
RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION

TITRE

REHABILITATION DU RESEAU
D'EAUX PLUVIALES DU VIEUX RUFISQUÉ

DATE : JUILLET 1990

AUTEUR : MOKHTAR SECK
DIRECTEUR : SOULEYMANE NDIONGUE
CO-DIRECTEUR : OUMAR CISSE

A ma famille
A mes parents
A ma future épouse
A tous mes amis

REMERCIEMENTS

Je remercie tous ceux qui de près ou de loin ont contribué dans ce projet .

Je pense à mon directeur monsieur Souleymane Ndiongue, professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès et mon co-directeur Oumar Cissé directeur des services techniques communaux de Rufisque-Bargny pour l'aide, aussi bien sur le plan logistique que sur le plan moral, qu'ils m'ont apportée avec une spontanéité et une disponibilité sans faille .

Je pense aussi à monsieur Moustaph Mbaye professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès, à monsieur Babacar Ndiaye, pour les bons conseils qu'il m'ont prodigués et les informations pertinentes dont ils m'ont fait bénéficier.

Je n'oublierai pas messieurs Mamadou Lamine Lô et Alassane Diène techniciens à l'Ecole Polytechnique de Thiès et mes camarades élèves ingénieurs, Cheikh Naël, Abdoulaye Sène de la cinquième année, Omar Guindo, Serigne Bassirou Lèye, Ismaela Diallo, Boubou NDiaye, Abdoul Aziz Ndiour, de la quatrième année et Khoulta Ndiaye troisième année pour l'acquisition des données topographiques et enfin Jean Michel Benga deuxième année, Arame Ndiaye, Fadel Fall, et Adama Ndiaye première année pour l'aide qu'ils m'ont apportée pour l'édition de ces textes.

SOMMAIRE

Rufisque est une ville qui a connu un passé radieux et continue de se souvenir avec nostalgie de son lustre de jadis comme le témoignent toutes ces infrastructures qui datent de la période coloniale. C'est le cas du réseau d'évacuation des eaux pluviales qui constitue le thème de notre étude. Nous nous sommes fixés comme but la réhabilitation de ce réseau. Après avoir présenté physiquement le site, ses données topographiques et pluviométriques, nous évaluerons les débits de ruissellement qui nous permettront de vérifier le réseau existant et de calculer le nouveau réseau. Nous employerons la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits de ruissellement et l'équation de Manning pour évaluer la capacité des conduites.

Avec cette méthodologie, nous avons démontré que le réseau était sous-dimensionné. Nous avons proposé un réseau à écoulement gravitaire que nous avons calculé et qui nous a montré que les spécificités locales de la ville de Rufisque font qu'un réseau gravitaire serait inadapté et qu'il faudrait envisager d'utiliser un réseau avec station de pompage et/ou de refoulement pour apporter une solution définitive au problème de l'assainissement de cette ville.

TABLE DES MATIERES

	PAGE.
DEDICACE	I
REMERCIEMENTS	II
SOMMAIRE	III
TABLE DES MATIERES	IV
LISTE DES FIGURES	VI
LISTE DES TABLEAUX	VII
LISTE DES PLANS	VIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	-
CHAPITRE 2 ETUDE DU MILIEU	3
2.1 Position géographique et situation économique du site	3
2.2 Présentation physique du site	3
2.3 Historique des projets d'assainissement de la ville de Rufisque	7
2.4 Présentation des données pluviométriques	8
2.5 Présentation des données topographiques	12
2.6 Présentation des ouvrages d'assainissement existants	13
CHAPITRE 3 QUANTITE DES EAUX DE RUISSELLEMENT	17
3.1 Méthodes de l'hydrogramme unitaire	17
3.2 Méthode ORSTOM	18
3.3 Méthode CIEH	19
3.4 Méthode rationnelle	20
CHAPITRE 4 VERIFICATION DU RESEAU EXISTANT	23
4.1 Hypothèses	23
4.2 Vérification des éléments du réseau	24

	Page
4.2.1 Etapes de calcul	24
4.2.2 Le collecteur de diamètre 400mm	26
4.2.3 Vérification du canal de Keury Kao	29
4.2.4 Vérification du canal Bodin	32
4.2.5 Vérification du canal du marché	34
4.3 Remarques et conclusions	36
CHAPITRE 5 CONCEPTION ET CALCUL DU NOUVEAU RESEAU	37
5.1 Solution proposée	37
5.2 Calcul du réseau	39
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	46

LISTE DES FIGURES		Page
Figure 2.1	Géologie de Rufisque	6
Figure 2.2	Isohyètes annuelles du Sénégal	10
Figure 2.3	Courbe intensité-durée-fréquence des précipitations à Dakar	11
Figure 2.4	Schéma du réseau d'évacuation d'eaux pluviales	14
Figure 4.1	Schéma du profil du canal de KEURY KAO	30
Figure 4.2	Schéma du profil du canal Bodin	33

	Page
LISTE DES TABLEAUX	
Tableau 4.1 Vérification du collecteur de diamètre 400mm	27
Tableau 4.2 Vérification du canal de Keury Kao	31
Tableau 4.3 Vérification du canal du marché	35
Tableau 5.1 Calcul du collecteur de l'avenue Ousmane Socé Diop	41
Tableau 5.2 Calcul du collecteur de la rue Adama Lô	42
Tableau 5.3 Vérification du collecteur de diamètre 400 mm après l'implantation des 2 nouveaux collecteurs	43
Tableau 5.4 Vérification du canal du marché après l'implantation des 2 nouveaux collecteurs	45

LISTE DES PLANS

Plan N 1 Délimitation des surfaces tributaires pour
l'ancien réseau

Plan N 2 Délimitation des surfaces tributaires pour
le nouveau réseau

Plan N 3 Profil en long de l'avenue Ousmane Socé Diop

Plan N 4 Profil en long de la rue Adama Lô

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Nous ne pouvons parler de Rufisque, sans insister au préalable sur son évolution historique car c'est l'une de ces vieilles villes du Sénégal qui, après avoir joué un rôle de premier plan tant sur plan économique que sur le plan administratif, se meurt lentement, ceci à cause de facteurs multiples :

- démographie galopante de cette ville devenue un quartier dortoir de Dakar
- calamités naturelles comme avancée de la mer et le fait que la ville soit un exutoire, lors des fortes pluies, de l'eau provenant des villages situés dans sa partie Nord
- une récession du marché du travail, plus de 10% en 9 ans, dans le seul secteur industriel alors que la vocation commerciale de la ville s'effiloche.

Rufisque est une ville qui date du XVI^e siècle et qui a connu à la fin du XIX^e siècle un commerce florissant basé sur l'arachide qui lui valut l'appellation de "la ville de l'arachide". Avec une rade bien abritée contre les alizés de la saison sèche, Rufisque a pu se doter d'un port par où passait la majeure partie de la production arachidière destinée à l'exportation.

C'est ainsi que le 9 Septembre 1862, la ville connut son premier plan directeur d'urbanisme qui a été le produit de la conjonction d'intérêt entre le grand commerce colonial et l'administration. Le plan de la ville relève d'une géométrie simple, le damier classique avec des rues droites et perpendiculaires. L'escale (ce que nous

appelons dans notre projet le Vieux Rufisque) est vouée au commerce de l'arachide et aux splendides habitations des riches négociants du comptoir commercial Rufisquois. Mais malgré le lotissement moderne et les constructions en dur, la cité de l'arachide reste insalubre et menacée par l'inondation. En 1880 la ville est ceinturée par deux marigots où des seuils retiennent l'eau toute l'année. Une série de grands travaux d'assainissement (canal de l'ouest, canal de l'est, réseau d'égouts, comblement du marigot nord remplacé par une large avenue).

