*19	262,4	10,5355	0,2	1,90	0,2	8,85
19*20	228,8	8,24979	0,2	2,42	0,2	5,87
20*21	321,1	10,1176	0,2	1,98	0,2	4,04
21*25	374,5	8,45841	0,2	2,36	0,5	8,61
22*23	234,2	4,22276	0,2	4,74	0,2	4,97
23*24	266,6	4,99835	0,2	4,00	0,6	10,67
24*25	416,5	7,65599	0,2	2,61	0,2	5,19
25*26	286	9,02713	0,2	2,22	0,4	9,61
26*27	293,9	7,5038	0,2	2,67	0,3	9,97
27*28	252,2	26,9038	0,2	0,74	0,2	15,14
28*101	243,9	17,3898	0,2	1,15	0,8	18,41
29*30	308,8	7,26767	0,2	2,75	0,2	11,70
30*32	438,2	27,5432	0,2	0,73	0,2	11,72
31*32	371,8	12,1615	0,2	1,64	0,5	15,05
32*33	320	34,5915	0,2	0,58	0,3	9,02
33*36	170,2	9,64008	0,2	2,07	0,2	13,38
34*35	259,6	8,59667	0,2	2,33	0,2	7,05
35*36	203,9	8,04501	0,2	2,49	0,2	8,41
36*37	146,4	8,20173	0,2	2,44	0,2	12,54
37*38	144	2,71545	0,2	7,37	0,3	4,28
38*41	214	4,55118	0,2	4,39	0,5	17,69
39*40	211,7	7,70022	0,2	2,60	0,2	7,79
40*41	205	8,83906	0,2	2,26	0,2	7,45
41*42	208,3	4,09146	0,2	4,89	0,6	6,92

Tableau 6: Paramètres de calcul (suite)

tronçons	long(m)	A (ha)	C	pente TN(%)	I (%)	te
42*43	252,2	3,8637	0,2	5,18	0,2	6,92
44*49	226,3	3,56662	0,2	5,61	0,6	5,71
45*46	234,6	3,36846	0,2	5,94	0,3	7,33
46*47	247,6	20,194	0,2	0,99	0,4	13,19
47*48	247,3	6,56139	0,2	3,05	0,6	8,02
48*49	192,3	4,52924	0,2	4,42	0,2	8,65
49*50	382,3	9,04942	0,2	2,21	0,5	3,97
50*51	215,5	7,05349	0,2	2,84	1	8,23
51*96	163,1	2,14603	0,2	9,32	0,3	4,22
52*96	212,6	6,78254	0,2	2,95	0,2	8,89
53*58	244	8,68861	0,2	2,30	0,2	15,76
54*56	174,8	15,6132	0,2	1,28	0,2	15,80
55*56	277,1	10,9642	0,2	1,82	0,2	60,42
56*57	190,3	3,67075	0,2	5,45	0,2	7,23
57*58	237,9	6,09122	0,2	3,28	0,2	17,05
58*59	255,7	7,47733	0,2	2,67	0,2	10,34
59*61	261,7	11,7906	0,2	1,70	0,6	16,47
60*61	320,9	7,86218	0,2	2,54	0,8	6,69
61*62	251,7	9,77033	0,2	2,05	0,7	8,86
62*63	266,7	11,077	0,2	1,81	0,2	9,76
63*64	178,1	11,3347	0,2	1,76	0,4	12,93
64*66	271,9	9,32303	0,2	2,14	0,3	12,26
65*66	364,7	9,54396	0,2	2,10	0,2	7,44
66*67	123,9	5,66773	0,2	3,53	0,4	9,60
67*69	270,6	2,1732	0,2	9,20	0,2	7,80
68*69	303,1	2,85934	0,2	6,99	0,2	4,05
69*72	492,9	15,1016	0,2	1,32	0,2	22,01
70*71	289,6	6,6798	0,2	2,99	0,2	4,15
71*72	343,3	7,20917	0,2	2,77	0,2	18,56
72*82	366,3	15,6219	0,2	1,28	0,2	6,34
108*109	171,4	20,7965	0,2	0,96	0,2	69,80
109*73	492,9	7,1517	0,2	2,80	0,2	7,90
73*74	349,9	23,854	0,2	0,84	0,2	27,14
74*75	242,5	17,3187	0,2	1,15	1	32,60
75*76	244,5	9,98974	0,2	2,00	0,2	10,79
76*81	169,2	11,9198	0,2	1,68	0,2	12,44
77*78	180,7	4,60586	0,2	4,34	0,2	6,23
78*79	182,4	7,09598	0,2	2,82	0,2	8,77
79*80	249,4	11,3497	0,2	1,76	0,2	12,17
80*81	213,6	6,11212	0,2	3,27	0,2	8,41
81*82	186,3	3,63384	0,2	5,50	0,5	12,50
82*86	274,3	9,68884	0,2	2,06	0,2	9,92
86*87	138,3	20,3654	0,2	0,98	0,7	32,38
87*88	194,8	15,8779	0,2	1,26	1	13,98
83*84	354,8	13,6814	0,2	1,46	0,2	7,40
84*85	280	3,56279	0,2	5,61	0,4	5,60
85*88	423,7	6,16993	0,2	3,24	0,2	3,60
88*94	231,8	5,53852	0,2	3,61	0,9	10,03

Tableau 6 : Paramètres de calcul (suite)

tronçons	long(m)	A (ha)	C	pen te TN(%)	I (%)	te
90*91	310,1	37,9265	0,2	0,53	0,4	18,68
91*92	269,4	29,9984	0,2	0,57	0,2	18,11
92*93	271	21,0438	0,2	0,95	0,2	10,98
93*94	238,1	12,1556	0,2	1,65	0,2	8,96
94*95	187	6,52865	0,2	3,06	1	7,53
95*96	158	5,95958	0,2	3,36	0,2	5,13
96*97	209,4	6,24098	0,2	3,20	0,2	9,84
97*98	219	3,72369	0,2	3,20	0,2	4,32
98*99	133	12,6498	0,2	5,37	0,2	13,54
99*100	167,4	4,27848	0,2	1,58	0,4	12,73
100*101	227,7	7,93774	0,2	4,67	0,2	13,63
102*103	133	6,82886	0,2	2,52	0,7	16,13
103*104	288,1	15,717	0,2	2,93	0,2	15,37
104*105	309,7	30,0869	0,2	1,27	1	13,10
105*106	194,4	25,5769	0,2	0,66	0,7	27,49
107*111	328,5	6,7801	0,2	0,78	0,2	14,35
110*111	372	17,4984	0,2	2,95	0,2	69,80

V.2.3 Calcul du réseau

— Les calculs sont effectués sur le tableur Excel. Nous donnerons ici un exemple de calcul. Pour les autres tronçons les résultats sont donnés au tableau [numero]. Pour le tronçon 1-2 par exemple, nous avons : C = 0,2 ; a = 11,9 ; b = 0,5 ; te = 10,01 min ; A = 15,2667 ha :

$$I = 0,3 \% ; K = 70$$

Donc

$$\begin{aligned} Q_p &= 0,167 C a t_c^{-b} A^{0,95} \\ &= 0,167 * 0,2 * 11,9 * 10,01^{-0,5} * 15,2667^{0,95} \\ &= 1,6732 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

d'où :

$$\begin{aligned} h &= 0,917 * \frac{Q^{3/8}}{K^{3/8} * I^{3/16}} \\ &= 0,917 * \frac{1,6735^{3/8}}{70^{3/8} * 0,003^{3/16}} \\ &= 0,6719 \text{ m} \end{aligned}$$

d'où :

$$b = 2 * I = 1,3438$$

Ainsi nous aurons comme vitesse de parcours :

$$v = \frac{\text{débit calculé}}{\text{aire mouillée}}$$

$$v = \frac{1,6732}{0,6719 * 1,3438}$$

$$v = 1,853 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est compatible avec les normes, c'est-à-dire compris entre 0,6 et 5 m/s.

d'où le temps de parcours est donné par :

$$t_p = \frac{\text{longueur du tronçon}}{\text{vitesse de parcours}}$$

$$t_p = \frac{331,8}{60 * 1,853} = 2,98 \text{ min}$$

De ce fait, le temps de concentration t_{c1} est donné par : $t_{c1} = t_e + t_p = 10,01 + 2,98 = 13 \text{ min}$
 Pour le tronçon 2-3, on aura donc le temps de calcul qui sera donné par
 $t_c = \text{Max} (13 ; 13,5) = 13,5$ et $A = 15,27 + 22,82 = 38,09 \text{ ha}$.

Ce calcul fait pour tous les bassins donne les résultats du tableau 7 :

Tableau 7 : Sections et pente critique des canaux

Tronçons	Aire cumulée	Temps de calcul	Débit drainé	hauteur	Largeur	vitesse	Temps de parcours	Temps de concentration	Pente critique
1*2	15,27	10,01	1,67	0,67	1,34	1,85	2,98	13,00	0,58
2*3	38,09	13,50	3,43	0,83	1,67	2,47	2,24	15,74	0,54
3*6	57,66	16,62	4,59	1,06	2,12	2,05	3,09	19,71	0,50
4*5	14,53	9,92	1,60	0,71	1,43	1,57	3,41	13,33	0,56
5*6	21,35	13,33	2,00	0,65	1,30	2,35	2,26	15,58	0,58
6*7	79,02	19,71	5,69	0,85	1,70	3,95	1,25	20,96	0,53
7*8	105,17	20,96	7,23	1,26	2,51	2,30	2,40	23,36	0,47
8*9	127,66	23,36	8,24	1,07	2,15	3,58	0,97	24,33	0,49
9*10	160,91	24,95	9,93	1,41	2,83	2,48	2,43	27,38	0,45
10*12	169,12	27,38	9,94	1,19	2,38	3,50	1,42	28,80	0,48
11*12	31,01	14,68	2,71	0,71	1,41	2,71	1,67	16,35	0,57
12*13	200,13	28,80	11,37	1,18	2,35	4,11	1,05	29,86	0,48
13*27	207,36	29,86	11,55	1,31	2,63	3,35	1,40	31,25	0,46
14*15	4,29	14,49	0,42	0,40	0,80	1,31	2,86	17,35	0,69
15*16	10,96	17,35	0,93	0,46	0,92	2,20	1,74	19,09	0,65
16*17	19,74	19,09	1,55	0,65	1,30	1,82	2,04	21,13	0,58
17*19	23,89	21,13	1,76	0,74	1,48	1,61	2,04	23,17	0,56
18*19	10,54	8,85	1,25	0,65	1,30	1,48	2,95	11,81	0,58
19*20	34,43	23,17	2,38	0,83	1,66	1,74	2,19	25,37	0,54
20*21	44,55	25,37	2,91	0,89	1,78	1,83	2,93	28,29	0,52
21*25	53,01	28,29	3,25	0,73	1,57	2,65	2,36	30,65	0,55
22*23	4,22	4,97	0,70	0,52	1,05	1,28	3,05	8,02	0,63
23*24	9,22	10,67	1,00	0,49	0,97	2,11	2,10	12,77	0,64
24*25	16,88	12,77	1,63	0,72	1,44	1,58	4,39	17,16	0,58
25*26	69,88	30,65	4,06	0,89	1,77	2,58	1,85	32,50	0,52
26*27	77,39	32,50	4,34	0,96	1,92	2,35	2,08	34,58	0,51
27*28	284,74	34,58	14,51	1,63	3,26	2,73	1,54	36,12	0,43
28*101	302,13	36,12	15,02	1,27	2,55	4,63	0,83	37,00	0,47
29*30	7,27	11,70	0,76	0,54	1,08	1,31	3,93	15,63	0,62
30*32	34,81	15,63	2,93	0,89	1,79	1,83	3,99	19,62	0,52
31*32	12,16	15,05	1,10	0,52	1,04	2,02	3,07	18,12	0,63
32*33	46,97	19,62	3,48	0,88	1,77	2,22	2,40	22,02	0,53
33*36	56,61	22,02	3,92	1,00	2,00	1,97	1,44	23,46	0,50
34*35	8,60	7,05	1,16	0,63	1,26	1,45	2,98	10,03	0,59
35*36	16,64	10,03	1,81	0,75	1,49	1,62	2,09	12,12	0,56
36*37	73,25	23,46	4,85	1,08	2,16	2,08	1,18	24,63	0,49
37*38	75,97	24,63	4,90	1,01	2,01	2,42	0,99	25,62	0,50
38*41	80,52	25,62	5,08	0,93	1,85	2,96	1,20	26,83	0,52
39*40	7,70	7,79	0,99	0,60	1,19	1,40	2,53	10,32	0,60
40*41	16,54	10,32	1,78	0,74	1,48	1,62	2,11	12,43	0,56
41*42	97,06	26,83	5,93	0,95	1,90	3,30	1,05	27,88	0,51
42*43	100,92	27,88	6,03	1,17	2,35	2,19	1,92	29,80	0,48
43*44	108,19	29,80	6,23	1,19	2,37	2,21	2,17	31,97	0,48
44*49	111,76	31,97	6,21	0,96	1,93	3,33	1,13	33,10	0,51
45*46	3,37	7,33	0,47	0,42	0,83	1,35	2,90	10,23	0,68
46*47	9,93	13,19	0,97	0,52	1,04	1,80	2,29	15,48	0,63
47*48	14,46	15,48	1,28	0,53	1,07	2,25	1,83	17,32	0,62
48*49	23,51	17,32	1,92	0,76	1,53	1,65	1,95	19,26	0,55

Tableau 7 : Section et pente critique des canaux (suite)

Tronçons	Aire cumulée	Temps de calcul	Débit drainé	hauteur	Largeur	vitesse	Temps de parcours	Temps de concentration	Pente critique
49*50	135,26	33,10	7,31	1,06	2,12	3,24	1,96	35,06	0,49
50*51	142,32	35,06	7,46	0,94	1,88	4,23	0,85	35,91	0,52
51*96	144,46	35,91	7,47	1,18	2,36	2,69	1,01	36,92	0,48
52*96	6,78	8,89	0,82	0,56	1,11	1,33	2,66	11,55	0,61
53*58	8,69	15,76	0,78	0,54	1,09	1,32	3,09	18,85	0,62
54*56	15,61	15,80	1,36	0,67	1,34	1,51	1,93	17,72	0,58
55*56	10,96	60,42	0,50	0,46	0,92	1,18	3,93	64,35	0,65
56*57	26,58	64,35	1,12	0,62	1,25	1,44	2,20	66,55	0,59
57*58	32,67	66,55	1,34	0,67	1,33	1,50	3,19	69,74	0,58
58*59	40,15	69,74	1,59	0,71	1,42	1,57	2,71	72,46	0,57
59*61	51,94	72,46	1,99	0,63	1,26	2,51	1,74	74,19	0,59
60*61	7,86	6,69	1,09	0,48	0,95	2,40	2,22	8,92	0,65
61*62	59,80	74,19	2,25	0,64	1,28	2,74	1,53	75,72	0,59
62*63	70,88	75,72	2,62	0,86	1,71	1,78	2,50	78,22	0,53
63*64	82,27	78,22	2,97	0,79	1,58	2,38	1,25	79,47	0,55
64*66	91,60	79,47	3,26	0,86	1,73	2,19	2,07	81,54	0,53
65*66	9,54	7,44	1,24	0,65	1,30	1,48	4,11	11,55	0,58
66*67	101,14	81,54	3,53	0,84	1,69	2,49	0,83	82,37	0,53
67*69	103,32	82,37	3,59	0,97	1,93	1,93	2,34	84,71	0,51
68*69	2,86	4,05	0,54	0,47	0,95	1,20	4,22	8,27	0,65
69*72	106,18	84,71	3,63	0,97	1,94	1,93	4,25	68,96	0,51
70*71	6,68	4,15	1,19	0,64	1,27	1,46	3,31	7,45	0,59
71*72	13,89	18,56	1,12	0,62	1,25	1,44	3,97	22,53	0,59
72*82	120,06	88,96	3,98	1,00	2,01	1,98	3,09	92,05	0,50
108*109	20,80	69,80	0,85	0,56	1,12	1,34	2,13	71,93	0,61
109*73	27,95	71,93	1,11	0,62	1,24	1,44	5,72	77,65	0,59
73*74	51,80	77,65	1,92	0,76	1,53	1,65	3,54	81,19	0,55
74*75	69,12	81,19	2,47	0,62	1,24	3,21	1,26	82,45	0,59
75*76	79,11	82,45	2,78	0,88	1,75	1,81	2,25	84,70	0,53
76*81	91,03	84,70	3,14	0,92	1,84	1,86	1,51	86,22	0,52
77*78	4,61	6,23	0,68	0,52	1,03	1,27	2,37	8,60	0,63
78*79	11,70	8,77	1,39	0,68	1,35	1,52	2,00	10,78	0,57
79*80	23,05	12,17	2,25	0,81	1,62	1,71	2,43	14,59	0,54
80*81	29,16	14,59	2,56	0,85	1,70	1,77	2,01	16,60	0,53
81*82	120,19	86,22	4,05	0,85	1,70	2,80	1,11	87,32	0,53
82*86	240,26	92,05	7,57	1,28	2,55	2,32	1,97	94,02	0,47
86*87	260,62	94,02	8,09	1,04	2,07	3,78	0,61	94,63	0,50
87*88	276,50	94,63	8,53	0,99	1,98	4,37	0,74	95,37	0,51
83*84	13,68	7,40	1,75	0,74	1,48	1,61	3,67	11,08	0,56
84*85	17,24	11,08	1,79	0,65	1,30	2,10	2,22	13,30	0,58
85*88	23,41	13,30	2,18	0,80	1,60	1,70	4,15	17,45	0,54
88*94	299,92	95,37	9,18	1,04	2,07	4,28	0,90	96,28	0,50
89*90	33,15	25,95	2,17	0,65	1,30	2,56	2,23	28,18	0,58
90*91	71,08	28,18	4,30	0,91	1,81	2,61	1,98	30,16	0,52
91*92	101,07	30,16	5,81	1,16	2,31	2,17	2,07	32,23	0,48
92*93	122,12	32,23	6,72	1,22	2,44	2,25	2,00	34,23	0,47
93*94	134,27	34,23	7,14	1,25	2,50	2,29	1,73	35,97	0,47
94*95	434,19	96,28	12,98	1,16	2,31	4,86	0,64	96,92	0,48
95*96	440,15	96,92	13,11	1,57	3,14	2,86	0,99	97,91	0,43