Mais en 1930, la bourgeoisie commerçante n'hésitera pas, à la faveur de la crise économique, à abandonner Rufisque pour Dakar dont le nouveau port est devenu un instrument technique plus précieux. Rufisque héritera néanmoins de cette période de beaucoup d'infrastructures: port, voirie, ouvrages d'assainissement etc... Nous nous intéresserons dans la présente étude au réseau d'évacuation d'eaux pluviales dans une partie de l'escale. Notre zone d'étude est limitée à l'est par le canal de l'est, à l'ouest par le canal de l'ouest, au nord par la route nationale et enfin au sud par la digue protège la ville contre l'avancée de la mer. Dans le cas où ces deux canaux ne sont pas remplis, notre zone est isolée de l'extérieur pour ce qui du ruissellement ; car la conception de la route nationale a été telle que les eaux ruissellent de la ligne de centre vers les contre-allées. Ceci provient du fait qu'un devers prononcé ait été adopté. Ce qui fait que la ligne de centre peut être considérée comme une ligne de partage des eaux. Cette zone est dotée d'un réseau d'évacuation d'eaux pluviales qui pour le moins qu'on puisse dire est de faible

densité. Ce réseau qui a été conçu il y a des dizaines d'années, en fonction des besoins recensés à l'époque avec les méthodes qui étaient disponibles et qui a subi l'empreinte du temps (bris, colmatage, mauvais entretien) n'est certainement plus apte à remplir la mission pour laquelle il était destiné. Avec les nombreuses inondations qui ont eu lieu dans la ville, on pressent que le réseau est d'une capacité insuffisante ; ainsi en 1954, l'eau a atteint une hauteur de 80 cm dans l'escale.

Le but de notre projet est de vérifier , avec les conditions actuelles si la capacité du réseau est devenue insuffisante et si c'est le cas, concevoir un nouveau réseau adéquat qui répondrait aux critères d'efficacité et d'économie.

A partir des données pluviométriques, des données topographiques du terrain et de l'estimation de certains paramètres pertinents (coefficients de ruissellement, coefficients de rugosité de MANNING etc), nous allons employer les méthodes de transfert pluie-ruissellement pour déterminer le débit de ruissellement et sa répartition dans notre zone .

La topographie aidant, nous allons déterminer les surfaces tributaires (aires de drainage) de chaque tronçon de conduite et procéder ainsi:

- à leur vérification dans la première phase de vérification du réseau existant
- à leur dimensionnement dans la deuxième phase dimensionnement du nouveau réseau

Pour terminer nous ferons une évaluation des coûts avant de conclure et de proposer des recommandations.

2.1 Position géographique et situation économique du site

Située à 30 km de la ville de Dakar la capitale du Sénégal, la ville de Rufisque, qui s'étend le long de la côte constitue le point d'entrée à la presqu'île du Cap-Vert.

Elle a gagné de sa relative proximité avec la ville de Dakar des problèmes d'urbanisation liés à une croissance démographique accélérée due à un exode rural massif.

Dans le système des villes au Sénégal, Rufisque est compris dans l'agglomération dakaroise qui compte trois communes: Dakar, Pikine et Rufisque dont les budgets respectifs sont environ: 8 milliards, 1.5 milliards et 0.8 milliard.

Cette ville connaît une véritable récession économique avec une fonction commerciale jadis florissante est devenue sur le plan extérieur presque inexistante. La fonction industrielle qui aurait pu prendre le relai est en déclin. Le nombre d'emplois, tel que nous le révèle Pieric Freiburghau et Al (1981) a diminué. Le secteur de la pêche qui mobilise une grande partie de la population est aussi en déclin.

2.2 Présentation physique du site

Les problèmes qui interpellent la ville de Rufisque ont pour noms assainissement, transport mal assuré, une multiplication des quartiers irréguliers, qui ont été amplifiés par des spécificités locales:

-Durant les fortes pluies, les eaux provenant des villages situés

- dans la partie septentrionale de la ville empruntent les canaux de la ville pour se déverser au niveau de la mer.
- Une nappe d'eau relativement proche de la surface du sol a tendance à provoquer une infiltration importante dans les structures.
 - Un niveau des terres peu élevé par rapport au niveau moyen de la mer a fait que les canaux de la ville ont des profondeurs et des pentes faibles.
 - Une formation géologique qui remonte du Lutétien (Tertiaire) et constituée essentiellement de marnes grises à radiolaires, de marnes à lits de calcaire argileux à *Planuria* et *Fondicularia* (voir figure 2.1) a eu comme conséquence l'existence d'un sol gonflant qui par ses cycles de gonflement et de retrait induit des contraintes fatales aux structures. (Meïssa Fall)
 - Une topographie relativement plate fait que certaines pentes recommandées dans des projets d'assainissement soient inutilisables.
 - Le sol argileux et toutes les rues bitumées au niveau de l'escale font que l'infiltration est minime et par conséquent le coefficient de ruissellement est très élevé.

2.3 Historique des projets d'assainissement de la ville de Rufisque

D'après l'avant projet de la mission sanitaire en 1901, le programme pour l'assainissement de Rufisque qui a été exposé au comité des travaux publics des colonies, en Février 1903 consistait à plusieurs objectifs. Il y'avait d'abord le comblement des marigots qui traversent la ville (qui étaient sises à la bordure nord de l'actuel Route Nationale). Ensuite il fallait diriger les eaux des terrains supérieurs à l'est et à l'ouest dans des canaux de ceinture et écouler à la mer par des conduites souterraines spéciales les eaux de pluie qui tombent sur la ville. Un projet global d'assainissement était aussi prévu et comportait les étapes suivantes.

- Toutes les rues de la ville seront aménagées pour écouler les eaux de ruissellement dans les fossés et canaux de ceinture
- La mare de Thiawlène sera remblayée jusqu'à avoir une pente de 0,05 % pour permettre l'écoulement vers le canal de l'est.
- Ce dernier aura 15 m de largeur au plafond, 0,60 m de profondeur et 0,25 % de pente avec un débouché à la mer à la côte de 1,80 m donc au dessus des hautes mers.
- Sur le côté nord du boulevard de la gare, un fossé sera creusé pour rejeter les eaux soit dans le canal de l'est soit dans le canal de l'ouest.
- Le canal de l'ouest qui partira des marigots tout à fait au nord de la ville aura une largeur au plafond qui varie de 5 à 12 m, une profondeur de 1m et une pente de 0,04 %. Le radier et les talus seront recouverts d'une couche de béton de 15 cm

d'épaisseur. Il aura un débouché à la mer 0,970 m et à chaque marée, la mer remontera sur 1400 m de longueur environ dans ce canal qui pourra, lors des fortes pluies évacuer facilement le débit de 14 m³/s qu'il recevra car ayant une capacité de 21 m³/s.

-A Diokoul les remblais seront protégés contre la mer par une digue en enrochement de basalte ayant 2 mètres de largeur en couronne et s'étalant à la côte 2,50 m.

-Des conduites souterraines seront construites pour les eaux pluviales qui diviseront les eaux en trois zones (une à l'est d'une superficie de 28 ha, une au sud ouest de 8 ha et une troisième au nord ouest de 34 ha).

Presque la totalité de ces projets ont été réalisés. Nous y reviendrons plus tard dans notre étude (voir 2.6 Vérification du réseau existant).

A ces projets s'est ajouté en 1908 un important projet de réalisation d'égouts pour le drainage des eaux vannes et des eaux domestiques qui a été confronté à de sérieux problèmes comme l'existence d'une nappe d'eau à 1 m de profondeur, la nature non affouillable du sol, la responsabilité de la prise en charge des frais de maintenance, etc...

Ce projet fut abandonné et la population s'est résolue à adopter la solution de l'assainissement individuel avec utilisation des fosses septiques.

2.4 Présentation des données pluviométriques

La précipitation et l'eau qu'elle amène influent sur presque tous les projets de génie civil, surtout ceux qui impliquent la

gestion des eaux car elle constitue le principal apport au bilan hydrologique.

La pluviométrie de la ville de Rufisque est relativement bien connue car il y existe une station pluviométrique dont les premiers enregistrements remontent à 1919. En 1961, Brunet-Moret notait qu'elle faisait partie des 9 rares stations au Sénégal qui comptaient à leur actif une période d'observation de 40 ans ou plus. Bien que la station pluviométrique N° 380223 de Rufisque compte à son actif une période d'observations suffisamment longue, elle est incapable de nous fournir les enregistrements en continu dont nous avons besoin pour déterminer le débit de ruissellement. Pour pallier à ce problème et prenant en compte la proximité de la ville de Dakar, nous utiliserons les données de la station N° 380001 de Dakar-Yoff qui est dotée d'un pluviographe à augets basculeurs.

Le recours aux levés de Dakar-Yoff pourrait se justifier en outre par l'allure des isohyètes (ils sont presque horizontaux) telle que nous le révèlent les travaux de Brunet-Moret (figure 22). Et en plus Rufisque et Dakar sont des villes côtières qui sont situées presque à la même latitude, nous pouvons nous attendre à des régimes pluviométriques très semblables sinon même identiques.

A partir des relevés de la station de Dakar-Yoff, Djibril Samb a établi lors de son projet de fin d'études en 1984 les courbes intensité-durée-fréquence de Dakar. Ces courbes sont représentées à la figure 2.2 et ont pour équations :

$$-T = 1 \text{ an} \quad R=1785/(t+14)$$

$$-T = 2 \text{ ans} \quad R=2793/(t+15)$$

-T = 3 ans R=3325/(t+14)

-T =10 ans R=3458/(t+10)

-T_r =20 ans R=3826/(t+11)

-T=100 ans R=4960/(t+16)

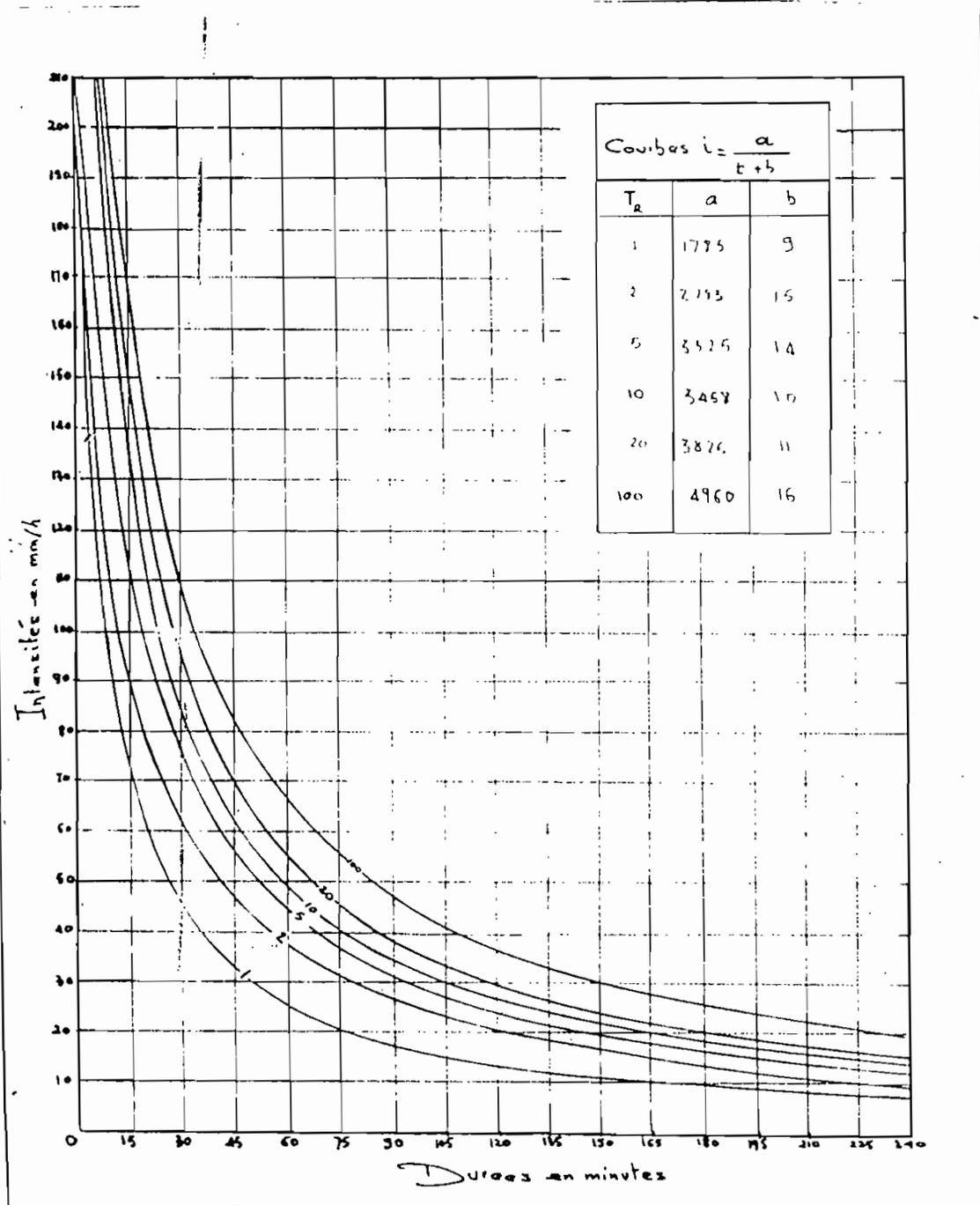


fig 2.2 Courbes intensité - durée - fréquence des précipitations à DAKAR

2.5 Présentation des données topographiques du milieu

L'étude du ruissellement implique une connaissance précise de la topographie du terrain qui, grâce au principe selon lequel l'eau ruisselée descend toujours les pentes, est l'élément le plus déterminant pour la connaissance des directions empruntées par les eaux de ruissellement.

Les données topographiques peuvent se présenter sous deux formes:

-les courbes de niveau qui relient ^{les points} d'égale altitude dans une zone donnée et ceci tous les x mètres avec x variant en sens inverse avec la précision souhaitée

-les points cotés qui sont des points dont l'altitude connue est marquée sur le plan .

En milieu urbain et où de surcroît le terrain est relativement plat la deuxième forme de représentation est la mieux indiquée.

Mais pour notre zone, aucun de ces deux types d'informations n'est disponible avec la précision adéquate, aussi bien au niveau de la commune de Rufisque qu'au niveau du service géographique national. C'est pourquoi nous avons fait nos propres levés topographiques avec un niveau automatique NA2. Nos levés altimétriques ont été rattachés au réseau national par le repère N° 20 sis à l'intersection entre la rue Nationale et la rue Gambetta. Ce qui permettrait à la commune de les conserver au niveau de ses banques de données. Nous avons présenté en annexe A un plan avec points cotés que nous allons utiliser pour la détermination des surfaces tributaires des tronçons de conduite. La précision de ces levés est de l'ordre du centimètre. Nous tenons toutefois à faire remarquer que nous avons fait fi de l'état défectueux des chaussées (nids de

poules et autres défoncements). Donc notre étude suppose des chaussées exemptes d'irrégularités avec des pentes constantes entre des intersections de rues successives. Cette hypothèse n'est pas vérifiée dans la réalité car la voirie de la ville de Rufisque est en mauvais état dans son ensemble et que les surfaces des chaussées présentent par endroits des nids de poules où l'eau stagne avant de s'infiltrer dans le sol. Cette eau qui s'infiltrer et dont on n'a pas tenu compte rend notre estimation sécuritaire.

2.6 Présentation des ouvrages d'assainissement existants

Le réseau d'évacuation des eaux pluviales du vieux Rufisque se fait remarquer par sa simplicité et sa faible densité. En effet, il est constitué de quelques conduites souterraines isolées les unes des autres et se déversant soit en mer, soit dans des canaux à ciel ouvert (voir figure 2.3). La quasi-totalité de ces ouvrages ont été hérités de la période coloniale sans qu'aucune modification ne soit apportée. Au contraire certains ouvrages souffrent de la rareté sinon de l'absence d'entretien comme le cas du canal Bodin dont les dalles constituant la voûte se sont effondrées et l'ont bouché.

Les éléments constituant notre réseau sont décrites ci-dessus.

Des caniveaux bordent les chaussées et sont de largeur 15 cm, de profondeur 3 cm environ; ils sont sensés amener les eaux stagnantes jusqu'au niveau des grilles avaloirs (bouches d'égouts).

Deux fils collecteurs de diamètre 400 mm longent la route nationale. Ils sont reliés aux bouches d'égout par des antennes

souterraines de 15 cm de diamètre.

Le canal Bodin de largeur 2,60 m et dont la profondeur varie de 2 à 3 m, se trouve sous la chaussée de la rue Bodin n'est pas très fonctionnel à cause des dalles de son plafond qui se sont effondrées. Il s'étend de la route nationale à la mer qui constitue son exutoire.

Les deux rigoles de la rue Adama Lô qu'on appelle le canal de Keury Kao bordent la rue de même nom. Ils sont sensés drainer les eaux des zones situées à l'est entre le canal de l'est et le canal Bodin pour les déverser dans ce dernier.

Le canal du marché quitte le marché pour drainer vers le canal de l'ouest les eaux de toute la zone ouest qu'il traverse. C'est un canal rectangulaire recouvert de dalots en béton de profondeur 0,8 m et dont la largeur varie de 1,2 m à 1,5m.