Tableau 7 : Section et pente critique des canaux (suite)

Tronçons	Aire cumulée	Temps de calcul	Débit drainé	hauteur	Largeur	vitesse	Temps de parcours	Temps de concentration	Pente critique
96*97	446,93	97,91	13,23	1,57	3,15	2,67	1,31	99,21	0,43
97*98	450,66	99,21	13,25	1,58	3,15	2,67	1,37	100,58	0,43
98*99	463,30	100,58	13,51	1,59	3,17	2,68	0,83	101,41	0,43
99*100	467,58	101,41	13,57	1,40	2,79	3,48	0,80	102,21	0,45
100*101	475,52	102,21	13,74	1,60	3,19	2,69	1,41	103,62	0,43
102*103	6,83	16,13	0,61	0,39	0,79	1,98	1,12	17,25	0,69
103*104	22,55	17,25	1,85	0,75	1,50	1,63	2,94	20,19	0,55
104*105	52,63	20,19	3,82	0,73	1,46	3,58	1,44	21,63	0,56
105*106	78,21	27,49	4,77	0,85	1,70	3,31	0,96	28,47	0,53
107*111	6,78	14,35	0,65	0,51	1,02	1,25	4,36	18,71	0,63
110*111	17,50	69,80	0,72	0,53	1,06	1,29	4,81	74,61	0,62

Finalement, en prenant une revanche d'environ 15 cm, les caractéristiques retenues pour le réseau d'évacuation des eaux pluviales sont les suivantes :

Tableau 8 : Caractéristiques géométriques des canaux

Tronçons	long(m)	h canal	largeur canal
1*2	331,8	0,80	1,35
2*3	331,9	0,95	1,70
3*6	380,1	1,20	2,15
4*5	322,2	0,85	1,45
5*6	317,6	0,80	1,30
6*7	296,6	1,00	1,70
7*8	330,1	1,40	2,50
8*9	208,8	1,20	2,15
9*10	362,8	1,55	2,85
10*12	299,1	1,35	2,40
11*12	271,6	0,85	1,40
12*13	259,8	1,30	2,35
13*27	280,6	1,45	2,65
14*15	224,9	0,55	0,80
15*16	229,2	0,60	0,95
16*17	222,3	0,80	1,30
17*19	197,4	0,90	1,50
18*19	262,4	0,80	1,30
19*20	228,8	1,00	1,65
20*21	321,1	1,05	1,80
21*25	374,5	0,95	1,30
22*23	234,2	0,65	1,05
23*24	266,6	0,65	1,00
24*25	416,5	0,90	1,45
25*26	286	1,05	1,80
26*27	293,9	1,10	1,90
27*28	252,2	1,80	3,25
28*101	243,9	1,40	2,55
29*30	308,8	0,70	1,10
30*32	438,2	1,05	1,80
31*32	371,8	0,70	1,05
32*33	320	1,05	1,80
33*36	170,2	1,15	2,00
34*35	259,6	0,80	1,25
35*36	203,9	0,90	1,50
36*37	146,4	1,25	2,15
37*38	144	1,15	2,00
38*41	214	1,10	1,85
39*40	211,7	0,75	1,20
40*41	205	0,90	1,50
41*42	208,3	1,10	1,90
42*43	252,2	1,30	2,35
43*44	288,2	1,35	2,30
44*49	226,3	1,10	1,90
45*46	234,6	0,60	0,85

tronçons	long(m)	h canal	largeur canal
56*57	190,31	0,80	1,25
57*58	287,91	0,85	1,35
58*59	255,7	0,85	1,40
59*61	261,69	0,80	1,25
60*61	320,85	0,65	0,95
61*62	251,7	0,80	1,30
62*63	266,74	1,00	1,70
63*64	178,08	0,95	1,60
64*66	271,9	1,00	1,75
65*66	364,71	0,80	1,30
66*67	123,94	1,00	1,70
67*69	270,57	1,15	1,95
68*69	303,13	0,65	0,95
69*72	492,89	1,15	1,95
70*71	289,62	0,80	1,25
71*72	343,25	0,80	1,25
72*02	366,25	1,15	2,00
108*109	171,44	0,70	1,10
109*73	492,89	0,80	1,25
73*74	349,87	0,90	1,50
74*75	242,48	0,80	1,25
75*76	244,53	1,05	1,75
76*81	169,2	1,10	1,85
77*78	180,65	0,70	1,05
78*79	182,39	0,85	1,35
79*80	249,43	0,95	1,60
80*81	213,61	1,00	1,70
81*82	186,26	1,00	1,70
82*86	274,33	1,45	2,55
86*87	138,33	1,20	2,05
87*88	194,83	1,15	2,00
83*84	354,83	0,90	1,50
84*85	280	0,80	1,30
85*88	423,66	0,95	1,60
88*94	231,75	1,20	2,05
89*90	343,26	0,80	1,30
90*91	310,09	1,05	1,80
91*92	269,43	1,30	2,30
92*93	271,03	1,40	2,45
93*94	238,08	1,40	2,50
94*95	187,04	1,30	2,30
95*96	157,97	1,75	3,15
96*97	209,38	1,75	3,15
97*98	218,98	1,75	3,15
98*99	132,98	1,75	3,15

Tableau 8 : Caractéristiques géométriques des canaux (suite)

Tronçons	long(m)	h canal	largeur canal	tronçons	long(m)	h canal	largeur canal
47*48	247,3	0,70	1,05	100*101	227,67	1,75	3,20
48*49	192,3	0,90	1,55	102*103	132,98	0,55	0,80
49*50	382,3	1,20	2,10	103*104	288,07	0,90	1,50
50*51	215,5	1,10	1,90	104*105	309,73	0,90	1,45
51*96	163,1	1,35	2,35	105*106	194,43	1,00	1,70
52*96	212,6	0,70	1,10	107*111	328,5	0,70	1,00
53*58	244	0,70	1,10	110*111	371,98	0,70	1,05
54*56	174,8	0,85	1,35				
55*56	277,1	0,60	0,90				

Ces résultats obtenus peuvent être considérés comme définitifs. La dernière partie qui devrait s'imposer est la résolution proprement dite du réseau dans son environnement, en fonction des diverses contraintes qui peuvent influencer le calage tant en altitude qu'en plan. Mais, ces contraintes ont été intégrées dans le calcul (en proposant des pentes sensiblement égales à celle du terrain naturel, et en ne faisant passer les canaux que dans les rues déjà existante) de façon à ne pas avoir à exécuter des remblais important ou des expropriation lors de la phase de réalisation.

Pour dimensionner ce réseau, nous avons supposé qu'une importante partie des eaux pluviales sera collectée au niveau de la voirie. Ainsi, pour un bon fonctionnement du réseau, nous proposons la construction d'une voirie de support dans les rues de la ville où passe le réseau et qui en sont actuellement dépourvues.

D'autre part, des ouvrages annexes (bouches d'engouffrement) seront prévues au niveau de la voirie pour assurer la collecte des eaux drainées par la voirie. L'espacement indiqué est de 50 m.

3eme PARTIE : ASSAINISEMENT DES EAUX USEES

I. BASSINS DE COLLECTE

La première étape à franchir lors d'une étude en assainissement des eaux usées est la détermination des flux rejetés. Cette évaluation quantitative des rejets d'une agglomération peut être représentée par une modélisation spatiale des zones élémentaires d'occupation des sols appelées *bassins de collecte*.

Les quantités à considérer dépendent de la répartition des consommations d'eau, liées aux facteurs socio-économiques, que l'on peut intégrer dans des catégories d'occupation des sols en fonction de l'importance de l'agglomération et de son activité dominante.

Dans notre cas, au lieu du découpage classique en différentes zones d'activité, du fait de la quasi homogénéité de l'habitat (pas de zone industrielle à Touba), nous avons choisi comme bassins de collecte les quartiers de la ville.

1.1 EVALUATION ET REPARTITION DES POPULATIONS A DESSERVIR

Connaissant la répartition de la population en 1988 et 1997, nous pouvons faire une projection pour évaluer la population actuelle et future.

1.1.1. La population actuelle

La projection est basée sur la population de 1988 et celle de 1997 (voir tableau ci-dessous) :

Tableau 9 : Population de Touba en 1988 et 1997

QUARTIERS	POPULATION	
	1988	1997
GOUYE MBIND	6 585	13 672
TOUBA MOSQUEE	31 331	65 048
DAROU MINAME	14 850	30 831
DAROU KHODOSS	40 536	84 159
KHAIRA	8 832	18 337
DAROU MARNANE	7 635	15 851
KEUR NIANG	7 125	14 793
GUEDE BOUSSO	4 065	8 440
TOUBA GUEDE	3 688	8 031
MADYANA	7 752	16 094
TOTAL	132 399	275 256

Source: RGPH de 1988 – Enquête-ménage CAUS 1997

Touba a une population jeune et qui se développe rapidement donc la méthode de l'accroissement géométrique est celle qui convient le mieux pour l'estimation de la population.

Par définition, l'accroissement d'une population P est dit géométrique si l'augmentation dP de cette population durant le temps dt est proportionnelle à la population. Le coefficient de proportionnalité est noté K et est aussi appelé taux d'accroissement annuel.

$$\begin{aligned} \frac{dP}{dt} &= KP \Rightarrow \frac{dP}{P} = K dt \\ \Rightarrow \int_{P1}^{P2} \frac{dP}{P} &= K \int_{t1}^{t2} dt \Rightarrow \ln P2 - \ln P1 = K(t2 - t1) \\ \text{d'où } K &= \frac{\ln P2 - \ln P1}{t2 - t1} \end{aligned}$$

Ainsi, pour l'année n , la population Pn est donnée par :

$$\ln Pn = \ln P2 + K (tn - t2)$$

Pour notre cas (population de Touba entre 1988 et 1997), le taux d'accroissement est donné par :

$$K = \frac{\ln P_{1997} - \ln P_{1988}}{1997 - 1988}$$

La ville de Touba a connu une extension de ses quartiers ainsi que la création de deux nouveaux quartiers (Touba Mosquée² et Darou Nahim) dont nous allons estimer la population en 2003 en supposant une densité d'habitation de 30 habitants/ha. D'où le tableau suivant donnant la population actuelle (2003).

Tableau 10 : Estimation de la population de Touba en 2003

QUARTIER	K	POPULATION EN 2003
GOUYE MBIND	0.08117	22 251
TOUBA MOSQUEE	0.08117	105 862
DAROU MINAME	0.08117	50 175
DAROU KHOUDOSS	0.08117	136 964
KIIAIRA	0.08117	29 842
DAROU MARNANE	0.08117	25 796
KEUR NIANG	0.08117	24 075
GUEDE BOUSSO	0.08117	13 736
TOUBA GUEDE	0.08117	13 492
MADYANA	0.08117	26 192
TOUBA MOSQUEE II	-	7 422
DAROU NAHIM	-	4 935
TOTAL		460 742

1.1.2. La population future

Le réseau d'assainissement devra être conçu pour une période de 10 ans, donc il est nécessaire d'estimer le plus précisément possible la population de Touba en 2013.

En supposant que le taux de croissance K de la ville est constant, nous aurons les résultats suivants :

Tableau 11 : Estimation de la population de Touba en 2013

QUARTIER	K	POPULATION EN 2013
GOUYE MBIND	0,08117	50 105
TOUBA MOSQUEE I	0,08117	238 370
DAROU MINAME	0,08117	112 982
DAROU KHOUDOSS	0,08117	308 402
KHAIRA	0,08117	67 199
DAROU MARNANE	0,08117	58 083
KEUR NIANG	0,08117	54 212
GUEDE BOUSSO	0,08117	30 931
TOUBA GUEDE	0,08117	32 035
MADYANA	0,08117	58 975
TOUBA MOSQUEE II	0,08117	16 712
DAROU NAHIM	0,08117	11 112
TOTAL		1 039 118

1.2 EVALUATION DES DEBITS

Le volume d'eaux usées urbaines recueilli par habitant est essentiellement variable suivant l'équipement des habitations et le mode de vie des habitants. Nous nous placerons dans l'hypothèse que dans 10 ans la population de Touba sera alimentée normalement en eau sous pression avec des installations sanitaires individuelles complètes (WC avec chasse, salles d'eau, etc.). C'est cette hypothèse, même si elle n'est pas réalisée au moment de la construction du réseau, qui permettra de déterminer les débits et, corrélativement, les caractéristiques des canalisations pour une situation future normale. En outre, la valeur admise pour la population à desservir doit également tenir compte d'une croissance raisonnable de l'agglomération. Une prévision à 10 ans paraît souhaitable. Le mode de vie influe également sur la consommation d'eau, qui a tendance à augmenter, toutes autres choses égales par ailleurs.

1.2.1 Evaluation du débit minimal actuel

Le débit minimal permet d'apprécier la capacité d'autocourage des canalisations. Cette détermination des débits minimaux à prendre en compte est encore plus importante pour une station d'épuration qui doit être adaptée ou adaptable aux conditions réelles de

fonctionnement. Des observations faites dans des pays en voie de développement montrent que les rejets peuvent atteindre des valeurs extrêmement basses, de l'ordre de 15 à 20 l/habitant/jour ; et cela, dans la majorité des quartiers de la ville. Nous prenons ainsi pour Touba un débit minimal $Q_{min} = 20$ l/habitant/jour.

Sur la base de ce débit minimal, nous avons calculé le débit minimal par quartier en l/s donné par le tableau ci-après :

Tableau 12 : Débit minimal actuel par quartier

QUARTIER	POPULATION EN 2003	DEBIT MINIMAL ACTUEL (l/s)
GOUYE MBIND	22 251	5,17
TOUBA MOSQUEE I	105 862	24,50
DAROU MINAME	50 175	11,61
DAROU KHOUDOSS	136 964	31,70
KHAIRA	29 842	6,90
DAROU MARNANE	25 796	7,97
KEUR NIANG	24 075	5,57
GUEDE BOUSSO	13 736	3,17
TOUBA GUEDE	13 492	3,12
MADYANA	26 192	6,06
TOUBA MOSQUEE II	7 422	1,71
DAROU NAHIM	4 935	1,14

1.2.2 Evaluation des débits maxima d'avenir

Les débits maxima d'avenir conditionnent implicitement les dimensions des canalisations en système séparatif. D'une manière générale, ils sont évalués sur la base des consommations d'eau des consommations d'eau globales de l'agglomération recensées au jour de la plus forte consommation de l'année.

Les volumes de référence sont estimés sur la base de deux méthodes :

- mesures des volumes réellement distribués par sommation des enregistrements des consommations particulières recensées sur les compteurs des abonnés ;
- mesures sur les compteurs généraux disposés au niveau des forages, déduction faite des pertes.

Touba ne disposant pas de système de distribution avec compteur pour abonnés (gratuité de l'eau), nous avons eu recours à la seconde méthode.

1.2.2.1 La production d'eau potable

Les ouvrages de production d'eau potable équipés à Touba sont constitués de 15 forages dont 13 à gros débits et 2 à débits moyens. La ville sainte de Touba accueille chaque année lors du Magal une population pèlerine estimée à environ 3 millions et, en ce jour tous les forages sont exploités à leur maximum. Les débits maxima estimés au jour de consommation maximale (le jour du Magal) sont donnés par le tableau ci-contre ;

Tableau 13 : Forages alimentant la ville de Touba

Numéro	Ouvrage de production	Débit exploitable (m ³ /h)	HMT (m)
1	Forage F1	150	60
2	Forage F2	150	72
3	Forage F3	150	60
4	Forage F4	250	83
5	Forage F5	186	60
6	Forage F6	144	72
7	Forage F7	234	66
8	Forage Route de Darou Mousty / F8	300	83
9	Forage Université / F9	276	83
10	Forage Gouye Mbind	225	83
11	Forage Darou Khadim	210	83
12	Forage F Ndamé	288	83
13	Forage F Kébé	180	69
14	Forage Hôpital	30	60
15	Ainou Rahmati	10	84
PRODUCTION TOTALE		2783 m³/h	

Source : PFE Modou MBAYE et Birane NDIAYE, *Projet de fin d'études*

Cependant, la gratuité de l'eau à Touba présente certes un gros avantage pour les populations, mais elle demeure la cause de beaucoup de désagréments. Le réseau existant est difficilement maîtrisable à cause des nombreuses extensions qui se réalisent sans planification préalable : notamment les raccordements effectués par des ouvriers peu ou pas qualifiés, sur demande des propriétaires de parcelles [11]. Ceci est la cause de beaucoup de pertes sur le réseau. Ces pertes, en plus des pertes sur l'arrosage des jardins privés et espaces publics et le lavage des voitures sont estimées, selon [3] et [19] à 30 % de la production.

Parallèlement à ces ouvrages de collecte équipés, il existe 879 puits dispersés à travers la ville. Leur répartition suivant les quartiers est donnée par le tableau suivant :

Tableau 14 : Distribution des puits à Touba

QUARTIERS	NOMBRE DE PUIITS
TOUBA GUEDE	40
GUEDE BOUSSO	38
GOUYE MBIND	55
MADYANA	64
KEUR NIANG	74
DAROU MARNANE	95
KHAIRA	65
DAROU MINAME	93
TOUBA MOSQUEE	195
DAROU KHOUDOSS	160
TOTAL	879

Source: PDU Touba, juin 2002

La présence non négligeable des puits au niveau de la ville impacte sur le taux de restitution T_r des quartiers. C'est, par définition, la fraction de volume d'eau évacué V_e sur le volume d'eau fourni V_f .

$$T_r = \frac{V_e}{V_f}$$

Des études de l'OMS citées dans [17] ont montré que le coefficient de restitution dans les pays en voie de développement fluctue entre 50 et 80 %.