Le canal de l'ouest est un canal à ciel ouvert qui a une largeur au plafond de 13,30m, une profondeur de 1 m, une pente de 40 cm par km est l'élément le plus important du réseau du vieux Rufisque tant par le volume d'eau qu'il peut évacuer en période de fortes pluies, que par le fait que presque tous les autres éléments du réseau y déversent leurs eaux. Son radier et ses talus sont recouverts d'une couche de béton de 15 cm d'épaisseur. A cause des zones Nord non urbanisées de la ville dont il draine les eaux, c'est un canal dont le champ d'action dépasse les limites de notre zone. Il a aussi tendance à s'ensabler facilement à cause des alluvions qu'il transporte lors des crues; ce qui fait qu'il constitue une zone de stagnation perpétuelle.

Le canal de l'est avec 5 m de largeur au plafond , 0,6m de

profondeur et une pente de 2.5 m par km , joue plutôt un rôle de déversoir pour les eaux de ruissellement provenant des zones est et nord-est de la ville. Son unique rôle dans l'évacuation des eaux pluviales de notre zone pour des débits de raisonnables est qu'elle limite notre zone en contribuant à en faire un sous bassin versant. En dehors de notre zone d'études, il existe d'autres infrastructures pour l'évacuation des eaux pluviales comme le canal de ceinture, le canal de Valda, le canal de Rivoli, le canal de Merina mais qui n'ont aucune incidence sur l'étude de notre zone.

CHAPITRE 3

QUANTITE DES EAUX DE RUISSELLEMENT

A partir de la pluie tombée et de la connaissance des caractéristiques du milieu (topographie, nature du sol), nous pouvons évaluer les débits de ruissellement qui nous serviront à dimensionner le réseau.

Plusieurs méthodes sont disponibles et présentent des forces et des faiblesses. Dans le paragraphe qui suit, nous nous bornerons à présenter succinctement les méthodes inadéquates en précisant les raisons de leur rejet alors que nous insistons davantage sur les méthodes retenues.

3 1 Méthode de l'hydrogramme unitaire

Cette méthode part du principe selon lequel il y'aurait similitude entre les hydrogrammes d'un bassin en réponse à des averses de caractéristiques semblables. Dans cette idée, Sherman (cité par Leclerc) a présenté en 1932 le concept d'hydrogramme unitaire. L'hydrogramme unitaire est défini comme étant l'hydrogramme de ruissellement direct résultant d'une pluie nette de 1 mm , 1 po ou de toute autre unité convenable, d'une durée déterminée. La connaissance d'un hydrogramme unitaire nécessite la connaissance du hyétogramme d'une averse d'intensité relativement uniforme de la durée désirée et de l'hydrogramme de ruissellement direct de l'évènement pluvieux. Considérant les caractéristiques d'une précipitation quelconque (intensité et durée) et ayant déterminé au préalable l'hydrogramme unitaire, nous pouvons, en appliquant le principe de superposition déduire son hydrogramme de

ruissellement direct. Mais dans le cas particulier de notre étude, il n'existe aucun enregistrement pluie-ruissellement.

3.2 Méthode ORSTOM (Rodier et Auvray)

Cette méthode s'applique théoriquement à toute l'AFRIQUE de l'ouest (entre 150 et 1600 mm de pluie annuelle) mais donne des résultats nettement meilleurs en zone sahélienne (entre 300 et 900 mm de pluie annuelle). Pour comprendre cette méthode, il faut la décomposer en en deux parties.

Dans la première, on calcule la pluie décennale sur le bassin à partir d'une pluie décennale obtenue à un poste de référence P10 et d'un coefficient d'abattement K. Le choix du poste est fait en fonction de deux critères difficiles à concilier : la plus longue série d'observations possible et la station la plus proche du bassin. Les cartes de pluies ponctuelles décennales publiées par le CIEH paraissent être le meilleur compromis entre les deux. Pour le coefficient d'abattement employer les diagrammes présentées par VUILLAUME (1974) constitue une amélioration par rapport aux estimations très grossières données dans la note de 1965. Cette première partie de la méthode est très proche de ce qui a été fait pour estimer la pluie décennale sur les bassins observés. Dans une deuxième partie (le coeur de la méthode), l'utilisateur estime à partir de diagrammes, trois valeurs: le coefficient de ruissellement décennal Kr_{10} , le temps de base T_b , et le rapport a du débit maximal sur le débit moyen toutes trois données par des abaques.

Le débit maximal s'obtient par la formule suivante

$$Q_{\max} = \frac{a \times S \times K \times P_{10} \times K_r^{10}}{T_b}$$

Cette méthode présente le désavantage d'utiliser un paramètre de perméabilité difficile à estimer quand on n'a pas une certaine expérience et que de ce fait on est exposé à des erreurs dépassant quelquefois 100%.

3 3 Méthode CIEH (de PUECH et CHABBI-GONNI, 1984)

Les auteurs de cette méthode qui sont des chercheurs au centre interafricain d'études hydrauliques ont distingué deux cas:

-on ne connaît pas le coefficient de ruissellement décennal la meilleure équation est alors

$$Q_{\max} = a \times S^b \times I_g^c \times P_{an}^d$$

avec Q_{\max} : débit décennal (m^3 / s)

S : superficie (km)

I_g : indice global de pente (m/km)

P_{an} : pluie moyenne annuelle (mm)

a, b, c, d sont des coefficients numériques déterminés par les auteurs .

-on peut estimer le coefficient de ruissellement décennal à partir de la pluie annuelle P_{an} et de la géologie du bassin , ce qui est assez risqué. L'équation est meilleure que la précédente

$$Q_{\max} = a \times S^b \times I_g^c \times K_r^d$$

avec la même signification des paramètres communs et

K_r : estimation du coefficient de ruissellement décennal (%)

Cette méthode a l'avantage de n'utiliser que des paramètres faciles à estimer, sans connaissance particulières en hydrologie et même sans faire de visite du bassin.

Dans ces méthodes qui sont faites pour des bassins naturels, on ne tient pas compte de l'influence de l'homme. Ce qui fait que ces méthodes ne sont adaptées au milieu où presque rien n'est resté à l'état naturel et où par conséquent on s'expose à des erreurs dépassant 100% lors de l'évaluation des débits de crue. C'est pourquoi nous avons renoncé à employer ces deux méthodes dans notre étude car nous leur préférons la méthode rationnelle.

3.4 La méthode rationnelle

3.4.1 Présentation de la méthode rationnelle

C'est une méthode qui remonte semble t-il à 1851 lorsqu'elle fut utilisée en Irlande. Depuis, elle a conquis les ingénieurs de tous les horizons. C'est une méthode qui part du principe selon lequel le débit de ruissellement est fonction à la fois de l'intensité et de la durée de l'orage. LEMIEUX, pour reconstituer la formule de la méthode rationnelle, a constaté que lors d'une averse uniforme d'intensité R, la contribution maximale au ruissellement à l'exutoire est obtenue lorsque la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration du bassin ou ce qui équivalent, lorsque tout le bassin contribue au débit à l'exutoire à un instant donné. Il aboutit à la formule (Labonté et al)

$$Q = 2,75 A \times I \times R \times 10^{-3}$$

avec Q : débit de ruissellement (m³ /s)

A : surface drainée (ha)

I : coefficient de ruissellement

R : intensité moyenne d'une averse de durée égale au temps

de concentration. Elle est donnée par les courbes IDF (mm/h)

La méthode rationnelle doit sa simplicité aux hypothèses sur

lesquelles elle se base et qui font fi de la distribution spatio-temporelle de l'averse et des caractéristiques du milieu :

-elle ne donne que le débit de pointe de l'hydrogramme associé à une précipitation d'intensité uniforme, sans nous parler de l'allure même de cet hydrogramme.

-chaque tronçon du réseau est dimensionné avec une intensité ou une averse qui lui est propre.

-la précipitation est supposée uniforme sur tout le bassin

-le stockage par rétention superficielle et l'emmagasinement dans les rigoles ne sont pas pris en compte.

Malgré ces limites, la méthode rationnelle fournit de bons résultats et est de loin plus précise que les autres méthodes décrites ci dessus. C'est pourquoi nous l'utiliserons ici pour estimer le débit de ruissellement.

3.4.2 Estimations de certains paramètres employés dans la méthode rationnelle

Dans la formule de la méthode rationnelle, le coefficient de ruissellement utilisé est celui des aires drainées. Pour notre étude, nous supposerons un coefficient de ruissellement constant pour toute notre zone et durant le temps qui est égal à 0,8. Cette valeur est en accord avec les recommandations de LABONTE et PATTRY (1987) qui suggèrent pour des zones complètement urbanisées, comme c'est le cas ici, un coefficient compris entre 0,70 et 0,95. Lors de l'estimation, nous avons intégré le fait que nos chaussées soient en mauvais état. En outre, l'utilisation d'un coefficient de ruissellement variable dans le temps en vue d'obtenir une

meilleure précision serait illusoire car les données dont nous disposons sont elles mêmes entachées d'imprécision.

Le paramètre R représente l'intensité moyenne de l'averse pour une durée égale au temps de concentration. Le temps de concentration est égal à la somme du temps d'écoulement en conduite et du temps d'entrée. Pour l'estimation du temps d'entrée, qu'on appelle aussi temps de ruissellement en surface, nous utiliserons la formule de la Federal Aviation Agency présentée par Labonté et Pattry (1987)

$$t_e = \frac{0,702 \cdot (1,1 - I) \cdot \sqrt{L}}{S^{0,33}}$$

où L = longueur maximale de parcours sur la surface (m)

S = pente moyenne de la longueur de parcours L (m/m)

I = coefficient de ruissellement

Pour la fréquence de design, nous concevrons notre réseau par rapport à une pluie de période de retour quinquennale. Pour cette fréquence les courbes de DJIBRIL SARR (1984) donnent l'équation suivante

$$R = \frac{3325}{t + 14}$$

Notons qu'un dimensionnement avec une fréquence quinquennale ne signifie pas que l'ouvrage sera détruit au bout de 5 ans, mais il arrivera en moyenne une fois tous les 5 ans que la capacité du réseau soit dépassée; ce qui produirait certainement (au lieu d'un bris de conduite) une inondation plus ou moins prolongée de certaines parties de la ville.

CHAPITRE 4 VERIFICATION DU RESEAU EXISTANT

Le but de ce chapitre est de vérifier si le réseau existant est de capacité suffisante pour voir s'il nécessaire de concevoir un autre réseau. Nous allons procéder à la vérification des éléments un par un en prenant soin d'estimer les valeurs des paramètres nécessaires. Cette vérification ne pourra se faire sans que l'on ait posé au préalable certaines hypothèses qui soient indispensables à l'application des méthodes et formules employées, soient découlent de l'indisponibilité des données.

4.1 Hypothèses

Les hypothèses qui ont été posées sont les suivantes :

- les conditions d'applications de la méthode rationnelle sont réalisées
- la formule de Manning est applicable avec
 - . $n = 0,015$ vu l'âge de ces ouvrages
 - . la pente tout le long de la conduite ou du canal est constante
- les canaux de l'ouest et de l'est ne seront pas vérifiés car ils drainent des eaux provenant d'autres zones; on suppose qu'ils draineront toutes les eaux qu'ils recevront de notre zone
- la pente du terrain entre deux intersections consécutives du rues est constante. On fait fi des nids de poules et autres irrégularités du terrain et par conséquent de leur capacité d'emmagasinement (de rétention)
- l'écoulement est permanent et uniforme entre deux regards ou deux puisards consécutifs. Ce qui signifie qu'on fait fi de

l'infiltration et de la venue d'eaux parasites dans la conduite entre deux regards consécutifs.

La dernière hypothèse a comme conséquence entre autres le fait que la profondeur, de même que la section d'écoulement le long du tronçon de conduite entre deux regards consécutifs.

4.2 Vérification des éléments du réseau

4.2.1 Etapas de calcul

Les étapes de calcul sont le calcul de certains paramètres que l'on va utiliser pour remplir les tables prévus à cet effet:

-Temps de concentration:

C'est la somme entre le temps d'entrée et le temps d'écoulement dans la conduite précédente, si on est pas à une extrémité amont de la conduite. Sinon, il se confond avec le temps d'entrée. Le temps d'entrée est calculé à l'aide de la formule de la Federal Aviation Agency (Labonté et al)

$$t_e = \frac{0,702(1,1 - I)L^{0,5}}{0,33 S}$$

où L =longueur maximale de parcours sur la surface exprimée en m
S =pente moyenne de la longueur de parcours L exprimée en m/m
I =coefficient de ruissellement.

Le temps d'écoulement en conduite t_f (min)

$$v = \frac{L_c}{t_f \times 60} \quad \Rightarrow \quad t_f = \frac{L_c}{v \times 60}$$

avec v = vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

L_c = longueur de la conduite (m).

-Accroissement de la superficie ΔA (ha)

ΔA se détermine à partir des surfaces tributaires.

-Le coefficient de ruissellement $I = 0,8$

-Superficie cumulée A (ha)

$$A = A \text{ précédent} + \Delta A$$

-Intensité de la précipitation R (mm/h)

Elle est donnée par l'équation de la courbe IDF correspondant à la fréquence de 1/5 ans, évaluée pour une valeur de t égale au temps de concentration.

$$v = \frac{r^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

avec

r = rayon hydraulique (m)

S = pente ou gradient hydraulique (m/m)

n = coefficient de rugosité de Manning = 0.015

-Longueur de la conduite L (m)

-Temps d'écoulement t_e (min) déjà définie

-Capacité de la conduite Q_p (m³ /s)

$$Q_p = a v$$

v = vitesse donnée par l'équation de Manning (m/s)

a = aire de la conduite ou du canal (m²)

4.2.2 Vérification du collecteur de diamètre 400mm

Ce collecteur long de 900m, longe la route nationale en partant du canal de l'Est pour se déverser dans le canal Badin et dans le canal de l'Ouest. Il est totalement colmaté en certains endroits. Ce qui a fait qu'on ait pas pu relever les pentes des tronçons de conduites entre deux regards consécutifs. Nous avons opté pour la solution qui consiste à faire la moyenne des pentes pour les tronçons dont les deux regards d'extrémité nous étaient accessibles. Elle nous semble meilleure que celle qui consiste à calculer la pente de la conduite d'une extrémité à l'autre de tout le collecteur du fait qu'au niveau des regards on constate souvent des changements de pente et même des dénivelées importantes pour les radiers des conduites qui s'y joignent.

Nous avons pris $S = 0,003$

Exemple de calcul

$$\frac{0,702 \times (1,1 - I) \times L^{0,5}}{S^{0,33}}$$

$L = 158$ m longueur de parcours maximale en surface

$I =$ coefficient de ruissellement $= 0,8$

$S =$ pente moyenne

$$S = \frac{2,58 - 2,20}{158} = 2,41 \cdot 10^{-3} = 0,00241$$

$$t = \frac{0,702 \times (1,1 - 0,8) \times \sqrt{158}}{(2,41 \cdot 10^{-3})^{0,33}} = 19,36 \text{ min} \quad \text{prenons } t = 20 \text{ min}$$

Vu la forme des surfaces tributaires, c'est le maximum des temps

Tableau 4.1 Vérification du collecteur de diamètre 400mm

LOCALISATION	Temps de concentration (min)	Accroissement de superficie (ha)	Facteur de ruissellement au tronçon	Superficie IMP. au tronçon (ha)	Superficie cumulée (ha)	Superficie IMP. cumulée (ha)	Facteur de ruissellement global	Intensité de la précipitation (mm/h)	Débit maximal (m ³ /s)	Pente (m/m)	D Diamètre (mm)	Vitesse coulant plein (m/s)	L Longueur (m)	Temps d'écoulement (min)	Capacité (m ³ /s) pour n = 0.015	Elévations du sol (m)		Elévations des radiers (m)	
																AMONT	AVANT	AMONT	AVANT
1-2	20	0,41			0,41		0,8	97,8	0,09	0,003	400	0,79	64	1,36	0,10				
2-3	21,6	0,58			0,99		"	94,03	0,12	"	"	"	32	0,68	"				
3-4	22,0	0,66			1,65		"	92,26	0,13	"	"	"	36	0,76	"				
4 - Canal Bactin	22,8	0,75			2,40		"	90,35	0,15	"	"	"	32	0,68	"				
5-6	30	0,23			0,20		"	75,57	0,04	"	"	"	30	0,60	"				
6-7	30,6	1,18			1,41		"	74,18	0,23	"	"	"	48	1,02	"				
7-8	31,7	1,30			2,70		"	72,82	0,43	"	"	"	68	1,44	"				
8-9	33,1	1,83			4,54		"	70,59	0,71	"	"	"	34	0,72	"				
9-10	33,8	1,15			5,69		"	69,53	0,87	"	"	"	38	0,81	"				
10-11	34,6	1,21			6,90		"	68,37	1,04	"	"	"	52	1,10	"				
11-12	35,7	2,11			9,01		"	66,90	1,33	"	"	"	40	0,85	"				
12-13	36,6	1,07			10,08		"	65,76	1,66	"	"	"	26	0,55	"				