1.2.2.2 Calcul du débit maximal

Déterminons d'abord la consommation unitaire globale (CUG) :

$$CUG = \frac{\text{production journalière}}{\text{nombre d'habitants}}$$

$$\text{A.N. } CUG = \frac{2783 \times 1000 \times 24}{448385}$$

$$CUG = 149 \text{ l/hab/j}$$

En supposant des pertes totales (réseau, arrosage, lavage de voiture) de 30 %, on a une consommation C donnée par :

$$C = 149 \times 0,70 = 104,3 \text{ l/hab/j}$$

En définissant un taux de restitution T_{ri} pour un quartier i , de population P_i (voir tableau 15), nous obtenons les débits maximaux $Q_{i_{\max}}$. $Q_{i_{\max}}$ pour un quartier i est donné par :

$$Q_{i_{\max}} = \frac{1}{86400} C T_{ri} P_i \quad [l/s]$$

Les débits maximaux pour chaque quartier sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau 15 : Taux de restitution des quartiers et débits maxima d'avenir

QUARTIER	POPULATION EN 2013	TAUX DE RESTITUTION (%)	DEBITS MAXIMA D'AVENIR (l/s)
GOUYE MBIND	50 105	55	33,27
TOUBA MOSQUEE I	238 370	80	230,20
DAROU MINAME	112 982	70	95,47
DAROU KHOUDOSS	308 402	75	279,22
KHAIRA	67 199	60	48,67
DAROU MARNANE	58 083	70	49,08
KEUR NIANG	54 212	65	42,54
GUEDE BOUSSO	30 931	55	20,54
TOUBA GUEDE	32 035		21,27
MADYANA	58 975	55	42,72
TOUBA MOSQUEE II	16 712	55	11,09
DAROU NAHIM	11 112	55	7,37
TOTAL			862,98

II. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DES EAUX USEES

II.1 Calcul des sections de conduites

Les données de base pour le calcul des canalisations d'eaux usées sont essentiellement les valeurs des débits. Ces valeurs ne se limitent pas aux pointes d'avenir qui déterminent la capacité maximale d'évacuation ; elles comprennent toute la gamme échelonnée entre les valeurs extrêmes que représentent, d'une part, ces pointes d'avenir et d'autre part les minima pratiques correspondant aux débits moyens dans le présent.

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée.

D'une manière générale, les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de Chézy

$$V=c\sqrt{RI}$$

dans laquelle

V est la vitesse d'écoulement, en mètres par seconde

R est le rayon hydraulique moyen (rapport entre la section d'écoulement en m^2 et le périmètre mouillé en m) ;

I est la pente de l'ouvrage, en mètres par mètre;

c est le coefficient pour lequel on peut adopter celui donné par la formule de Bazin :

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

γ étant un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Ce coefficient d'écoulement des eaux d'égout diffère évidemment de celui utilisé pour les eaux potables. Le charriage de matières solides au sein de l'effluent et au contact des parois augmente les pertes de charge.

Le diamètre minimum des canalisations sera de 0,20 m.

Il se forme une pellicule grasse dans les ouvrages qui améliore les conditions d'écoulement de sorte que le coefficient d'écoulement de Bazin peut être pris à 0,25, compte tenu des inégalités dans le réseau et à d'éventuelles intrusions de sable ou de terre.

$$V = 70 R^{2/3} I^{1/2}$$

Cette formule, combinée avec celle ci : $V = \frac{Q}{S}$, donne la section des conduites.

Q est le débit dans la section considérée ;

S est la section de la conduite.

On adoptera alors la plus petite section dont la capacité d'écoulement est suffisante.

II.2 Conditions d'autocurage [8]

Les réseaux d'eaux usées en système séparatif doivent être conçus pour réaliser au mieux les conditions d'autocurage. Sinon, à défaut de curages réguliers des canalisations, on sera contraint à avoir recours à des réservoirs de chasse. On évitera à cet effet de prendre des marges de sécurité trop importantes pour les débits d'avenir, entraînant des dimensions surabondantes des canalisations.

En raison de la régularisation progressive des débits sur le parcours du réseau, c'est dans les portions amont que les conditions d'autocurage sont les plus délicates à réaliser. On est ainsi

conduit, dans ces portions, à rechercher des pentes de l'ordre de 4 à 5/1000, pour les canalisations élémentaires afin d'améliorer le régime des vitesses.

On reconnaîtra aisément, par une étude rapide, si le calcul systématique des pentes sur ces bases permet, étant donné la topographie du terrain, l'établissement d'un réseau gravitaire. Si cette condition n'était pas remplie, il y aurait lieu d'abaisser la pente des canalisations de tête à 3/1000 et celles des canalisations d'aval aux limites correspondantes extrêmes. Si le gain ainsi réalisé n'était pas encore suffisant, il faudrait recourir au minimum de 2/1000. Pour les conduites situées en début de réseau, il est recommandé une pente minimale de 5/1000.

Il convient en effet d'éviter, dans toute la mesure du possible et sauf en tête des petites stations d'épuration, un relèvement systématique de l'effluent qui présente le double inconvénient d'obérer à perpétuité les dépenses d'exploitation et de nécessiter la desserte par les moyens mécaniques plus délicats en service que des canalisations élémentaires à pente réduite. On notera ici encore l'intérêt de raccorder les canalisations secondaires sur les canalisations principales, en ménageant une dénivellation des radiers telle qu'il ne s'établisse normalement aucun remous de ralentissement dans les premiers

Une attention particulière est à apporter au choix des pentes dans le cas d'agglomérations à population fortement variable avec les saisons; il se peut, dans ces conditions, que les « débits moyens en basse saison » à considérer soient très faibles par rapport aux « débits maxima en haute saison ». Il sera nécessaire alors de s'assurer que la réduction des pentes admise pour les canalisations de diamètre supérieur à 0,20 m ne risque pas de compromettre l'autocurage en « basse saison » et d'entraîner en conséquence les phénomènes de fermentations génératrices d'odeurs et de corrosion.

En résumé, c'est parmi tous les types de réseaux d'évacuation, celui des eaux usées en système séparatif qui apparaît comme le plus simple à calculer, même compte tenu des conditions de l'autocurage : ayant calculé les capacités de débit des canalisations de 0,20 m pour les pentes limites des ouvrages de tête, on déterminera aisément l'étendue des zones qu'elles pourront équiper à l'amont des bassins versants; au-delà, Si l'on ne peut réaliser de la sorte un réseau gravitaire, on cherchera à limiter, sinon même à supprimer, les postes de relèvement sur le réseau en réduisant les pentes dans les limites.

On adoptera alors la plus petite section dont la capacité d'écoulement est suffisante.

Exemple : Pour le tronçon 1-2, on a :

$$V = 70 \cdot D^{2/3} \cdot I^{1/2} = 70 \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2} = \frac{Q}{S} = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$$

Alors on a :

$$D = \frac{0,31473 Q^{3/8}}{I^{3/8}}$$

$$I = \frac{\text{côte amont} - \text{côte aval}}{\text{Longueur}} = \frac{101,5 - 99}{375} = 0,00667$$

Nous avons adopté une pente projet de 0,005

$$Q_{\text{calcul}} = \frac{Q_{\text{entrant}} + Q_{\text{sortant}}}{2} = \frac{0 + 21,7}{2} = 10,85 \text{ l/s}$$

$$D = \frac{0,31473 \cdot 0,01085^{3/8}}{0,005^{3/8}} = 0,15584 \text{ m} ; \text{ d'où le diamètre économique choisi est } 200 \text{ mm}$$

Pour les conditions d'autocurage :

- Les 2 premières conditions

$$V_{ps} = 70 \left(\frac{0,2}{4} \right)^{2/3} \cdot 0,005^{1/2} = 0,6717 \text{ m/s}$$

$$V(H/D=0,5) = 1,01 \cdot V_{ps} = 1,01 \cdot 0,6717 = 0,6785 \text{ m/s} > 0,5 \text{ m/s}$$

$$V(H/D=0,2) = 0,6 \cdot V_{ps} = 0,6 \cdot 0,6717 = 0,40307 \text{ m/s} > 0,3 \text{ m/s}$$

Ces conditions sont vérifiées pour ce tronçon

- La troisième condition

Le calcul du débit minimal de calcul :

$$Q_{\text{calcul}} = \frac{Q_{\text{entrant}} + Q_{\text{sortant}}}{2} = \frac{0 + 3,12}{2} = 1,56 \text{ l/s}$$

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 0,6785 \cdot \frac{\pi \cdot 0,2^2}{4} = 0,02109 \text{ m}^3/\text{s} = 21,09 \text{ l/s}$$

$Q(H/D = 0,2) = 0,12.Q_{ps} = 0,12.21,09 = 2,531282 \text{ l/s} > 1,56 \text{ l/s}$; la troisième condition n'est pas vérifiée.

Tableau 16 : Récapitulatif du calcul des sections de conduites

Tronçon	penne nat.	penne projet	débit entrant	débit sortant	débit calcul	diamètre	Diamètre éco
1_2	0,00666667	0,005	0	21,27	10,635	0,15465588	200 PVC
2_3	0,00046041	0,004	21,27	41,81	31,54	0,24242847	250 PVC
3_4	0,00170261	0,003	41,81	100,8	71,305	0,34742135	400 PVC
5_6	0,00085763	0,005	0	33,27	16,635	0,18290409	200 PVC
6_7	-0,00649351	-0,004	33,27	168,17	100,72		300 PEHD
4_7	0	0,004	100,8	168,17	134,485	0,41760259	500 BETON
7_17	0,00634058	0,004	168,17	186,65	177,41	0,46331598	500 BETON
8_9	-0,00316456	0,005	0	79	39,5	0,25296695	315 PVC
9_10	0,00245	0,004	79	279,22	179,11	0,46497589	500 BETON
10_11	0,0002	0,004	279,22	324,9	302,06	0,56564695	600 BETON
11_13	0,00055147	0,004	324,9	272	298,45	0,56310235	600 BETON
12_13	0,00561983	0,005	0	34,51	17,255	0,18543127	200 PVC
13_14	0	0,004	409,21	420,99	415,1	0,63726163	800 BETON
14_16	0,00482143	0,004	420,99	434,3	427,645	0,64441667	800 BETON
15_16	0,00416667	0,005	0	16,54	8,27	0,14073575	200 PVC
17_18	0	0,002	465,85	478,57	472,21	0,76164801	800 BETON
18_19	0,00701262	0,004	665,22	712,95	689,085	0,77665996	800 BETON
19_24	-0,00333717	-0,003	712,95	716,7	714,825		300 PEHD
20_21	0,00301205	0,005	0	3,35	1,675	0,07732954	200 PVC
21_22	-0,0041866	-0,004	3,35	4,75	4,05		300 PEHD
22_23	0,00677419	0,004	4,75	7,35	6,05	0,1305175	200 PVC
23_24	0,00214925	0,003	7,35	14,66	11,005	0,17239822	200 PVC
25_26	0,00509338	0,004	0	24,45	12,225	0,16991387	200 PVC
26_27	0,00817458	0,004	24,45	36,72	30,585	0,23964931	250 PVC
27_24	-0,00218121	0,005	36,72	49,08	42,9	0,26092239	250 PVC
24_28	Vers station		780,44	780,44	780,44	Vers station	300 BETON
29_30	-0,00346535	0,005	0	21,5	10,75	0,1552809	200 PVC
30_31	0,0025	0,004	21,5	42,72	32,11	0,24406225	250 PVC

Bien que l'autocurage des canalisations en système séparatif soit considéré comme assuré si les trois conditions ci-après sont remplies :

- 1) A pleine ou à demi-section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,70 m/s ou à l'extrême rigueur 0,50 m/s.
- 2) Pour un remplissage égal aux 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,30 m/s.
- 3) Le remplissage de la conduite au moins égal aux 2/10 du diamètre doit être assuré

pour le débit moyen actuel, il n'en reste pas moins que la capacité d'autocurage dépend aussi d'autres facteurs (la rectitude de la pose et la qualité de l'entretien).

Tableau 17 Récapitulatif de la vérification des deux premières condition d'autocurage.

Tronçon	penne projet	diam conu	Nature	vit. pl-sect°	V(H/D=0.5)	V(H/D=0.2)
1 2	0,005	200	PVC	0,67178409	0,67850193	0,40307045
2 3	0,004	250	PVC	0,69723853	0,70421092	0,41834312
3 4	0,003	400	PVC	0,82602273	0,83428296	0,49561364
5 6	0,005	200	PVC	0,67178409	0,67850193	0,40307045
6 7	-0,003	300	PEHD			
4 7	0,004	500	BETON	1,10679718	1,11786515	0,66407831
7 17	0,004	500	BETON	1,10679718	1,11786515	0,66407831
8 9	0,005	315	PVC	0,90938981	0,91848371	0,54563389
9 10	0,004	500	BETON	1,10679718	1,11786515	0,66407831
10 11	0,004	600	BETON	1,24984323	1,26234166	0,74990594
11 13	0,004	600	BETON	1,24984323	1,26234166	0,74990594
12 13	0,005	200	PVC	0,67178409	0,67850193	0,40307045
13 14	0,004	800	BETON	1,51407725	1,52921802	0,90844635
14 16	0,004	800	BETON	1,51407725	1,52921802	0,90844635
15 16	0,005	200	PVC	0,67178409	0,67850193	0,40307045
16 17	0,004	800	BETON	1,51407725	1,52921802	0,90844635
17 18	0,002	800	BETON	1,07061429	1,08132043	0,64236857
18 19	0,004	800	BETON	1,51407725	1,52921802	0,90844635
19 24	-0,003	300	PEHD			
20 21	0,005	200	PVC	0,67178409	0,67850193	0,40307045
22 23	0,004	200	PVC	0,60086195	0,60687057	0,36051717
23 24	0,003	200	PVC	0,52036172	0,52556533	0,31221703
25 26	0,001	200	PVC	0,60086195	0,60687057	0,36051717
26 27	0,001	250	PVC	0,69723853	0,70421092	0,41834312
27 24	0,005	315	PVC	0,90938981	0,91848371	0,54563389
24 28	Vers station	300	BETON			
29 30	0,005	200	PVC	0,67178409	0,67850193	0,40307045
30 31	0,004	250	PVC	0,69723853	0,70421092	0,41834312

Tableau 18 : Récapitulatif de la vérification de la troisième condition d'autocurage.

Tronçon	pente projet	débit entrant	débit sortant	débit calcul	Diam econ	Débit ps	Débit(H/D=0.2)
1 2	0,005	0	3,12	1,56	200	21,0940203	2,53128244
2 3	0,004	3,12	3,17	3,145	250	34,2082655	4,10499186
3 4	0,003	3,17	12,75	7,96	400	103,748456	12,4498147
5 6	0,005	0	5,17	2,585	200	21,0940203	2,53128244
6 7	-0,003	5,17	20,296	12,733	300		
4 7	0,004	12,75	20,296	16,523	500	217,208947	26,0650736
7 17	0,004	20,296	77,36	48,828	500	217,208947	26,0650736
8 9	0,005	0	8,97	4,485	315	70,8338501	8,50006201
9 10	0,004	8,97	22,7	15,835	500	217,208947	26,0650736
10 11	0,004	22,7	28,26	25,48	600	353,205696	42,3846836
11 13	0,004	28,26	34,3	31,28	600	353,205696	42,3846836
12 13	0,005	0	6,9	3,45	200	21,0940203	2,53128244
13 14	0,004	41,2	47,6	44,4	800	760,672408	91,280689
14 16	0,004	47,6	49	48,3	800	760,672408	91,280689
15 16	0,005	0	2,14	1,07	200	21,0940203	2,53128244
16 17	0,004	51,14	53,09	52,115	800	760,672408	91,280689
17 18	0,002	53,09	54,7	53,895	800	537,876618	64,5451942
18 19	0,004	77,36	83,47	80,415	800	760,672408	91,280689
19 21	-0,003	83,47	81	83,735	300		
20 21	0,005	0	0,3	0,25	200	21,0940203	2,53128244
21 22	-0,004	3,35	4,75	4,05	300		
22 23	0,004	0,73	1,14	0,935	200	18,8670653	2,26404784
23 24	0,003	1,14	2,14	1,64	200	16,3393579	1,96072294
25 26	0,004	0	4,015	2,0075	200	18,8670653	2,26404784
26 27	0,004	4,015	7,97	5,9925	250	34,2082655	4,10499186
27 24	0,005	7,97	8,13	8,05	315	70,8338501	8,50006201
24 28	Vers station	94,27	94,27	94,27	300	Vers station	Vers station
29 30	0,005	0	3,04	1,52	200	21,0940203	2,53128244
30 31	0,004	3,04	6,06	4,55	250	34,2082655	4,10499186

Les conditions d'autocurage ne sont pas complètement remplies, la comparaison faisant apparaître des différences considérables entre les valeurs calculées. Donc nous allons utiliser des réservoirs de chasse dans certains tronçons contourner le phénomène de curage et dans d'autres des opérations d'entretien manuel.

II.3 Les réservoirs de chasse

Lorsqu'il n'est pas possible de procéder régulièrement au curage des canalisations par des matériels hydrauliques, il convient de disposer en tête du réseau des dispositifs de chasse susceptibles de pallier la déficience d'autocurage dudit réseau. A cet égard, il y a lieu de noter que l'action dynamique de ces systèmes ne s'exerce que sur de faibles distances. Leur fonctionnement sera de préférence automatique. Toutefois, en cas d'insuffisance de

l'alimentation en eau, on devra prévoir la possibilité d'une manœuvre manuelle notamment à l'occasion des opérations de curage.