Tableau 4-1 (suite) Vérification du collecteur de diamètre 600mm

LOCALISATION	Temps de concentration (min)	Accroissement de superficie (ha)	Facteur de ruissellement au tronçon	Superficie IMP. au tronçon (ha)	Superficie cumulée (ha)	Superficie IMP. cumulée (ha)	Facteur de ruissellement global A1/A	Intensité de la précipitation (mm/h)	Débit maximal (m ³ /s) 2.75 * 10 ⁻³ AIR	S Pente (m/m)	D Diamètre (mm)	Vitesse coulant plein (m/s)	L Longueur (m)	f ₂ Temps d'écoulement (min)	C _D Capacité (m ³ /s) pour n = 0.015	Elévations du sol (m)		Elévations des radiers (m)	
																AMONT	AVANT	AMONT	AVANT
13-14	37,13	1,04	0,18		11,12		0,8	65,03	1,59	0,003	600	0,79	35	0,76	0,10				
14-15	37,87	1,22	"		12,35		"	64,10	1,74	"	"	"	26	0,55	"				
15-16	38,62	1,12	"		13,46		"	63,43	1,88	"	"	"	36	0,76	"				
16-17	39,18	1,25	"		14,72		"	62,52	2,02	"	"	"	43	0,97	"				
17-18	40,09	1,31	"		16,03		"	61,67	2,17	"	"	"	54	1,16	"				
18-19	41,23	1,08	"		17,11		"	60,20	2,27	"	"	"	52	1,10	"				
19-20	42,33	1,14	"		18,25		"	59,03	2,37	"	4	"	70	1,48	"				
20 Canal de 1700m ²	43,81	1,20	"		19,45		"	57,52	2,46	"	4	"	40	0,85	"				

d'entrée que l'on a pour la zone comprise entre le canal Bodin et le canal de l'Est (voir le plan PFE 001)

Ceci donne

$$R = \frac{3325}{20 + 14} = 97.8 \text{ mm/h}$$

avec $\Delta A = 0.41$ ha mesuré sur le plan

$$I = 0.8 \quad -3$$

$$Q_p = 2.75 \text{ AIR } 10^{-3} = 2.75 \times 0.41 \times 0.8 \times 97.8 \times 10^{-3} = 0.088 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 1/n \quad r^{2/3} \quad S^{1/2}$$

$$r = D/4 = 0,4/4 = 0,1 \text{ m}$$

$$v = 1/0,015 \times (0,4/4)^{2/3} \times \sqrt{0,003} = 0,79 \text{ m/s}$$

$$t_f = L/(v \times 60) = 64/(0,79 \times 60) = 1,356 \text{ min}$$

$$v_{xa} = \dots \times (0,4)^2/4 = 0,099 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous remarquons que $Q > Q_p$, pour les autres tronçons, donc nous pouvons dire que le collecteur est sous dimensionné.

Les résultats sont consignés dans le tableau 4.1

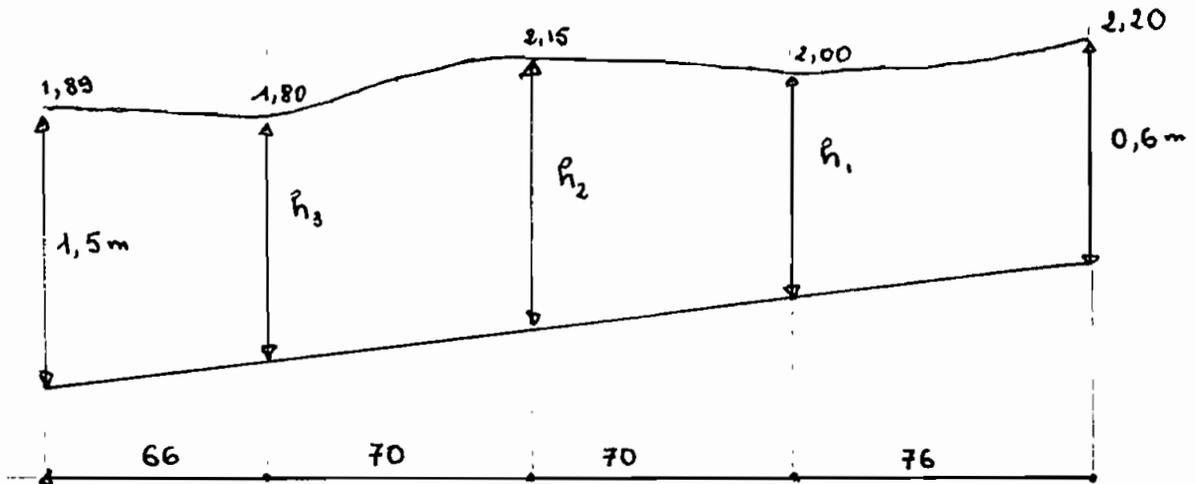
4.2.3 Vérification du canal de KEURY KAO

Ce qu'on appelle le canal de KEURY KAO est en fait constitué de deux canaux identiques de section rectangulaire qui partent du canal de l'Est pour arriver jusqu'au canal Bodin ou ils déversent leurs eaux. Ces canaux qui longent sur 311 m la rue ADAMA Lô (ex rue Sicamois) sont recouverts de dalots en béton et présentent des puisards aux intersections de rues. Vu la proximité de ces deux éléments, nous allons les analyser ensemble. Nous calculerons le débit de ruissellement en considérant une surface tributaire globale et vérifier la capacité de chacun de ces deux canaux par

rapport à la moitié du débit calculé ci-dessus. Ceci se justifie par le fait que l'excès de débit dans un canal est immédiatement repris par l'autre.

Considérons le schéma de la figure suivante

Figure 4.1 Schéma du profil du canal de Keury Kao



calcul de la pente du canal

$$S = \frac{2,28 + (2,28 - 1,89) - 0,6}{292} = 0,004$$

et les hauteurs intermédiaires font

$$h_1 = 0,6 + 86 \times 0,004 - (2,28 - 2,00) = 0,676 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,6 + (86+70) \times 0,004 - (2,28 - 2,15) = 1,134 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,6 + (86 + 70 + 70) \times 0,004 - (2,28 - 1,80) = 1,057 \text{ m}$$

comme $h_3 < h_2$ donc $h_2 = h_3 = 1,057 \text{ m}$.

Pour un canal rectangulaire

$$r = \text{rayon hydraulique} = h \times l / (2h + l)$$

et

$$Q_p = 2 \times \left[\frac{h \times l}{n} \times \left(\frac{h \times l}{2h + l} \right)^{2/3} \times \sqrt{S} \right]$$

avec

Tableau 4-2 Verification du canal de Keury Koo

LOCALISATION	Temps de concentration (min)	AA	Facteur de ruissellement au tronçon	Surface IHP au tronçon	Surface cumulée (ha)	AI	Facteur de ruissellement global A/A	R	Intensité de la précipitation (mm/h)	Q	Débit maximal (m ³ /s) 2.75 * 10 ⁻³ AIR	S	Pente (m/m)	Section de conduite h x t (mm x mm)	Vitesse coulant plein (m/s)	L	Temps d'écoulement (min)	Capacité (m ³ /s) pour n = 0.015	Elévations du sol (m)		Elévations des radiers (m)	
																			AMONT	AVANT	AMONT	AVANT
1-2	23,6	0,33			0,33			28,43	0,08	0,08	0,006	0,006	1,49	86	0,96	1,16						
2-3	24,6	1,60			1,93			26,14	0,38	0,38	0,006	0,006	1,53	70	0,76	1,36						
3-4	25,4	1,56			3,53			84,39	0,66	0,66	0,006	0,006	1,67	70	0,70	2,29						
4-5	26,1	1,68			5,21			22,92	0,95	0,95	0,006	0,006	1,67	70	0,66	2,99						

Legende

Localisation

- 1 Avaloir de la Rue N°1
- 2 du Capitaine Laurent
- 3 Rue de l'Hippodrome
- 4 Avaloir de la Rue Parent
- 5 Débouché dans le canal Bodin

h = profondeur d'écoulement pour le tronçon considéré (m)

l = largeur du canal = 0,65 m

n = coefficient de Manning

s = pente du canal (m/m).

Pour l'estimation du temps d'entrée

$$S = \frac{2,35-2,28}{56} = 1,25 \cdot 10^{-3} = 0,00125$$

$$t_e = \frac{0,702 \times (1,1-0,8) \times 150^{1/2}}{0,33 \times 0,00125} = 23,6 \text{ min}$$

$$t_e = 23,6 \text{ mn}$$

Les autres calculs sont similaires.