Il est à noter que l'eau des chasses constitue une lourde charge pour les collectivités et qu'elle peut être une sujétion supplémentaire pour le fonctionnement des petites stations d'épuration. En effet, nous proposons pour les conduites de faibles sections ne remplissant pas les conditions d'autocurage (généralement les conduites situées en début d'écoulement dans le réseau : 1-2, 8-9, 15-16, 20-21, 21-22.), des réservoirs de chasse espacés de 100m et de capacité :

$$V = \frac{1}{10} \times \pi \times \frac{D^2}{4} \times 100.$$

Tableau 19 : Capacité des réservoirs de chasse

TRONCON	NOMBRE	CAPACITE (l)
1-2	3	314
8-9	3	314
15-16	4	314
20-21	9	314
22-23	4	314

Les réservoirs de chasse, qui étaient des composants des réseaux des réseaux séparatifs eaux usées, placés en tête des branches de réseau peu pointues, ne sont plus préconisés dans la conception des réseaux, en raison des fuites d'eau fréquentes et de leur manque d'efficacité. Par contre, il convient de recourir à des dispositifs s'appuyant sur un principe assez simple : Il s'agit de disposer en tête, et éventuellement sur le parcours du réseau, des citernes à faible capacité (314 litres) qui se remplissent selon la cadence recherchée (deux fois tous les 24 heures) en fonction du nombre de « lâchures » à réaliser.

Pour les conduites de grosses sections, nous pouvons avoir recours à des opérations de curage manuelle régulière.

11.4 Les stations de relèvement

Un poste de relèvement est destiné à élever les eaux, généralement sur place et sur une faible hauteur, pour permettre à un collecteur devenu trop profond de retrouver un niveau économiquement acceptable.

Un poste de relèvement pourra être équipé de pompes centrifuges ou à canaux, de vis de relevage, d'éjecteurs ou d'émulseurs. Ces derniers, malgré leur faible rendement énergétique, sont à recommander pour les faibles débits en raison de leur sécurité de fonctionnement.

La conception de la bache de reprise devra permettre d'éviter au maximum la décantation des effluents. Nécessairement, il faudra prévoir un dégrillage en amont d'un poste.

Sauf dans le cas de relevage des eaux usées dont la bache d'accumulation peut se déverser par trop-plein sans inconvénient majeur dans le milieu récepteur voisin, il conviendra de prévoir des équipements hydrauliques de secours (un, voire plusieurs groupes motopompes suivant les cas d'espèces). Dans l'hypothèse d'une impossibilité majeure de rejet dans le milieu naturel - et notamment si celui-ci est soumis à l'influence des marées, il sera indispensable de prévoir, en plus des pompes de secours, un groupe électrogène à enclenchement automatique pour pallier le défaut d'énergie électrique en provenance du secteur.

D'une manière générale, les postes devront fonctionner automatiquement, y compris la mise en marche des groupes de secours (groupes électro-pompes et groupes électrogènes).

Dans le cas du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de Touba, Trois stations de relèvement sont prévues au niveau des nœuds 6, 19 et 21.

Tableau 20 : Caractéristiques des stations de relevage

Emplacement de la station	Débit (l/s)	Longueur de la conduite (m)	Élévation de la conduite (m)
Nœud 6	100,72	231	1.155
Nœud 19	714.825	869	2.607
Nœud 21	4.05	418	1.672

11.5 Les regards d'égout

Un regard d'égout permet au personnel d'entretien d'accéder à une conduite d'égout et assure la ventilation du réseau afin que les gaz nocifs et explosifs puissent s'échapper.

Un regard d'égout doit être construit de telle sorte qu'il réduise au maximum les pertes de charges singulières qu'il engendre dans le réseau.

La distance maximale qui sépare deux regards d'égout varie en fonction des diamètres des conduites qu'ils relient ; elle est ainsi de 100 m pour celle de plus de 1220 mm de diamètre intérieur.

On distingue obligatoirement un regard d'égout :

- Aux changements de diamètre et de pente des conduites d'égout ;
- A la jonction de conduites orientées selon des directions différentes ;
- Au début d'un réseau, soit en tête du tronçon situé le plus en amont d'un égout local qui dessert un sous-bassin de drainage urbain ;
- A la jonction de deux conduites enfouies à des profondeurs très différentes : de plus, si la dénivellation est importante, il faut installer un regard de chute pour que l'égoutier, lorsqu'il travaille dans le fond du regard, ne reçoive pas sur lui les eaux d'égout en provenance de la conduite située en amont.

4^{ème} PARTIE : EVALUATION FINANCIERE

L'évaluation financière constitue une étape importante dans un projet de conception d'un système d'assainissement : elle permet aux dirigeants de la cité d'avoir une envergure du projet et de prendre les décisions idoines pour l'exécution du projet.

I. Coût d'investissement du réseau pluvial

I.1 La préparation du terrain

- Les fouilles

Avant l'exécution des canaux, un travail de déblais doit être effectué. Le volume à déblayer est égal au produit du linéaire de chaque tronçon et de sa largeur augmentée de 30 cm de part et d'autre. La base de calcul a été établie sur un prix d'un mètre cube de déblai estimé à 1667 FCFA [22]. Après l'exécution, un travail de remblai doit être effectué sur les bords des canaux ; le prix de référence du mètre cube de remblais est estimé à 540 FCFA.

- L'évacuation des déblais

Après l'exécution des travaux, un volume important de déblais est à évacuer. L'estimation des coûts de préparation du terrain est donnée par le tableau suivant.

Tableau 21 : Coût de la préparation du terrain

Tronçons	déblai		Transport		remblais	
	volume	prix	volume	prix	volume	prix
1*2	709,2225	1182,27391	520,0965	1795,373118	189,126	102,12804
2*3	949,234	1582,37308	730,18	2520,58136	219,054	118,28916
3*6	1565,06175	2608,95794	1257,18075	4339,787949	307,881	166,25574
4*5	757,17	1262,20239	563,85	1946,4102	193,32	104,3928
5*6	663,784	1106,52793	482,752	1666,459904	181,032	97,75728
6*7	886,834	1478,35228	682,18	2354,88536	204,654	110,51316
7*8	1739,627	2899,95821	1432,634	4945,452568	306,993	165,77622
8*9	859,734	1433,17658	690,606	2383,971912	169,128	91,32912
9*10	2312,85	3855,52095	1942,794	6706,524888	370,056	199,83024
10*12	1480,545	2468,06852	1211,355	4181,59746	269,19	145,3626
11*12	624,68	1041,34156	461,72	1593,85744	162,96	87,9984
12*13	1224,3075	2040,9206	998,2815	3446,067738	226,026	122,05404
13*27	1593,808	2656,87794	1324,432	4571,939264	269,376	145,48304
14*15	287,631	446,140877	173,173	597,793196	94,458	51,00732
15*16	318,015	530,131005	214,875	741,7485	103,14	55,6956
16*17	464,607	774,499869	337,896	1166,416992	126,711	68,42394
17*19	497,448	829,245816	373,086	1287,892872	124,362	67,15548

Tableau 21 : Coûts de la préparation du terrain (suite)

Tronçons	déblai		Transport		remblais	
	volume	prix	volume	prix	volume	prix
18*19	548,416	914,209472	398,848	1376,823296	149,568	80,76672
19*20	670,956	1118,48365	513,084	1771,165968	157,872	85,25088
20*21	1040,364	1734,28679	809,172	2793,261744	231,192	124,84368
21*25	1029,875	1716,80163	782,705	2701,89766	247,17	133,4718
22*23	365,352	609,041784	252,936	873,135072	112,416	60,70464
23*24	405,232	675,521744	277,264	957,115328	127,968	69,10272
24*25	1027,71375	1713,19882	765,31875	2641,880325	262,395	141,5933
25*26	926,64	1544,70888	720,72	2487,92544	205,92	111,1968
26*27	1028,65	1714,75955	808,225	2789,9927	220,425	119,0295
27*28	2040,9285	3402,22781	1745,8545	6026,689734	295,074	159,33996
28*101	1304,25525	2174,1935	1077,42825	3719,282319	226,827	122,48658
29*30	524,96	875,10832	367,472	1268,513344	157,488	85,04352
30*32	1419,768	2366,75326	1104,264	3811,919328	315,504	170,37216
31*32	616,2585	1027,30292	426,6405	1472,763006	189,618	102,39372
32*33	1036,8	1728,3456	806,4	2783,6928	230,4	124,416
33*36	641,654	1069,63722	508,898	1756,715896	132,756	71,68824
34*35	530,233	882,898411	382,261	1319,564972	147,972	79,90488
35*36	513,828	856,551276	385,371	1330,300692	128,457	69,36678
36*37	625,128	1042,08838	502,152	1733,428704	122,976	66,40704
37*38	542,83	904,98096	420,56	1486,29312	112,32	60,6528
38*41	735,625	1226,28688	579,125	1985,3315	160,5	86,67
39*40	400,113	666,988371	285,795	986,56434	114,318	61,73172
40*41	516,6	861,1722	387,45	1337,4774	129,15	69,741
41*42	729,05	1215,32635	572,825	1977,3919	156,225	84,3615
42*43	1188,4925	1981,217	969,0785	3345,258982	219,414	118,48356
43*44	1383,36	2306,06112	1123,98	3879,97896	259,38	140,0652
44*49	792,05	1320,34735	622,325	2148,2659	169,725	91,6515
45*46	307,9125	513,290138	202,3425	698,48631	105,57	57,0078
47*48	409,89975	683,302883	283,77675	979,597341	126,123	68,10642
48*49	494,69175	824,651147	373,54275	1289,469573	121,149	65,42046
49*50	1548,315	2581,04111	1238,652	4275,826704	309,663	167,21802
50*51	754,25	1257,33475	592,625	2045,7415	161,625	87,2775
51*96	795,1125	1325,45254	648,3225	2238,00927	146,79	79,2666
52*96	361,42	602,48714	252,994	873,335288	108,426	58,55004
53*58	414,8	691,4716	290,36	1002,32272	124,44	67,1976
54*56	393,3	655,6311	288,42	995,62584	104,88	56,6352
55*56	374,085	623,599695	249,39	860,89428	124,695	67,3353
56*57	388,708175	647,976528	280,231475	967,3690517	108,4767	58,577418
57*58	647,7975	1079,87843	475,0515	1639,877778	172,746	93,28284
58*59	588,11	980,37937	434,69	1500,54988	153,42	82,8468
59*61	534,501825	891,014542	385,338525	1330,188588	149,1633	80,548182
60*61	474,858	791,588286	320,85	1107,5742	154,008	83,16432
61*62	526,053	876,930351	382,584	1320,679968	143,469	77,47326
62*63	797,5526	1329,52018	613,502	2117,808904	184,0506	99,387324
63*64	489,72	816,36324	372,1872	1284,790214	117,5328	63,467712

Tableau 21 : Coût de la préparation du terrain (suite)

Tronçons	déblai		Transport		remblais	
	volume	prix	volume	prix	volume	prix
64*66	828,61525	1381,30162	641,00425	2212,746671	187,611	101,30994
65*66	762,2439	1270,66058	554,3592	1913,647958	207,8847	112,257738
66*67	370,5806	617,75786	285,062	984,034024	85,5186	46,180044
67*69	1002,46185	1671,1039	791,41725	2731,972347	211,0446	113,964084
68*69	448,6324	747,870211	303,13	1046,40476	145,5024	78,571296
69*72	1826,15745	3044,20447	1441,70325	4976,759619	384,4542	207,605268
70*71	591,54885	986,111933	426,46545	1472,158733	165,0834	89,145036
71*72	701,10855	1168,74795	505,45035	1744,814608	195,6582	105,655428
72*82	1380,7625	2301,73109	1095,0875	3780,24205	285,675	154,2645
108*109	291,448	485,843816	204,0136	704,2549472	87,4344	47,214576
109*73	1006,727825	1678,21528	725,780525	2505,394372	280,9473	151,711542
73*74	881,6724	1469,74789	661,2543	2282,649844	220,4181	119,025774
74*75	495,2654	825,607422	357,0518	1232,542814	138,2136	74,635344
75*76	777,6054	1296,2682	601,5438	2076,529198	176,0616	95,073264
76*81	581,625	969,568875	454,725	1569,7107	126,9	68,526
77*78	299,427375	499,145434	207,295875	715,5853605	92,1315	49,75101
78*79	410,3775	684,099293	300,9435	1038,856962	109,434	59,09436
79*80	685,9325	1143,44948	521,3087	1799,557632	164,6238	88,895852
80*81	638,6939	1064,70273	491,303	1695,977956	147,3909	79,591086
81*82	556,9174	928,381306	428,398	1478,829896	128,5194	59,400476
82*86	1514,3016	2524,34077	1250,9448	4318,26145	263,3568	142,212672
86*87	550,899225	918,349008	438,851925	1514,916845	112,0473	60,505542
87*88	734,5091	1224,42667	582,5417	2010,933948	151,9674	82,062396
83*84	894,1716	1490,58406	670,6287	2315,010272	223,5429	120,713166
84*85	585,2	975,5284	425,6	1469,1712	159,6	86,184
85*88	1165,065	1942,16336	685,4494	3056,571329	279,6156	150,992424
88*94	922,944375	1538,54827	735,226875	2538,003173	187,7175	101,36745
89*90	717,4134	1195,92814	521,7552	1801,09895	195,6582	105,655428
90*91	1004,6916	1674,8209	781,4268	2697,485314	223,2648	120,562992
91*92	1250,1552	2084,00872	1015,7511	3506,372797	234,4041	126,578214
92*93	1407,323275	2346,0079	1155,26538	3987,976075	252,0579	136,111266
93*94	1254,6816	2091,55423	1033,2672	3566,838374	221,4144	119,563776
94*95	867,8656	1446,73196	705,1408	2434,146042	162,7248	87,871392
95*96	1215,57915	2026,37044	1035,49335	3574,523044	180,0858	97,246332
96*97	1611,1791	2685,83556	1372,4859	4737,821327	238,6932	128,894328
97*98	1685,0511	2808,98018	1435,4139	4955,048783	249,6372	134,804088
98*99	1023,2811	1705,80959	871,6839	3009,052823	151,5972	81,862488
100*101	1773,5493	2956,50668	1514,0055	5226,346986	259,5438	140,153652
102*103	158,2462	263,796415	102,3946	353,4661592	55,8516	30,159864
103*104	725,9364	1210,13598	544,4523	1879,44934	181,4841	98,001414
104*105	764,258775	1274,01938	568,128875	1964,632877	195,1299	105,370146
105*106	581,3457	969,103282	447,189	1543,896428	134,1567	72,444618
107*111	530,5275	884,389343	362,9925	1253,05011	167,535	90,4689
110*111	616,55685	1027,80027	426,84705	1473,476017	189,7098	102,443292
TOTAUX :	87893,36565	146518,241	68565,3386	236687,5487	19328,0271	10437,1346

1.2 Les canaux

Les canaux sont constitués de béton de sable d'une épaisseur de 15 cm et armé. Les quantités sont données dans le tableau suivant. La base de calcul est établie sur la base d'un prix au m³ de 75 000 FCFA.

Tableau 22 : Coûts des canaux à ciel ouvert

Tronçons	Longueur (m)	Hauteur du canal (m)	largeur canal (m)	volume de béton en m ³	Prix en milliers de FCFA
1*2	331,8	0,8	1,35	146,8215	11011,6125
2*3	331,9	0,95	1,7	179,225	13441,95
3*6	380,1	1,2	2,15	259,41825	19456,3688
4*5	322,2	0,85	1,45	152,2395	11417,9625
5*6	317,6	0,8	1,3	138,155	10361,7
6*7	295,6	1	1,7	164,613	12345,975
7*8	330,1	1,4	2,5	262,4295	19682,2125
8*9	208,8	1,2	2,15	142,505	10687,95
9*10	362,8	1,55	2,85	323,799	24284,925
10*12	299,1	1,35	2,4	228,8115	17160,8625
11*12	271,6	0,85	1,4	126,294	9472,05
12*13	259,8	1,3	2,35	192,9015	14467,6125
13*27	280,6	1,45	2,65	233,5995	17519,9625
14*15	224,9	0,55	0,8	64,0965	4807,2375
15*16	229,2	0,6	0,95	73,917	5543,775
16*17	222,3	0,8	1,3	96,7005	7252,5375
17*19	197,4	0,9	1,5	97,713	7328,475
18*19	262,4	0,8	1,3	114,144	8560,8
19*20	228,8	1	1,65	125,268	9395,1
20*21	321,1	1,05	1,8	187,8435	14088,2625
21*25	374,5	0,95	1,6	196,6125	14745,9375
22*23	234,2	0,65	1,05	82,5555	6191,6625
23*24	266,6	0,65	1	91,977	6898,275
24*25	416,5	0,9	1,45	203,04375	15228,2813
25*26	286	1,05	1,8	167,31	12548,25
26*27	293,9	1,1	1,9	180,7485	13556,1375
27*28	252,2	1,8	3,25	259,1365	19435,1625
28*101	243,9	1,4	2,55	195,72975	14679,7313
29*30	308,8	0,7	1,1	115,8	8685

Tableau 22 : Coûts des canaux à ciel ouvert (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Hauteur du canal (m)	largeur canal (m)	volume de béton en m ³	Prix en millions de FCFA
31*32	371,8	0,7	1,05	136,6365	10247,7375
32*33	320	1,05	1,8	187,2	14040
33*36	170,2	1,15	2	109,779	8233,425
34*35	259,6	0,8	1,25	110,979	8323,425
35*36	203,9	0,9	1,5	100,9305	7569,7875
36*37	146,4	1,25	2,15	102,114	7658,55
37*38	144	1,15	2	92,88	6966
38*41	214	1,1	1,85	130,005	9750,375
39*40	211,7	0,75	1,2	85,7385	6430,3875
40*41	205	0,9	1,5	101,475	7610,625
41*42	208,3	1,1	1,9	128,1045	9607,8375
42*43	252,2	1,3	2,35	187,2585	14044,3875
43*44	288,2	1,35	2,3	216,15	16211,25
44*49	226,3	1,1	1,9	139,1745	10438,0875
45*46	234,6	0,6	0,85	72,1395	5410,4625
47*48	247,3	0,7	1,05	90,88275	6816,20625
48*49	192,3	0,9	1,55	96,63075	7247,30625
49*50	382,3	1,2	2,1	258,0625	19353,9375
50*51	215,5	1,1	1,9	132,5325	9939,9375
51*96	163,1	1,35	2,35	123,54825	9266,11875
52*96	212,6	0,7	1,1	79,725	5979,375
53*58	244	0,7	1,1	91,5	6862,5
54*56	174,8	0,85	1,35	79,971	5997,825
55*56	277,1	0,6	0,9	87,2865	6546,4875
56*57	190,31	0,8	1,25	81,357525	6101,81438
57*58	287,91	0,85	1,35	131,718825	9878,91188
58*59	255,7	0,85	1,4	118,9005	8917,5375
59*61	261,69	0,8	1,25	111,872475	8390,43563
60*61	320,85	0,65	0,95	108,286875	8121,51563
61*62	251,7	0,8	1,3	109,4895	8211,7125
62*63	266,74	1	1,7	148,0407	11103,0525
63*64	178,08	0,95	1,6	93,492	7011,9
64*66	271,9	1	1,75	152,94375	11470,7813
65*66	364,71	0,8	1,3	158,64885	11898,6638
66*67	123,94	1	1,7	68,7867	5159,0025
67*69	270,57	1,15	1,95	172,488375	12936,6281
68*69	303,13	0,65	0,95	102,306375	7672,97813
69*72	492,89	1,15	1,95	314,217375	23566,3031
70*71	289,62	0,8	1,25	123,81255	9285,94125
71*72	343,26	0,8	1,25	146,74365	11005,7738
72*82	366,25	1,15	2	236,23125	17717,3438
108*109	171,44	0,7	1,1	64,29	4821,75
109*73	492,89	0,8	1,25	210,710475	15803,2856
73*74	349,87	0,9	1,5	173,18565	12988,9238
74*75	242,48	0,8	1,25	103,6602	7774,515

Tableau 22 : Coûts des canaux à ciel ouvert (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Hauteur du canal (m)	largeur canal (m)	volume de béton en m ³	Prix en milliers de FCFA
76*81	169,2	1,1	1,85	102,789	7709,175
77*78	180,65	0,7	1,05	66,388875	4979,16563
78*79	182,39	0,85	1,35	83,443425	6258,25688
79*80	249,43	0,95	1,6	130,95075	9821,30625
80*81	213,61	1	1,7	118,55355	8891,51625
81*82	186,26	1	1,7	103,3743	7753,0725
82*86	274,33	1,45	2,55	224,264775	16819,8581
86*87	138,33	1,2	2,05	92,335275	6925,14563
87*88	194,83	1,15	2	125,66535	9424,90125
83*84	354,83	0,9	1,5	175,64085	13173,0638
84*85	280	0,8	1,3	121,8	9135
85*88	423,66	0,95	1,6	222,4215	16681,6125
88*94	231,75	1,2	2,05	154,693125	11601,9844
89*90	343,26	0,8	1,3	149,3181	11198,8575
90*91	310,09	1,05	1,8	181,40265	13605,1988
91*92	269,43	1,3	2,3	198,03105	14852,3288
92*93	271,03	1,4	2,45	213,436125	16007,7094
93*94	238,08	1,4	2,5	189,2736	14195,52
94*95	187,04	1,3	2,3	137,4744	10310,58
95*96	157,97	1,75	3,15	157,575075	11818,1305
96*97	209,38	1,75	3,15	208,85655	15664,2413
97*98	218,98	1,75	3,15	218,43255	16382,4413
98*99	132,98	1,75	3,15	132,64755	9948,56625
100*101	227,67	1,75	3,2	228,80835	17160,6253
102*103	132,98	0,55	0,8	37,8993	2842,4475
103*104	288,07	0,9	1,5	142,59465	10694,5988
104*105	309,73	0,9	1,45	150,993375	11324,5031
105*106	194,43	1	1,7	107,90865	8093,14875
107*111	328,5	0,7	1	118,26	8869,5
110*111	371,98	0,7	1,05	136,70265	10252,6988
TOTAUX	27970,43			15504,78608	1162858,96

1.3 Les ouvrages annexes

Pour ce projet, les ouvrages annexes sont constitués par les bouches d'engouffrement au niveau de la voirie reliées aux ^{stations} par une conduite en PVC Φ 200 de 2 mètres de longueur. Le prix unitaire est 95 871 FCFA [11]. Ces ouvrages sont placés sur la voirie pour récupérer l'écoulement de surface. Le nombre total de bouches d'engouffrement est de 1120 d'où un coût total de 107 375 520 FCFA.

1.4 La voirie

Le réseau projeté ne va fonctionner de manière optimale que s'il existe une voirie support ; d'où la proposition de l'exécution d'un réseau de voies urbaines qui seront effectuées en béton de sable.

Le linéaire total de cette voirie est de 20 939.24 mètre pour un coût au mètre linéaire de 92 850 FCFA [11], soit un coût global de 1 944 208 434 FCFA.

II. Coûts d'investissement du réseau d'évacuation des eaux usées

Les différents types de conduite utilisés pour l'évacuation des eaux usées ainsi que leur longueur sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau 23 : Récapitulatif des conduites utilisées dans le réseau d'eaux usées

Nature	Diamètre(mm)	Tronçon	Longueur (m)	Long. Totale (m)
PVC	200	1_2	375	6918
		5_6	583	
		8_9	395	
		12_13	605	
		15_16	420	
		20_21	996	
		22_23	775	
		23_24	1675	
		25_26	589	
		29_30	505	
	250	2_3	543	838
		26_27	295	
	315	27_24	298	798
		30_31	500	
	400	3_4	881	881
500	4_7	279	1555	
	7_17	276		
	9_10	1000		
BETON	600	10_11	250	522
		11_13	272	
	800	13_14	248	1611
		14_16	280	
		16_17	380	
		17_18	190	
	18_19	713		
PEHD		6_7	231	1518
		19_24	869	
		21_22	418	

Les regards d'égout, les conduites et les stations de relèvement des eaux usées sont estimées dans le tableau ci-après.

Tableau 24 : Estimation des coûts des conduites, regards d'égout et station de relèvement

N°	Désignation	U	Q	PU (milliers)	MONTANT (milliers)
1	CONDUITES EN PVC				
	200	ml	6918	15,8	109304,4
	250	ml	838	40	33520
	315	ml	798	57,4	45805,2
	400	ml	881	82,3	72506,3
2	BETON				
	500	ml	1555	107	166385
	600	ml	522	139	72558
	800	ml	1811	160	289760
3	PEHD	ml	1518	57,4	87133,2
4	REGARD DE VISITE	U	1484	450	667800
5	STATION DE RELEVAGE	U	3	90000	270000
TOTAL					1814772,1

III. Coûts d'investissement des stations de lagunage

L'estimation proposée pour les stations est basée sur 100 000 équivalents / habitant représentant un taux de branchement de 25 % qui ne base pas sur une volonté exprimée par les populations (Enquête ménage CAUS), mais plutôt sur la volonté d'assainir la ville sainte. En adoptant le système de calcul proposé par le groupement BETURE SETAM-SONED [11] on peut estimer à 35 000 FCFA le coût rapporté à 1 équivalent / habitant soit pour les stations, la somme de 3 500 000 000 FCFA.

IV. Récapitulatif

Le tableau ci-dessus récapitule l'ensemble des coûts du projet.

Tableau 25 : Récapitulatif de l'ensemble des coûts d'investissement

LOT	DESIGNATION	MONTANT (en milliers de FCFA)
1	Ouvrages pour eaux pluviales	1556501,8843
2	Ouvrages pour eaux usées	1814772,1
3	voirie	1944208,434
4	Stations d'épuration	3500000
TOTAL		8815482,4183

5^{ème} PARTIE : SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE

I. DEFINITION DES SYSTEMES D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE

Les systèmes d'information géographique permettent, à partir de diverses sources, de rassembler et d'organiser, de gérer, d'analyser et de combiner, d'élaborer et de présenter des informations localisées géographiquement, contribuant notamment à la gestion de l'espace.

II. MODES DE REPRÉSENTATION DE L' INFORMATION GÉOGRAPHIQUE DANS UN SIG

La représentation de l'information sur un SIG se fait suivant des types de données :

II.1 Données raster :

La réalité est décomposée en une grille régulière et rectangulaire, organisée en lignes et en colonnes, chaque maille de cette grille ayant une intensité de gris ou une couleur. La juxtaposition des points recrée l'apparence visuelle du plan et de chaque information. Une forêt sera "représentée" par un ensemble de points d'intensité identique.

II.2 Données vectorielles :

Les limites des objets spatiaux sont décrites à travers leurs constituants élémentaires, à savoir les points, les lignes, et les polygones. Chaque objet spatial est doté d'un identifiant qui permet de le relier à une table attributive.

- **Les points :**

Ils définissent des localisations d'éléments séparés pour des phénomènes géographiques trop petits pour être représentés par des lignes ou des surfaces qui n'ont pas de surface réelle comme les points cotés.

- **Les lignes:**

Les lignes représentent les formes des objets géographiques trop étroits pour être décrits par des surfaces (ex : rue ou rivières) ou des objets linéaires qui ont une longueur mais pas de surface comme les courbes de niveau.

- **Les polygones :**

Ils représentent la forme et la localisation d'objets homogènes comme des pays, des parcelles, des types de sols.....

11.3 Données graphiques

Elles décrivent la localisation et la forme des objets géographiques : polygone, ligne ou point.

11.4 Données alphanumériques

Elles décrivent la nature et les caractéristiques des objets spatiaux.

III. UTILITE DES SYSTEMES D' INFORMATION GEOGRAPHIQUE

Le système d'information géographique est un ensemble structuré, évolutif et dynamique permettant :

- de stocker de façon claire et définitive les informations
- de gérer une multiplicité d'informations attributaires sur des objets
- de comprendre les phénomènes, prévoir les risques (simulations)
- d'établir des cartographies rapides
- de localiser dans l'espace et dans le temps
- de réagir rapidement après des événements ayant un impact sur le territoire
- de calculer des coûts ou des bénéfices
- d'associer un plus grand nombre de partenaires aux choix d'aménagement
- de fournir des itinéraires, des plans adaptés
- de disposer les objets dans un système de référence géoréférencé.
- de convertir les objets graphiques d'un système à un autre
- de faciliter la superposition de cartes de sources différentes
- d'extraire tous les objets géographiques situés à une distance donnée d'une route
- de fusionner des objets ayant une caractéristique commune (par exemple : toutes les maisons raccordées à un réseau d'eau potable)
- de déterminer l'itinéraire le plus court pour se rendre à un endroit précis
- de définir des zones en combinant plusieurs critères (par exemple : définir les zones inondables en fonction de la nature du sol, du relief, de la proximité d'une rivière)

IV. LES DOMAINES D' APPLICATION

Les domaines d'application des SIG sont aussi nombreux que variés.

Citons cependant :

- Tourisme (gestion des infrastructures, itinéraires touristiques)

- Marketing (localisation des clients, analyse du site)
- Planification urbaine (cadastre, POS, voirie, réseaux assainissement)
- Protection civile (gestion et prévention des catastrophes)
- Transport (planification des transports urbains, optimisation d'itinéraires)
- Hydrologie
- Forêt (cartographie pour aménagement, gestion des coupes et sylviculture)
- Géologie (prospection minière)
- Biologie (études du déplacement des populations animales)
- Télécoms (implantation d'antennes pour les téléphones mobiles)

V. APPLICATION DANS LA CONCEPTION D' UN RESEAU D' ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES ET PLUVIALES POUR LA VILLE DE TOUBA

Dans le cadre de ce projet d'assainissement, nous avons choisi le logiciel Arcview pour la représentation du réseau.

L'acquisition des données constitue la partie la plus importante du travail. Il faut tout d'abord dans le cadre de ce travail, faire la conception du réseau d'assainissement des eaux usées et pluviales dans la ville de Touba.

Au moment de la conception du réseau, nous avons fait la superposition de la carte d'urbanisme numérisée de la ville de Touba avec les courbes de niveau tracées avec Surfer. Ceci nous a permis de délimiter les différents bassins versants naturels de la ville et de faire la représentation par thème, ainsi que les voies et les limites des quartiers .

Après la conception du réseau, nous avons de façon exhaustive toutes les informations intéressantes du point de vue technique qui tourne autour du réseau et des éléments de sa conception :

- Pente des tronçons,
- Diamètre de la conduite pour les eaux usées et section (largeur et hauteur) des caniveaux pour les eaux pluviales,
- Type de conduite,
- Débit, etc.

Voici, ci-après, les différents thèmes représentés par différentes cartes.

Figure 5 : Croquis urbain de Touba

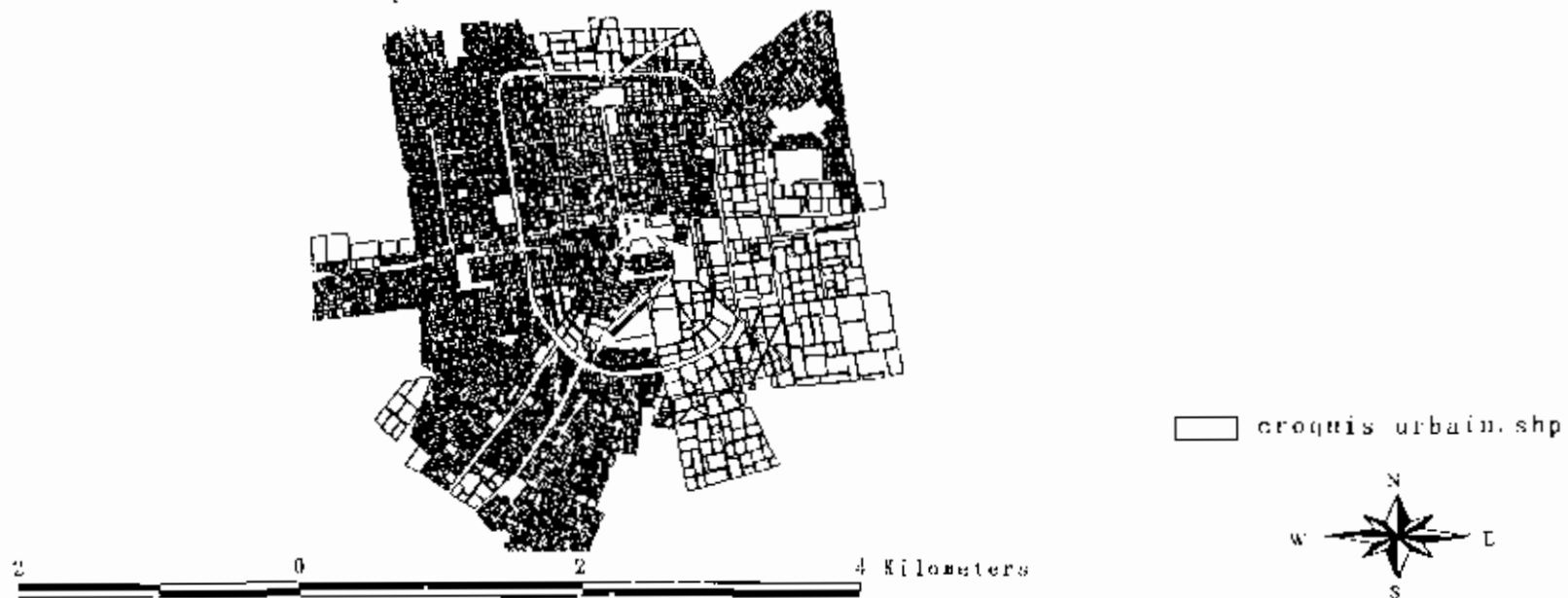


Figure 6 : Voirie urbaine de Touba

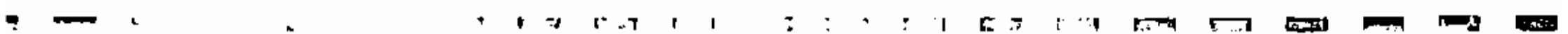
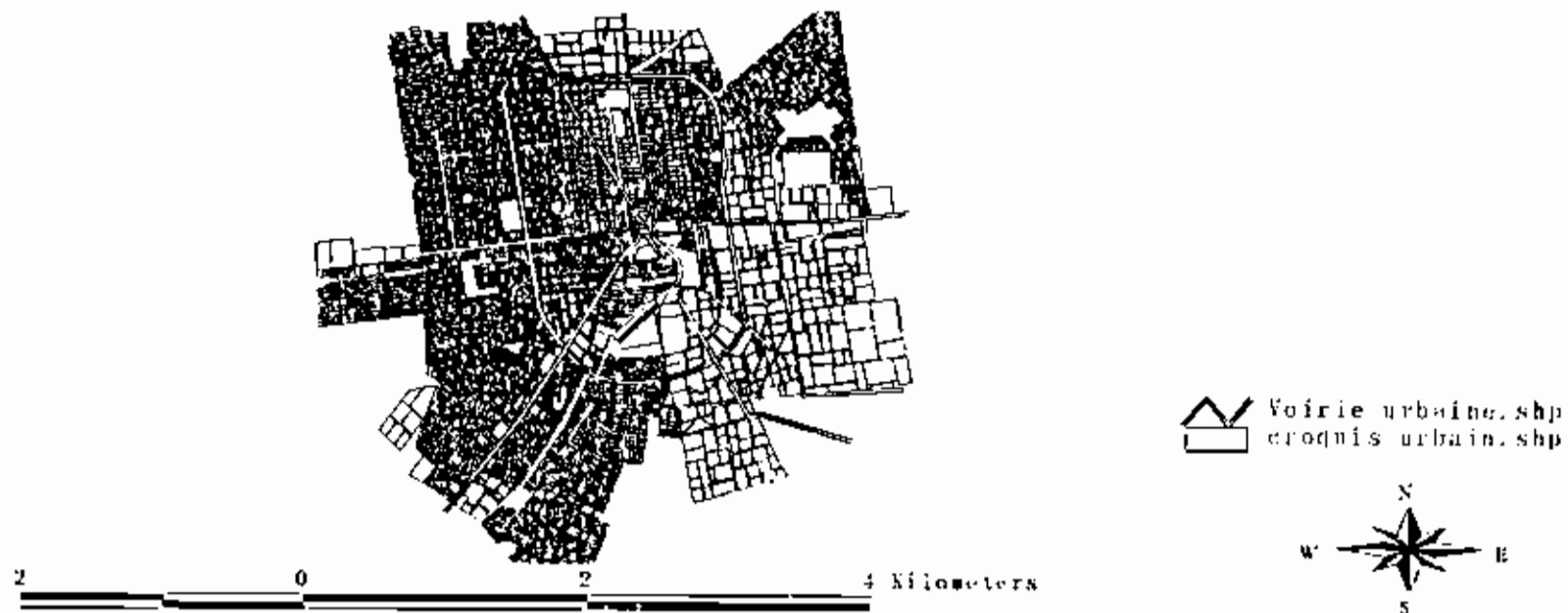