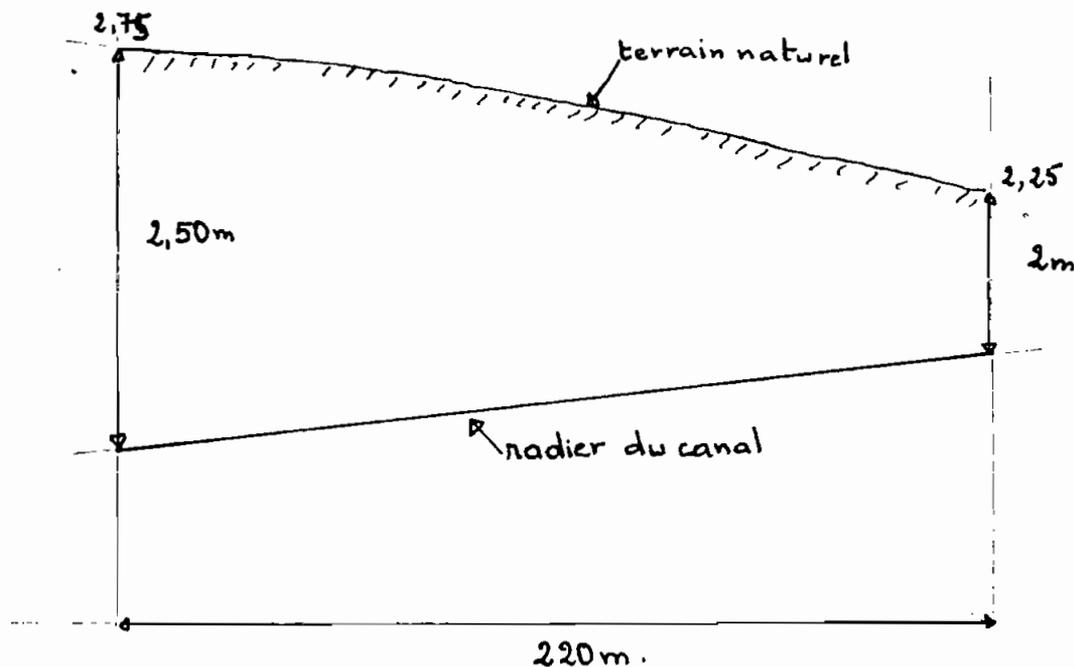
Les résultats sont donnés dans le tableau 4.2. Nous remarquons que pour tous les tronçons $Q < Q_p$ donc que le canal de Keury Kao est de capacité suffisante.

4.2.4 Vérification du canal Bodin

Le canal Bodin est un canal de 2.60 m de largeur, 2 à 3 m de profondeur et qui s'étend sur 290 m, du Boulevard Maurice Guèye à la mer. Il se situe sous la chaussée de la rue Bodin et est actuellement colmaté à cause de l'effondrement des dalots qui le recouvraient.

En considérant une profondeur de canal de 2 m nous avons le schéma de la figure suivante :

Figure 42: Schéma du profil du canal Bodin



$$\text{pente du canal} = \frac{(2,25-2) - (2,75-2,5)}{210} = 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ m/m} = 0,00018$$

Le débit maximal que peut véhiculer le canal:

$$Q_p = \left[\frac{h \times l}{n} \times \left[\frac{h \times l}{1+2h} \right]^{2/3} \times S^{1/2} \right]$$

avec :

$$Q_p = \left[\frac{2 \times 2,6}{0,015} \times \left[\frac{2 \times 2,6}{2,6 + 2 \times 2} \right]^{2/3} \times \left[1,8 \cdot 10^{-4} \right]^{1/2} \right] = 2,968 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le canal Bodin devra véhiculer :

- les eaux provenant du collecteur de diamètre 400 mm ($0,15 \text{ m}^3/\text{s}$)
- les eaux provenant du canal de Keury Kao ($0,95 \text{ m}^3/\text{s}$)
- celles provenant de la surface tributaire comprise entre la Rue Parent et la Rue Bodin dont le calcul est montré ci-après.

$$A = 1,584 \text{ ha}$$

$$I = 0,8$$

$$R = \frac{3325}{5+14} = 195 \text{ mm/h}$$

$$Q = 2,75 \times 10^{-3} \times 1,594 \times 0,8 \times 195 = 0,682 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{donc } Q_t = 0,15 + 0,95 + 0,682 = 1,872 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_t < Q_p$: donc de Bodin a des dimensions convenables.

4.2.5 Vérification du canal du marché

C'est un canal rectangulaire de 1,35 m de largeur et de profondeur 0,8 m. La pente de ce canal est la même que la pente du terrain naturel vu que la profondeur est constante

$$s = \frac{1,8-1,5}{210} = 0,0014$$

Pour le temps entrée

$$t_e = \frac{0,702 (1,1 - I)^{1/2}}{0,0014^{0,33}}$$

$$S = \left[\left[\frac{1,80-1,55}{40} \right] + \left[\frac{1,90-1,55}{56} \right] \right] / 2$$

$$L = 86 + 96 = 182 \text{ m}$$

$$t_c = \left[\frac{0,702 \times (1,1-0,8)^{1/2} \times 182}{S^{1/2}} \right]$$

$$t_c = 35.80 \text{ mn}$$

Les calculs ont été menés de façon similaire et les résultats ont été consignés dans le tableau 4.3 .

Tableau 4.3 Verification du canal au marche

LOCALISATION	t _c	ΔA	I _T	ΔA _T	A	A _T	I	R	Q	S	Section de la conduite R x H (mm x mm)	V	L	t _f	Q _p	Elevations du sol		Elevations des radiers	
																AMONT (m)	AVANT (m)	AMONT (m)	AVANT (m)
1-2	35,8	2,12			2,12		0,8	66,78	0,31		435x0,8	1,28	64	0,84	1,38				
2-3	36,6	1,02			3,14		"	65,71	0,45		"	1,28	71	0,93	1,38				
3-4	37,5	1,24			4,38		"	64,56	0,62		"	1,28	70	0,91	1,38				
4-5	38,4	1,73			6,11		"	63,45	0,85		"	1,28	70	0,91	1,38				
5-6	39,3	1,89			8,00		"	62,38	1,1		"	1,28	70	0,91	1,38				
6-7	40,2	1,87			9,87		"	61,35	1,33		"	1,28	70	0,91	1,38				

Legende Localisation

- 1 Avaloir de la rue d' Erbegy
- 2 Couloir
- 3 Galam
- 4 Wayembam
- 5 Avaloir de la Rue Pasat
- 6 Débouche dans le canal de l'ouest

Nous remarquerons que la capacité du canal n'a été dépassée nulle part; donc les dimensions du canal du marché sont donc convenables.

4.3 Remarques et conclusions

Après avoir vérifié le réseau, nous en tirons les remarques suivantes :

- le collecteur de diamètre 400 mm du boulevard Maurice Guèye a sa capacité dépassée sur toute sa longueur.
- le canal de Keury Kao a une capacité supérieure au volume des eaux de ruissellement qu'elle reçoit de sa surface tributaire.
- le canal du marché a une capacité suffisante.

Nous devons pour pallier au dépassement du collecteur de diamètre 400 mm, concevoir des éléments supplémentaires qui en diminuant sa surface tributaire le soulageraient de l'excès de débit qui le sollicite.

CHAPITRE 5 CALCUL DU NOUVEAU RESEAU

Au chapitre précédent nous avons montré que le réseau était sous dimensionné. Le but de celui ci est de proposer des solutions pour le réseau puisse drainer les eaux de ruissellement produite par une pluie de période récurrence 5 ans. Le seul élément dont la capacité a été dépassée dans le réseau, est le fil collecteur de diamètre 400 mm logeant la route nationale. Mais pour cet élément on note un dépassement supérieur à 3000% .

Une autre faiblesse du réseau est sa très faible densité qui fait qu'il existe dans notre zone des points bas où l'eau stagne en permanence.

C'est pourquoi nous nous proposons pour remédier à cela d'implanter 2 collecteurs le long de la rue Adama Lô et le long de l'avenue Ousmane Socé Diop. Bien que ces voies connaissent toutes deux des zones de stagnation permanentes , la dernière se remarque par l'importance des infrastructures qu'elle longe (Préfecture , Cinéma, Ecole, Lycée, CEM, pharmacies, écoles nationales et multinationales des telecommunications etc...). Ces collecteurs auront pour rôles de diminuer l'aire de drainage du collecteur de diamètre 400mm et de densifier le réseau pour régler le problème des zones de stagnation permanentes grâce à un emplacement judicieux des puisards.