Figure 7 : Limites des bassins et sous-bassins versants



Figure 8 : Réseau d'évacuation des eaux pluviales

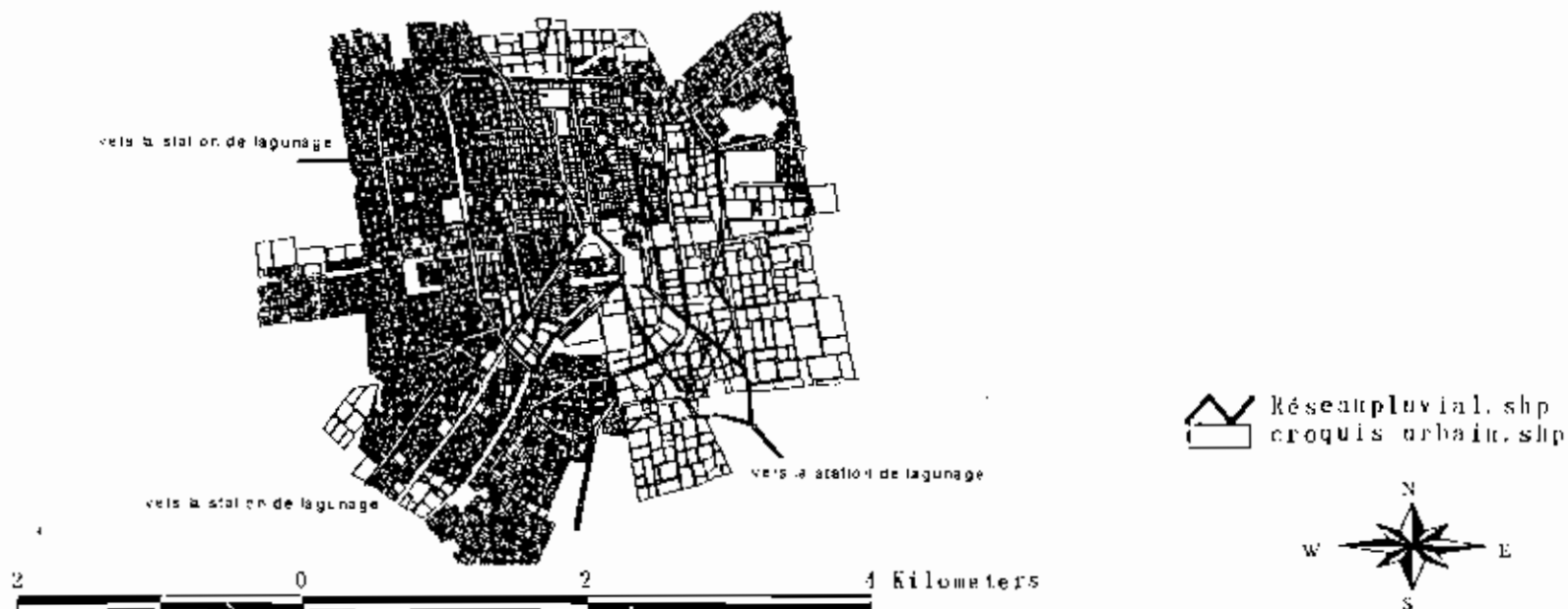


Figure 9 : Réseau d'évacuation des eaux usées

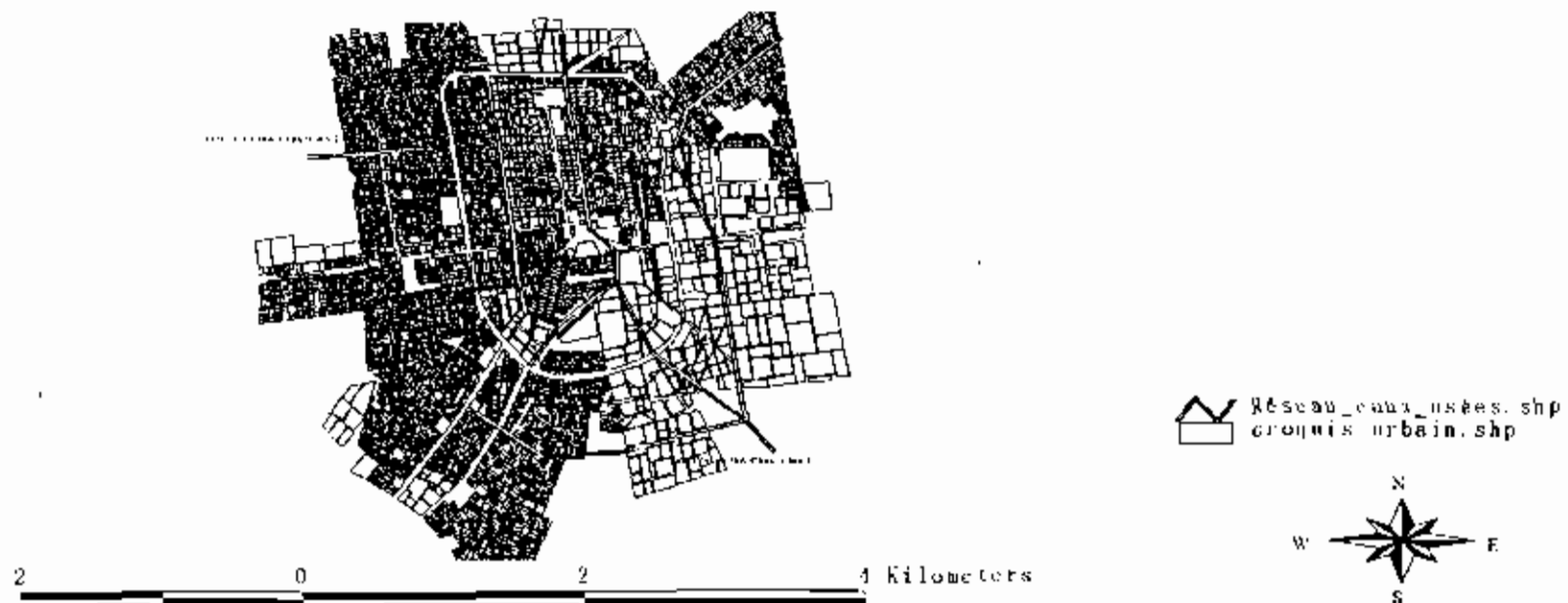
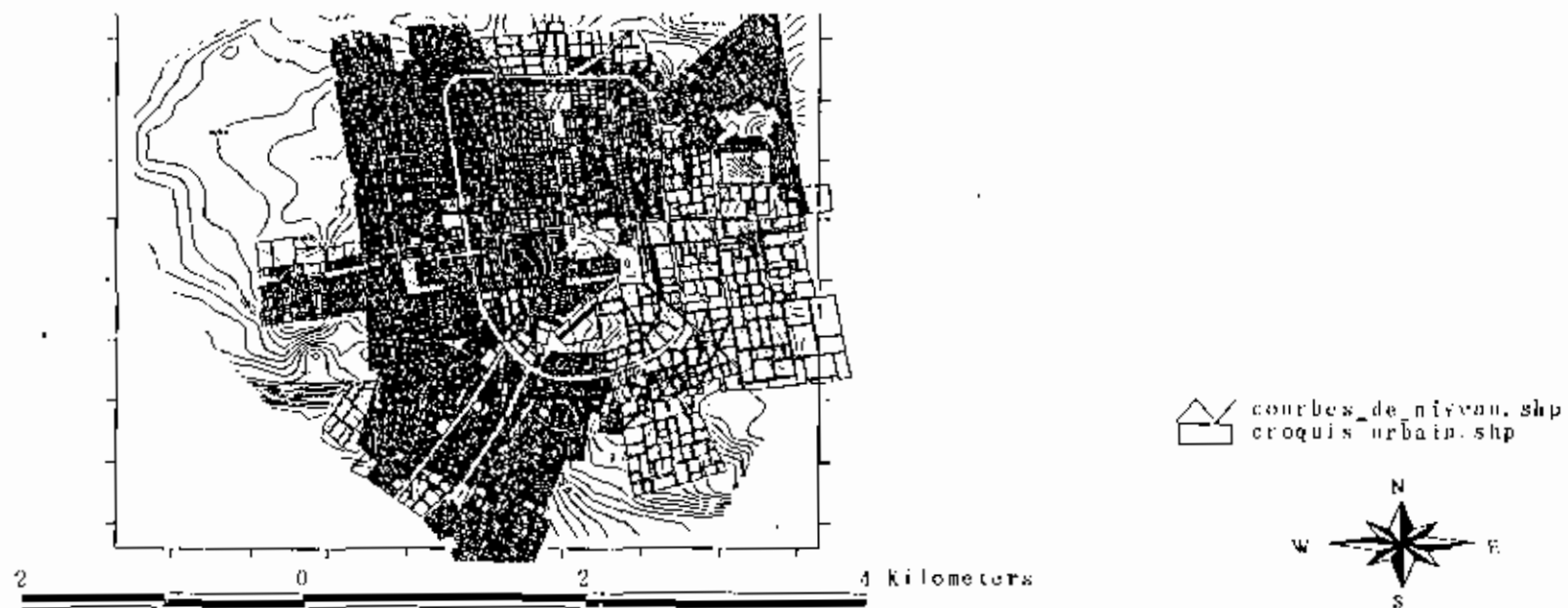


Figure 10 : Courbes de niveau de la ville Touba



CONCLUSION

Au terme de cette étude nous avons pu analyser la problématique de l'assainissement dans la ville sainte de Touba à travers son envergure et ses conséquences désastreuses pour les populations.

Ensuite, une étude des caractéristiques physiographiques et hydrologiques des bassins versants urbains a été effectuée pour la modélisation du phénomène précipitation/ruissellement en milieu urbain en vue de la détermination des sections d'ouvrages aptes à collecter les débits de ruissellement. Des canaux rectangulaires ont ainsi été proposés pour le drainage des eaux pluviales.

Par la suite, une étude des bassins de collecte des eaux usées à travers l'estimation des populations actuelles et à venir, des besoins de consommations en eau et des pertes ont abouti à l'évaluation des flux d'eaux usées et au dimensionnement des ouvrages de collecte, constitués de conduites circulaires, de stations de relevage et de lagunage.

Une étude financière ainsi que la représentation sur un système d'information géographique ont complété ce projet.

Les limites de ce projet sont celles inhérentes aux méthodes de calculs utilisées ; en effet, la méthode rationnelle utilisée pour déterminer les débits de ruissellement d'eaux pluviales peut parfois amener à surdimensionner les ouvrages par la négligence de l'effet de stockage du réseau. De plus, certaines caractéristiques, non retrouvables dans des bases de données ont été très souvent estimées.

Toutefois, ce projet constitue une contribution significative pour la gestion des problèmes d'assainissement liquide à Touba. Il peut être un instrument technique valable pouvant guider le choix des politiques dans la recherche de financements pour l'assainissement de la ville sainte.

La réalisation de ce projet aura un impact socio-économique indéniable sur la ville. En effet, les conditions sanitaires générales pourront être améliorées de façon sensible. Aussi, avons-nous opté dans la conception des ouvrages à des technologies à haute utilisation de main-d'œuvre local ; ce qui, bien évidemment, contribuera à la création d'emplois grâce au développement induit de PME aussi bien lors de la phase de réalisation que pendant la durée de vie des ouvrages.

RECOMMANDATIONS

1. Faire une étude complète des stations d'épuration ;
2. Commencer d'abord l'exécution du projet par la zone se trouvant à l'intérieur de la rocade ;
3. Sensibiliser la population à l'utilisation des réseaux d'assainissement collectif ;
4. Faire une enquête pour déterminer les dispositions à payer de la population en vue de l'élaboration d'un système de gestion adéquat ;
5. Assurer un bon entretien du réseau après son exécution ;
6. Faire une étude pour la résolution des problèmes liés à l'assainissement solide.

ANNEXES

ANNEXE I : Réseau de points levés au niveau de la ville

POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
A6	95000	57500	14.872	-15.8986	9940
A7	95000	57000	14.8697	-15.8986	9930
A8	95000	56500	14.8674	-15.8986	9925
A9	95000	56000	14.8651	-15.8986	9920
A10	95000	55500	14.8628	-15.8986	9960
A11	95000	55000	14.8605	-15.8986	9960
B6	95500	57500	14.872	-15.8968	9960
B7	95500	57000	14.8697	-15.8968	9990
B8	95500	56500	14.8674	-15.8968	10105
B9	95500	56000	14.8651	-15.8968	10110
B10	95500	55500	14.8628	-15.8968	9980
B11	95500	55000	14.8605	-15.8968	9980
B12	95500	54500	14.8582	-15.8968	9950
B13	95500	54000	14.8559	-15.8968	9920
C7	96000	57000	14.8697	-15.895	10100
C8	96000	56500	14.8674	-15.895	10120
C9	96000	56000	14.8651	-15.895	10120
C10	96000	55500	14.8628	-15.895	10000
C12	96000	54500	14.8605	-15.895	9980
C13	96000	54000	14.8582	-15.895	9970
C14	96000	53500	14.8559	-15.895	9980
D6	96500	57500	14.872	-15.8932	10100
D7	96500	57000	14.8697	-15.8932	10120
D8	96500	56500	14.8674	-15.8932	10140
D9	96500	56000	14.8651	-15.8932	10130
D10	96500	55500	14.8628	-15.8932	10100
D11	96500	55000	14.8605	-15.8932	10100
D12	96500	54500	14.8582	-15.8932	10080
D13	96500	54000	14.8559	-15.8932	10030
D14	96500	53500	14.8536	-15.8932	9905
D15	96500	53000	14.8513	-15.8932	9850
D16	96500	52500	14.849	-15.8932	9840
E5	97000	58000	14.8743	-15.8914	10175
E6	97000	57500	14.872	-15.8914	10120
E7	97000	57000	14.8697	-15.8914	10120
E8	97000	56500	14.8674	-15.8914	10160
E9	97000	56000	14.8651	-15.8914	10160
E10	97000	55500	14.8628	-15.8914	10120
E11	97000	55000	14.8605	-15.8914	10130
E12	97000	54500	14.8582	-15.8914	10080
E13	97000	54000	14.8559	-15.8914	10070
E14	97000	53500	14.8536	-15.8914	9980
E15	97000	53000	14.8513	-15.8914	9860
E16	97000	52500	14.849	-15.8914	9860
E17	97000	52000	14.8467	-15.8914	9680

POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
F5	97500	58000	14.8743	-15.8896	10100
F7	97500	57000	14.8697	-15.8896	10120
F8	97500	56500	14.8674	-15.8896	10180
F9	97500	56000	14.8651	-15.8896	10185
F10	97500	55500	14.8628	-15.8896	10160
F11	97500	55000	14.8605	-15.8896	10100
F12	97500	54500	14.8582	-15.8896	10165
F13	97500	54000	14.8559	-15.8896	10110
F14	97500	53500	14.8536	-15.8896	10135
F15	97500	53000	14.8513	-15.8896	9930
F16	97500	52500	14.849	-15.8896	9930
F17	97500	52000	14.8467	-15.8896	9690
F18	97500	51500	14.8444	-15.8896	9200
G4	98000	58500	14.8786	-15.8878	10030
G5	98000	58000	14.8743	-15.8878	10060
G6	98000	57500	14.872	-15.8878	10150
G7	98000	57000	14.8697	-15.8878	10130
G8	98000	56500	14.8674	-15.8878	10190
G9	98000	56000	14.8651	-15.8878	10235
G10	98000	55500	14.8628	-15.8878	10165
G11	98000	55000	14.8605	-15.8878	10220
G12	98000	54500	14.8582	-15.8878	10180
G13	98000	54000	14.8559	-15.8878	10140
G14	98000	53500	14.8536	-15.8878	10180
G15	98000	53000	14.8513	-15.8878	10180
G16	98000	52500	14.849	-15.8878	9980
G17	98000	52000	14.8467	-15.8878	9780
G18	98000	51500	14.8444	-15.8878	9235
G19	98000	51000	14.8421	-15.8878	9180
H4	98500	58500	14.8786	-15.8878	10030
H5	98500	58000	14.8743	-15.886	10050
H6	98500	57500	14.872	-15.886	10100
H7	98500	57000	14.8697	-15.886	10200
H8	98500	56500	14.8674	-15.886	10200
H9	98500	56000	14.8651	-15.886	10255
H10	98500	55500	14.8628	-15.886	10240
H11	98500	55000	14.8605	-15.886	10215
H12	98500	54500	14.8582	-15.886	10105
H13	98500	54000	14.8559	-15.886	10420
H14	98500	53500	14.8536	-15.886	10370
H15	98500	53000	14.8513	-15.886	10140
H16	98500	52500	14.849	-15.886	9650
H17	98500	52000	14.8467	-15.886	9730
H18	98500	51500	14.8444	-15.886	9270
H19	98500	51000	14.8421	-15.886	9235
I3	99000	59000	14.8789	-15.8842	10080

POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
I5	99000	58000	14.8743	-15.8842	10020
I6	99000	57500	14.872	-15.8842	10180
I8	99000	56500	14.8674	-15.8842	10205
I9	99000	56000	14.8651	-15.8842	10255
I10	99000	55500	14.8628	-15.8842	10255
I11	99000	55000	14.8605	-15.8842	10235
I12	99000	54500	14.8582	-15.8842	10420
I13	99000	54000	14.8559	-15.8842	10370
I14	99000	53500	14.8536	-15.8842	10225
I15	99000	53000	14.8513	-15.8842	9840
I16	99000	52500	14.849	-15.8842	9880
I17	99000	52000	14.8467	-15.8842	9760
I18	99000	51500	14.8444	-15.8842	9250
I19	99000	51000	14.8421	-15.8842	9100
J1	99500	60000	14.8835	-15.8824	9850
J3	99500	59000	14.8789	-15.8824	9970
J4	99500	58500	14.8766	-15.8824	10040
J5	99500	58000	14.8743	-15.8824	10000
J6	99500	57500	14.872	-15.8824	10410
J7	99500	57000	14.8697	-15.8824	10180
J8	99500	56500	14.8674	-15.8824	10250
J9	99500	56000	14.8651	-15.8824	10455
J10	99500	55500	14.8628	-15.8824	10155
J11	99500	55000	14.8605	-15.8824	10470
J12	99500	54500	14.8582	-15.8824	10325
J13	99500	54000	14.8559	-15.8824	10200
J14	99500	53500	14.8536	-15.8824	9850
J15	99500	53000	14.8513	-15.8824	10010
J16	99500	52500	14.849	-15.8824	9750
J17	99500	52000	14.8467	-15.8824	9870
J18	99500	51500	14.8444	-15.8824	9340
J19	99500	51000	14.8421	-15.8824	9240
J20	99500	50500	14.8398	-15.8824	9225
K1	100000	60000	14.8835	-15.8806	9900
K2	100000	59500	14.8812	-15.8806	9900
K3	100000	59000	14.8789	-15.8806	9920
K4	100000	58500	14.8766	-15.8806	10070
K5	100000	58000	14.8743	-15.8806	9950
K6	100000	57500	14.872	-15.8806	10180
K7	100000	57000	14.8697	-15.8806	10140
K8	100000	56500	14.8674	-15.8806	10555
K9	100000	56000	14.8651	-15.8806	10180
K10	100000	55500	14.8628	-15.8806	10140
K11	100000	55000	14.8605	-15.8806	10250
K12	100000	54500	14.8582	-15.8806	10250
K13	100000	54000	14.8559	-15.8806	10375

POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
K15	100000	53000	14.8513	-15.8806	10275
K16	100000	52500	14.849	-15.8806	9935
K17	100000	52000	14.8467	-15.8806	9650
K19	100000	51000	14.8421	-15.8806	9550
K20	100000	50500	14.8398	-15.8806	9510
L1	100500	60000	14.8835	-15.8788	10155
L2	100500	59500	14.8812	-15.8788	9900
L3	100500	59000	14.8789	-15.8788	9920
L4	100500	58500	14.8766	-15.8788	10130
L5	100500	58000	14.8743	-15.8788	10060
L6	100500	57500	14.872	-15.8788	10120
L7	100500	57000	14.8697	-15.8788	10080
L8	100500	56500	14.8674	-15.8788	10350
L9	100500	56000	14.8651	-15.8788	10450
L10	100500	55500	14.8628	-15.8788	10120
L11	100500	55000	14.8605	-15.8788	10575
L12	100500	54500	14.8582	-15.8788	10175
L13	100500	54000	14.8559	-15.8788	10250
L14	100500	53500	14.8536	-15.8788	10290
L15	100500	53000	14.8513	-15.8788	10225
L16	100500	52500	14.849	-15.8788	10025
L17	100500	52000	14.8467	-15.8788	9550
L18	100500	51500	14.8444	-15.8788	9700
L19	100500	51000	14.8421	-15.8788	9840
L20	100500	50500	14.8398	-15.8788	9475
L21	100500	50000	14.8375	-15.8788	9670
M1	101000	60000	14.8835	-15.877	10070
M2	101000	59500	14.8812	-15.877	9950
M3	101000	59000	14.8789	-15.877	10010
M4	101000	58500	14.8766	-15.877	10050
M5	101000	58000	14.8743	-15.877	10250
M6	101000	57500	14.872	-15.877	10100
M7	101000	57000	14.8697	-15.877	9975
M8	101000	56500	14.8674	-15.877	10190
M9	101000	56000	14.8651	-15.877	10220
M10	101000	55500	14.8628	-15.877	10110
M11	101000	55000	14.8605	-15.877	10095
M12	101000	54500	14.8582	-15.877	1008
M13	101000	54000	14.8559	-15.877	10110
M14	101000	53500	14.8536	-15.877	10075
M15	101000	53000	14.8513	-15.877	10010
M16	101000	52500	14.849	-15.877	9990
M17	101000	52000	14.8467	-15.877	9750
M18	101000	51500	14.8444	-15.877	9840
M19	101000	51000	14.8421	-15.877	9830
M20	101000	50500	14.8398	-15.877	9700

POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
M22	101000	49500	14.8352	-15.877	9830
N1	101500	60000	14.8835	-15.8752	10110
N2	101500	59500	14.8812	-15.8752	10070
N3	101500	59000	14.8789	-15.8752	10110
N5	101500	58000	14.8743	-15.8752	10160
N6	101500	57500	14.872	-15.8752	9840
N7	101500	57000	14.8697	-15.8752	10110
N8	101500	56500	14.8674	-15.8752	10210
N9	101500	56000	14.8651	-15.8752	10320
N10	101500	55500	14.8628	-15.8752	10250
N11	101500	55000	14.8605	-15.8752	10450
N12	101500	54500	14.8582	-15.8752	10275
N13	101500	54000	14.8559	-15.8752	9975
N14	101500	53500	14.8536	-15.8752	9905
N15	101500	53000	14.8513	-15.8752	9950
N16	101500	52500	14.849	-15.8752	9825
N17	101500	52000	14.8467	-15.8752	9725
N18	101500	51500	14.8444	-15.8752	9850
N19	101500	51000	14.8421	-15.8752	9800
N20	101500	50500	14.8398	-15.8752	9720
N21	101500	50000	14.8375	-15.8752	9860
N22	101500	49500	14.8352	-15.8752	9835
N23	101500	49000	14.8329	-15.8752	9750
O1	102000	60000	14.8835	-15.8734	10140
O2	102000	59500	14.8812	-15.8734	10110
O3	102000	59000	14.8789	-15.8734	10140
O4	102000	58500	14.8766	-15.8734	10270
O5	102000	58000	14.8743	-15.8734	10180
O6	102000	57500	14.872	-15.8734	10200
O7	102000	57000	14.8697	-15.8734	10125
O8	102000	56500	14.8674	-15.8734	10050
O9	102000	56000	14.8651	-15.8734	9980
O10	102000	55500	14.8628	-15.8734	10210
O11	102000	55000	14.8605	-15.8734	9990
O12	102000	54500	14.8582	-15.8734	9850
O13	102000	54000	14.8559	-15.8734	9910
O14	102000	53500	14.8536	-15.8734	9890
O15	102000	53000	14.8513	-15.8734	10040
O16	102000	52500	14.849	-15.8734	9820
O17	102000	52000	14.8467	-15.8734	10025
O18	102000	51500	14.8444	-15.8734	9725
O19	102000	51000	14.8421	-15.8734	9760
O20	102000	50500	14.8398	-15.8734	9325
O21	102000	50000	14.8375	-15.8734	9725
O22	102000	49500	14.8352	-15.8734	9835
O23	102000	49000	14.8329	-15.8734	9740

POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
P2	102500	59500	14.8812	-15.8716	10110
P3	102500	59000	14.8789	-15.8716	10210
P4	102500	58500	14.8766	-15.8716	10180
P5	102500	58000	14.8743	-15.8716	10200
P6	102500	57500	14.872	-15.8716	10250
P8	102500	56500	14.8674	-15.8716	9840
P9	102500	56000	14.8651	-15.8716	9750
P10	102500	55500	14.8628	-15.8716	10030
P11	102500	55000	14.8605	-15.8716	9900
P12	102500	54500	14.8582	-15.8716	9800
P13	102500	54000	14.8559	-15.8716	9850
P14	102500	53500	14.8536	-15.8716	9775
P15	102500	53000	14.8513	-15.8716	9775
P16	102500	52500	14.849	-15.8716	9790
P17	102500	52000	14.8467	-15.8716	9950
P18	102500	51500	14.8444	-15.8716	9525
P19	102500	51000	14.8421	-15.8716	9450
P20	102500	50500	14.8398	-15.8716	9575
P21	102500	50000	14.8375	-15.8716	9780
P22	102500	49500	14.8352	-15.8716	9745
P23	102500	49000	14.8329	-15.8716	9735
Q1	103000	60000	14.8835	-15.8698	10080
Q2	103000	59500	14.8812	-15.8698	10033
Q3	103000	59000	14.8789	-15.8698	10060
Q4	103000	58500	14.8766	-15.8698	9975
Q5	103000	58000	14.8743	-15.8698	10230
Q6	103000	57500	14.872	-15.8698	9875
Q7	103000	57000	14.8697	-15.8698	9840
Q8	103000	56500	14.8674	-15.8698	9850
Q9	103000	56000	14.8651	-15.8698	9925
Q10	103000	55500	14.8628	-15.8698	9750
Q11	103000	55000	14.8605	-15.8698	9720
Q12	103000	54500	14.8582	-15.8698	9610
Q13	103000	54000	14.8559	-15.8698	9650
Q14	103000	53500	14.8536	-15.8698	9725
Q15	103000	53000	14.8513	-15.8698	9705
Q16	103000	52500	14.849	-15.8698	9775
Q17	103000	52000	14.8467	-15.8698	9550
Q18	103000	51500	14.8444	-15.8698	9450
Q19	103000	51000	14.8421	-15.8698	9620
Q20	103000	50500	14.8398	-15.8698	9325
Q21	103000	50000	14.8375	-15.8698	9550
Q22	103000	49500	14.8352	-15.8698	9650
Q23	103000	49000	14.8329	-15.8698	9720
R1	103500	60000	14.8835	-15.868	10090
R2	103500	59500	14.8812	-15.868	10025

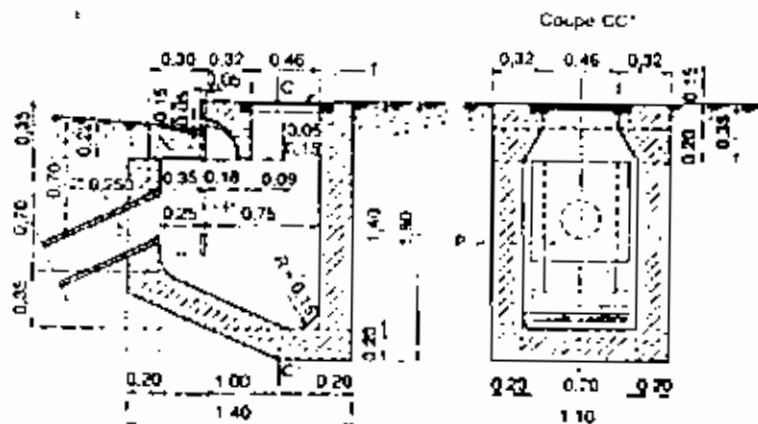
POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
R4	103500	58500	14.8766	-15.868	10105
R5	103500	58000	14.8743	-15.868	10250
R6	103500	57500	14.872	-15.868	9940
R7	103500	57000	14.8697	-15.868	9850
R8	103500	56500	14.8674	-15.868	9900
R9	103500	56000	14.8651	-15.868	9800
R11	103500	55000	14.8605	-15.868	9875
R12	103500	54500	14.8582	-15.868	9650
R13	103500	54000	14.8559	-15.868	9500
R14	103500	53500	14.8536	-15.868	9560
R15	103500	53000	14.8513	-15.868	9650
R16	103500	52500	14.849	-15.868	9515
R17	103500	52000	14.8467	-15.868	9525
R18	103500	51500	14.8444	-15.868	9325
R19	103500	51000	14.8421	-15.868	9220
R20	103500	50500	14.8398	-15.868	9300
R21	103500	50000	14.8375	-15.868	9400
R22	103500	49500	14.8352	-15.868	9550
R23	103500	49000	14.8329	-15.868	9600
S1	104000	60000	14.8835	-15.8662	10160
S2	104000	59500	14.8812	-15.8662	9930
S3	104000	59000	14.8789	-15.8662	10050
S4	104000	58500	14.8766	-15.8662	10150
S5	104000	58000	14.8743	-15.8662	10250
S6	104000	57500	14.872	-15.8662	9950
S7	104000	57000	14.8697	-15.8662	10140
S8	104000	56500	14.8674	-15.8662	9950
S9	104000	56000	14.8651	-15.8662	10000
S10	104000	55500	14.8628	-15.8662	9825
S11	104000	55000	14.8605	-15.8662	9720
S12	104000	54500	14.8582	-15.8662	9790
S13	104000	54000	14.8559	-15.8662	9760
S14	104000	53500	14.8536	-15.8662	9350
S15	104000	53000	14.8513	-15.8662	9490
S16	104000	52500	14.849	-15.8662	9240
S17	104000	52000	14.8467	-15.8662	9190
S18	104000	51500	14.8444	-15.8662	9320
S19	104000	51000	14.8421	-15.8662	9150
S20	104000	50500	14.8398	-15.8662	9290
S21	104000	50000	14.8375	-15.8662	9365
S22	104000	49500	14.8352	-15.8662	9500
S23	104000	49000	14.8329	-15.8662	9525
T1	104500	60000	14.8835	-15.8644	10105
T2	104500	59500	14.8812	-15.8644	10110
T3	104500	59000	14.8789	-15.8644	10125
T4	104500	58500	14.8766	-15.8644	10150

POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
T6	104500	57500	14.872	-15.8644	9955
T7	104500	57000	14.8697	-15.8644	10050
T8	104500	56500	14.8674	-15.8644	9875
T9	104500	56000	14.8651	-15.8644	9670
T10	104500	55500	14.8628	-15.8644	9520
T11	104500	55000	14.8605	-15.8644	9650
T12	104500	54500	14.8582	-15.8644	9510
T14	104500	53500	14.8536	-15.8644	9350
T15	104500	53000	14.8513	-15.8644	9275
T16	104500	52500	14.849	-15.8644	9420
T17	104500	52000	14.8467	-15.8644	9920
T18	104500	51500	14.8444	-15.8644	9150
T19	104500	51000	14.8421	-15.8644	9147
T20	104500	50500	14.8398	-15.8644	9275
T21	104500	50000	14.8375	-15.8644	9180
T22	104500	49500	14.8352	-15.8644	9480
T23	104500	49000	14.8329	-15.8644	9500
U1	105000	60000	14.8835	-15.8626	10140
U2	105000	59500	14.8812	-15.8626	10150
U3	105000	59000	14.8789	-15.8626	10225
U4	105000	58500	14.8766	-15.8626	9960
U5	105000	58000	14.8743	-15.8626	10300
U6	105000	57500	14.872	-15.8626	10350
U7	105000	57000	14.8697	-15.8626	9970
U8	105000	56500	14.8674	-15.8626	10050
U9	105000	56000	14.8651	-15.8626	10150
U10	105000	55500	14.8628	-15.8626	9820
U11	105000	55000	14.8605	-15.8626	9690
U12	105000	54500	14.8582	-15.8626	9590
U13	105000	54000	14.8559	-15.8626	9580
U14	105000	53500	14.8536	-15.8626	9650
U15	105000	53000	14.8513	-15.8626	9450
U16	105000	52500	14.849	-15.8626	9325
U17	105000	52000	14.8467	-15.8626	9197
U18	105000	51500	14.8444	-15.8626	9175
U19	105000	51000	14.8421	-15.8626	9130
U20	105000	50500	14.8398	-15.8626	9120
U21	105000	50000	14.8375	-15.8626	9175
U22	105000	49500	14.8352	-15.8626	9450
U23	105000	49000	14.8329	-15.8626	9460
V2	105500	59500	14.8812	-15.8608	10155
V3	105500	59000	14.8789	-15.8608	9978
V4	105500	58500	14.8766	-15.8608	9970
V5	105500	58000	14.8743	-15.8608	10220
V6	105500	57500	14.872	-15.8608	10230
V7	105500	57000	14.8697	-15.8608	10030