5.1 Solution proposée

D'abord faisons quelques remarques.

-La capacité du collecteur de diamètre 400 mm est dépassée entre

le canal de l'est et le canal BODIN avec un surplus de débit (non cumulatif) de $0,02\text{m}^3/\text{s}$ par tronçon (voir tableau 4.1)

- Le canal de KEURY KAO offre une capacité beaucoup plus importante que les eaux issues de sa surface tribulaire (voir tableau 4.2) et de plus de $0,5\text{ m}^3/\text{s}$ par tronçon.
- La capacité du canal BODIN est elle aussi supérieure à la quantité d'eau qu'elle reçoit.
- Le relief de la ville est plat dans son ensemble, ce qui fait qu'avec certaines pentes élevées, nous courrons le risque que les débouchés de nos collecteurs aboutissent loin en dessous des radiers du canal de l'ouest ou se trouve leurs exutoires.
- la nappe est peu profonde dans notre zone. Donc pour réduire les frais de construction et la venue d'eau parasite dans notre réseau, le réseau doit être enfoui le moins profondement possible. En intégrant ces remarques nous proposons le réseau suivant.
- Un collecteur sera implanté sous l'avenue OUSMANE SOCE DIOP et sera composé de deux parties. Une première partant de la rue KAOLACK pour se déverser dans le canal BODIN, drainera les eaux de la zone située entre la rue DEMOBY et la rue BODIN, la mer et le boulevard MAURICE GUEYE. Une autre partira de la rue DEMOBY pour se déverser dans le canal de l'ouest avec une pente fixée à $0,001$, qui drainera les eaux issues de la zone sud du bassin.
- Un collecteur longera la rue ADAMA LO, depuis la rue DEMOBY, jusqu'au canal de l'ouest. Avec une pente de $0,001$, il drainera certaines eaux de sa partie sud et celle de la zone comprise entre rue ADAMA LO et le boulevard MAURICE GUEYE.

Notons que pour la partie comprise entre le canal de l'est et le

canal BODIN, l'implantation judicieuse de puisards pourrait soulager le collecteur de diamètre 400 mm au détriment du canal de KEURY KAO.

5.2 Calcul du réseau

Le réseau a été calculé en suivant certaines hypothèses et contraintes :

- une pente constante de 0,001 pour minimiser l'excavation;
 - un coefficient de manning n de 0,013 a été supposé vu l'état neuf des conduites qui seront en béton armé;
 - le diamètre d'une conduite est soit égal soit supérieur au diamètre de la conduite amont ;
 - des regards ont été placés à toutes les intersections de rues pour accueillir les puisards des rues transversales ;
 - la couverture minimale prise a été de 0,75 m ;
 - le design est fait pour une pluie de période de récurrence de cinq ans ;
 - la vitesse d'écoulement dans les conduites doit se situer entre 0,9 et 3 m/s ;
 - dans les calculs on a aligné les radiers des conduites pour diminuer la profondeur d'enfouissement ;
 - le coefficient de ruissellement est fixe et est égal à 0.8
- Les profils en long des deux nouveaux collecteurs sont présentés dans les plans PFE N003 et PFE N004.

Les résultats des calculs ont été consignés dans les tableaux 5.1 , 5.2 , 5.3 et 5.4. Un exemple de calcul correspondant à la première ligne du tableau 5.1 a été présenté ci-dessus.

EXEMPLES DE CALCUL

Données: $t_c = 20 \text{ min}$ $h_m = 2,00 \text{ m}$ = élévation du sol à l'amont
 $A = 1,95 \text{ ha}$ $h_v = 2,05 \text{ m}$ = élévation du sol à l'aval
 $L = 70 \text{ m}$ $S = 0,001$ et $n = 0,013$

$$R = \frac{3325}{20 + 14} = 97,79 \text{ mm/h}$$

$$Q = 2,75 \times 1,95 \times 0,8 \times 97,79 \times 10^{-3} = .42 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = Q_p$$

$$Q = \frac{1}{n} \pi \times \frac{D^2}{4} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times \sqrt{S}$$

$$D = \left(\frac{n \times 4^{5/3} \times Q}{\pi \times \sqrt{S}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,013$$

$$D = 800 \text{ mm}$$

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times \sqrt{S}$$

$$= \frac{1}{0,013} \times \left(\frac{0,8}{4}\right)^{2/3} \times \sqrt{0,001} = 0,83 \text{ m/s}$$

$$t_f = \frac{\pi \times 70 \times 0,8^2}{60 \times 4 \times 0,42} = 1,4 \text{ mn}$$

$$Q_p = Q \times V = 0,83 \times \pi \times \frac{.8^2}{4} = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau 51

Dimensionnement du collecteur de l'avenue Ousmane Socé Diop de

LOCALISATION	c	Ba	I _T	BaI _T	A	AI	I	R	Q	S	D	V	L	T _E	Q ₀	AMONT	AVANT	AVANT	AVANT	Elevations des radiers (B)	Elevations du sol (B)
	Temps de concentration (min)	Accroissement de superficie (ha)	Facteur de ruissellement au tronçon	Superficie IHP. au tronçon (ha)	Superficie cumulative (ha)	Superficie IHP. cumulative (ha)	Facteur de ruissellement global ALA	Intensité de la précipitation (mm/h)	Débit max (m ³ /s) 2.75 • 10 ⁻³ AIR	Pente (m/m)	Diamètre (mm)	Vitesse coulant plein (m/s)	Longueur (m)	Temps d'écoulement (min)	Capacité (m ³ /s) pour n = 0.013	AMONT	AVANT	AVANT	AVANT		

1 - Canal	20	4,95	0,8	-	4,95	-	0,8	94,79	0,42	0,0015	800	0,97	70	1,2	0,511	2,00	2,05	0,45	0,35		
2 - 3	25	4,17	-	-	4,17	-	0,8	85,26	0,22	0,002	600	0,76	65	1,12	0,27	2,05	2,10	0,70	0,57		
3 - 4	26,18	4,27	-	-	2,44	-	0,8	82,88	0,44	0,0015	800	1,02	67	1,7	0,51	2,10	2,20	0,57	0,47		
4 - 5	27,21	4,61	-	-	4,05	-	0,8	80,68	0,78	0,001	1000	0,97	70	1,21	0,76	2,15	2,20	0,47	0,4		
5 - 6	28,49	0	-	-	4,05	-	0,8	78,38	0,70	0,0025	1000	1,53	62	0,68	1,20	2,15	2,00	0,4	0,245		
6 - 7	29,10	1,36	-	-	5,41	-	0,8	77,15	0,92	0,0015	1000	1,18	65	0,92	0,93	2,00	1,95	0,245	0,15		
7 - 8	30,04	1,48	-	-	6,89	-	0,8	75,53	1,14	0,0035	1000	1,81	45	0,42	1,42	1,95	1,85	0,15	-0,02		
8 - 9	30,44	1,08	-	-	7,97	-	0,8	74,82	1,31	0,0018	1400	1,38	56	0,68	1,31	1,85	1,85	-0,02	-0,11		
9 - 10	31,2	4,15	-	-	9,12	-	0,8	73,69	1,48	0,001	1200	1,38	57	0,69	1,56	1,85	1,75	-0,14	-0,20		
10 - 11	31,81	0,66	-	-	9,78	-	0,8	72,58	1,56	0,0016	1200	1,38	68	0,82	1,56	1,75	1,85	-0,20	-0,31		
11 - 12	32,63	0,80	-	-	10,68	-	0,8	71,31	1,67	0,002	1200	1,54	71	0,77	1,74	1,85	1,65	-0,31	-0,45		
12 - 13	33,40	0,85	-	-	11,47	-	0,8	70,15	1,77	0,0014	1300	1,36	68	0,82	1,81	1,65	1,65	-0,45	-0,55		
13 - Canal	34,23	0,78	-	-	12,25	-	0,8	68,94	1,86	0,0015	1300	1,41	70	0,83	1,84	1,65	1,65	-0,55	-0,65		

Legende Pour la colonne localisation

- 1 Regard de la Rue Kaolack Demby
- 2 Regard de l'avenue de la Gare
- 3 Regard de la Rue Leon Armand
- 4 Regard de la Rue Nationale
- 5 Regard de la Rue Nationale
- 6 Garonne
- 7 Fadhherbe
- 8 D'Erbezy
- 9 Coucoune
- 10 Regard de la Rue Ngalom
- 11 Wajembom
- 12 Pascal
- 13 L