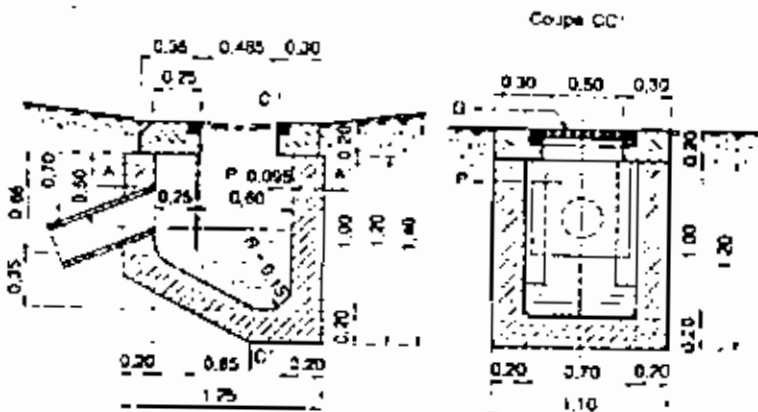
POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
V9	105500	56000	14.8651	-15.8608	10200
V10	105500	55500	14.8628	-15.8608	9825
V11	105500	55000	14.8605	-15.8608	9875
V12	105500	54500	14.8582	-15.8608	9750
V13	105500	54000	14.8559	-15.8608	9850
V14	105500	53500	14.8536	-15.8608	9650
V15	105500	53000	14.8513	-15.8608	9575
V16	105500	52500	14.849	-15.8608	9325
V18	105500	51500	14.8444	-15.8608	9375
V19	105500	51000	14.8421	-15.8608	9110
V20	105500	50500	14.8398	-15.8608	9030
V21	105500	50000	14.8375	-15.8608	9055
V22	105500	49500	14.8352	-15.8608	9440
W2	106000	59500	14.8812	-15.859	10225
W3	106000	59000	14.8789	-15.859	9960
W4	106000	58500	14.8766	-15.859	9965
W5	106000	58000	14.8743	-15.859	10150
W6	106000	57500	14.872	-15.859	10200
W7	106000	57000	14.8697	-15.859	10350
W8	106000	56500	14.8674	-15.859	10390
W9	106000	56000	14.8651	-15.859	10210
W10	106000	55500	14.8628	-15.859	9975
W11	106000	55000	14.8605	-15.859	10075
W12	106000	54500	14.8582	-15.859	9590
W13	106000	54000	14.8559	-15.859	9950
W14	106000	53500	14.8536	-15.859	9650
W15	106000	53000	14.8513	-15.859	9480
W16	106000	52500	14.849	-15.859	9305
W17	106000	52000	14.8467	-15.859	9355
W18	106000	51500	14.8444	-15.859	9320
W19	106000	51000	14.8421	-15.859	9340
W20	106000	50500	14.8398	-15.859	9030
W21	106000	50000	14.8375	-15.859	9000
W22	106000	49500	14.8352	-15.859	9420
X1	106500	60000	14.8835	-15.8572	9500
X2	106500	59500	14.8812	-15.8572	10080
X3	106500	59000	14.8789	-15.8572	10330
X4	106500	58500	14.8766	-15.8572	10130
X5	106500	58000	14.8743	-15.8572	10325
X6	106500	57500	14.872	-15.8572	10375
X7	106500	57000	14.8697	-15.8572	10450
X8	106500	56500	14.8674	-15.8572	10100
X9	106500	56000	14.8651	-15.8572	10750
X10	106500	55500	14.8628	-15.8572	10060
X11	106500	55000	14.8605	-15.8572	10110
X12	106500	54500	14.8582	-15.8572	10240

POINT	X	Y	latitude	longitude	Z
X14	106500	53500	14.8536	-15.8572	9780
X15	106500	53000	14.8513	-15.8572	9560
X16	106500	52500	14.849	-15.8572	9360
X17	106500	52000	14.8467	-15.8572	9370
X18	106500	51500	14.8444	-15.8572	9347
X19	106500	51000	14.8421	-15.8572	9380
Y1	107000	60000	14.8835	-15.8554	9800
Y2	107000	59500	14.8812	-15.8554	9940
Y3	107000	59000	14.8789	-15.8554	10140
Y5	107000	58000	14.8743	-15.8554	10405
Y6	107000	57500	14.872	-15.8554	10510
Y7	107000	57000	14.8697	-15.8554	10475
Y8	107000	56500	14.8674	-15.8554	10215
Y9	107000	56000	14.8651	-15.8554	10250
Y10	107000	55500	14.8628	-15.8554	10200
Y11	107000	55000	14.8605	-15.8554	10250
Y12	107000	54500	14.8582	-15.8554	10250
Y13	107000	54000	14.8559	-15.8554	9975
Y14	107000	53500	14.8536	-15.8554	9950
Y15	107000	53000	14.8513	-15.8554	9720
Y16	107000	52500	14.849	-15.8554	9660
Y17	107000	52000	14.8467	-15.8554	9385
Y18	107000	51500	14.8444	-15.8554	9360
Z2	107500	59500	14.8812	-15.8536	9800
Z3	107500	59000	14.8789	-15.8536	10140
Z4	107500	58500	14.8766	-15.8536	10400
Z5	107500	58000	14.8743	-15.8536	10425
Z6	107500	57500	14.872	-15.8536	10775
Z7	107500	57000	14.8697	-15.8536	10325
Z8	107500	56500	14.8674	-15.8536	10350
Z9	107500	56000	14.8651	-15.8536	10275
Z10	107500	55500	14.8628	-15.8536	10330
Z11	107500	55000	14.8605	-15.8536	10325
Z12	107500	54500	14.8582	-15.8536	10475
Z13	107500	54000	14.8559	-15.8536	10050
Z14	107500	53500	14.8536	-15.8536	9970
Z15	107500	53000	14.8513	-15.8536	9730
Z16	107500	52500	14.849	-15.8536	9930

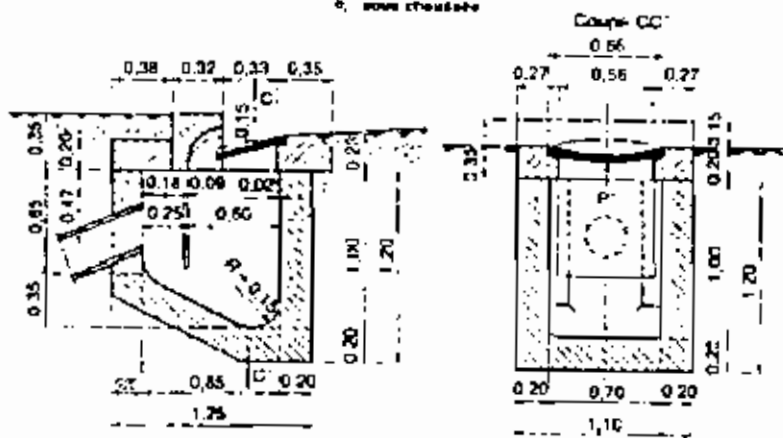
ANNEXE II : Schémas de différents types de bouches d'engouffrement



a. sans échouée



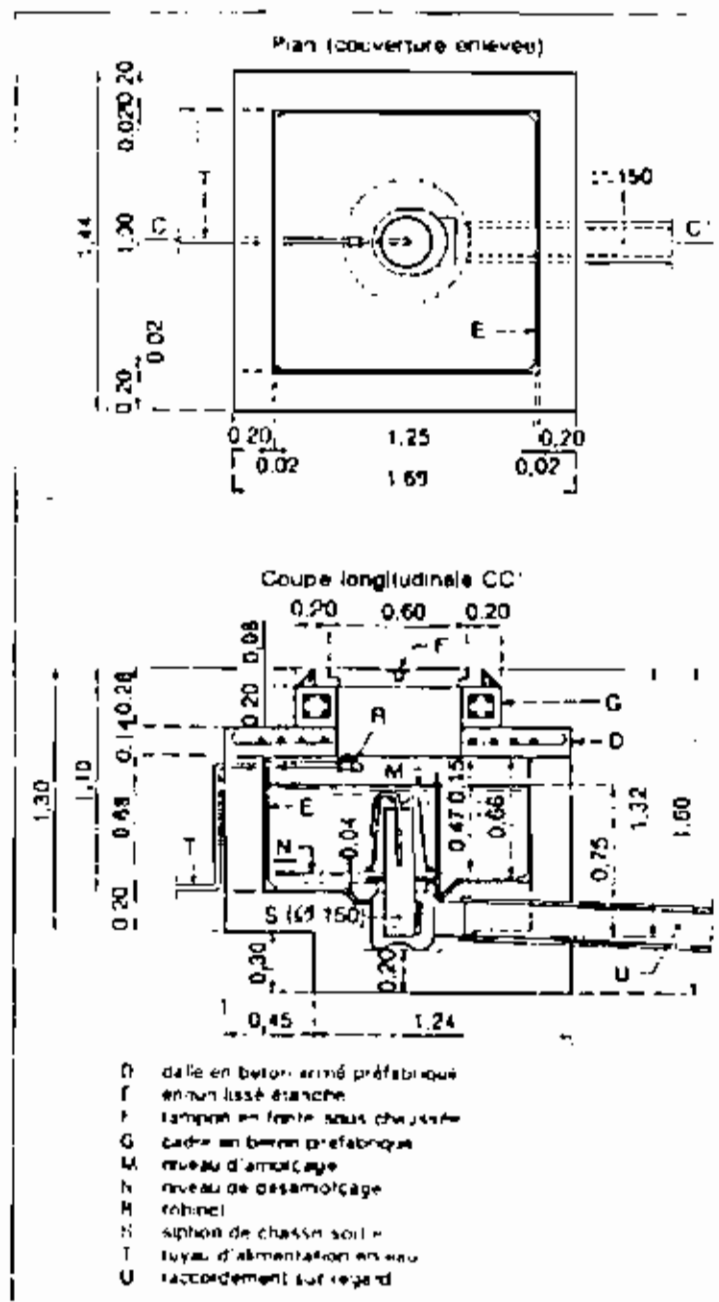
b. avec échouée



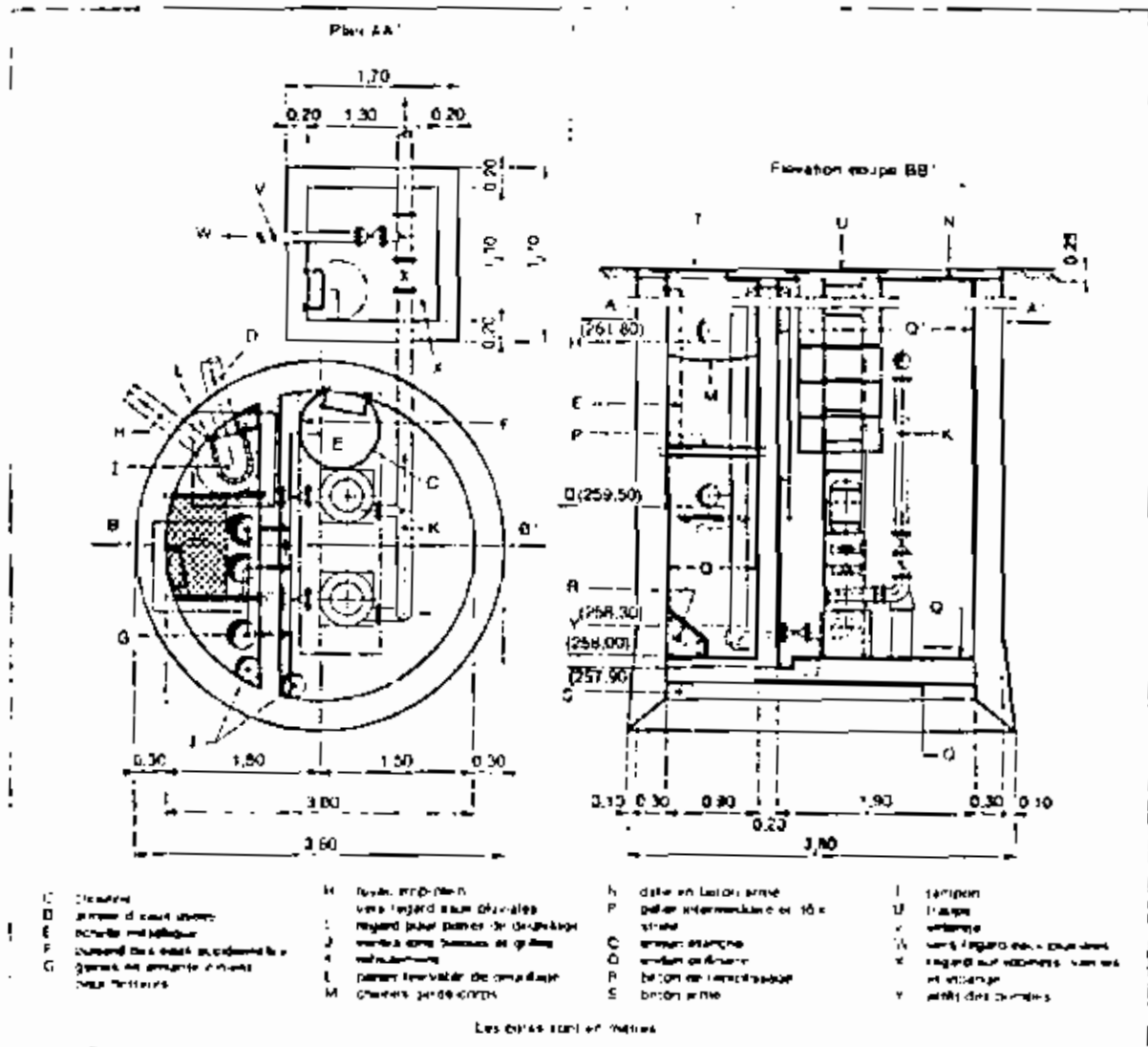
c. avec échouée & sortie grille

- | | |
|--------------------------|-------------------------------|
| G grille en laiton | P plateau ou grille en laiton |
| F manchon enroulé laiton | L tige en laiton |

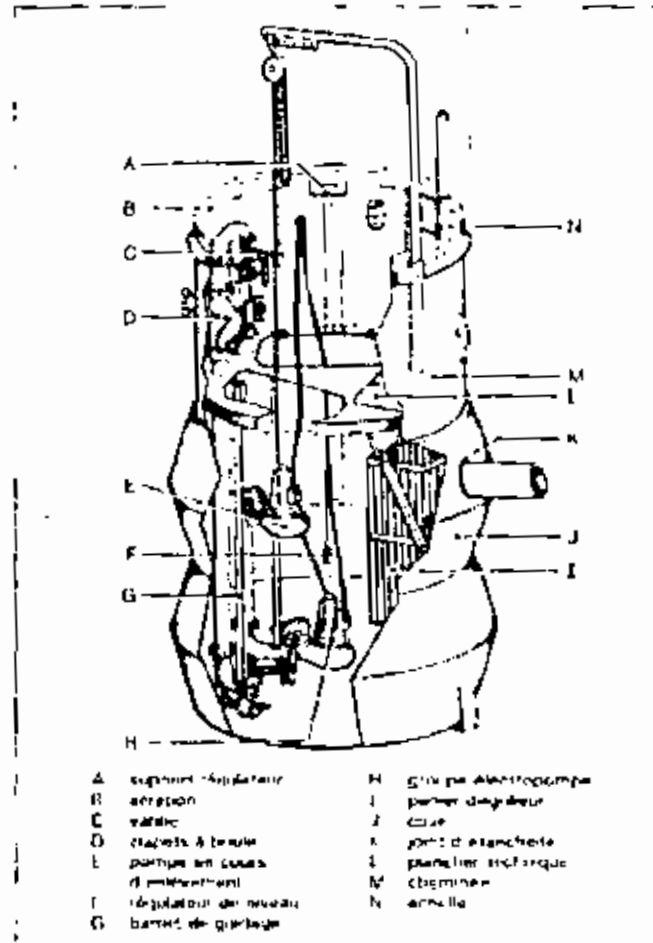
ANNEXE III : Schéma d'un réservoir de chasse



ANNEXE IV : Poste de relèvement avec deux pompes en fosse sèche



ANNEXE V : Poste de relèvement avec pompes immergées



BIBLIOGRAPHIE

- [1] Association amicale des ingénieurs anciens élèves de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. *Évacuation des eaux pluviales urbaines*, 1978, 166 p.
- [2] Bordereau de prix, *Banque de données DGPBORJ*
- [3] BOURRIER, Régis. *Les réseaux d'assainissement. Calculs, applications, perspectives*. 2^{ème} éd., Techniques et Documentation Lavoisier, 1985, 482 p.
- [4] BRIERE, François. *Distribution et collecte des eaux*, Editions de l'École Polytechnique de Montréal, 1997, 365 p.
- [5] Centre de suivi écologique. *Annuaire sur l'environnement et les ressources naturelles du Sénégal*, 1^{ère} éd., 2000, 268 p.
- [6] Diallo, Mamadou Lamine. *Cours d'écoulement à surface libre*, Ecole Supérieure Polytechnique, 2002.
- [7] DIAW, El Hadji Bamba. *Cours d'hydrologie*, Ecole Supérieure Polytechnique, 2002.
- [8] GUEYE, Cheikh. *Thèse*
- [9] IMHOFF, Karl. *Manuel de l'assainissement*, 5^{ème} éd., Dunod, 1970, 452 p.
- [10] Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, 1981.
- [11] KOCH, Pierre. *Les réseaux d'égouts. Données d'établissement et de calculs*, 3^{ème} éd., Dunod, 1967, 338 p.
- [12] Metcalf and Eddy, inc. *Wastewater Engineering : Collection and pumping of wastewater*, McGraw Hill Book Company, 1981, 432 p.
- [13] Ministère de l'urbanisme. *Plan directeur d'assainissement de la ville de Touba*, 2002.
- [14] MOREL A L'HUISSIER, Alain. *Communication au IX^{ème} congrès de l'Union Africaine des Distributeurs d'Eau*, Casablanca, 1998.
- [15] MOREL A L'HUISSIER, Alain. *L'assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien*, PNUD-GREA-CERGRENE, 1996, 167 p.
- [16] NDIAYE, Birame et MBAYE, Mamadou. *Projet de fin d'études : Reconstitution et optimisation du réseau d'adduction d'eau potable de la ville de Touba*, 2002, 136 p.
- [17] NDOYE, Seyni. *Cours d'hydraulique urbaine*, Ecole Supérieure Polytechnique, 2002.
- [18] Office National de l'Assainissement du Sénégal. *Rapport sur la Stratégie nationale de l'assainissement du Sénégal*, 1998.
- [19] Okun, Daniel et PONGHIS, George. *Collecte et évacuation des eaux usées des collectivités*. Organisation Mondiale de la Santé, 1976, 315 p.
- [20] SATIN Marc et Selmi Béchir. *Guide technique de l'assainissement*, Le Moniteur, 1995, 663 p.
- [21] Site internet officiel du gouvernement sénégalais. www.gouv.sn
- [22] Techniques de l'ingénieur. *Assainissement des agglomérations*.
- [23] TOURE, Cheikh. *Station d'épuration des eaux usées*, 1982, 138 p.