

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC.0331

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil
(*Centre de Thiès*)

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

Thème :

CONTRIBUTION A L'AMELIORATION DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE DAKAR :
CAS DE L'ENSABLEMENT

Année académique : 2005/2006

Auteur : Insa DIOP

Directeurs internes : M. Séni TAMBA, *ESP*

M. Mamadou Lamine DIALLO, *ESP*

Directeurs externes : M. Ousmane CAMARA, *ONAS*

M. Papa Samba DIOP, *ONAS*

DEDICACES

A mon père,

A ma mère,

A mes frères et sœurs,

A toute ma famille,

Et à tous ceux qui me sont chers,

Je dédie ce modeste travail.

*Certains sentent la pluie à l'avance :
d'autres se contentent d'être mouillés.*

Henry MILLER

REMERCIEMENTS

Ce travail n'a pu être mené à terme que grâce au concours et au soutien de nombreuses personnes. Je tiens à les remercier ici.

En premier lieu, j'aimerais remercier vivement mes directeurs internes, Monsieur Sény TAMBA et Monsieur Mamadou Lamine DIALLO, professeurs à l'école supérieure polytechnique, de l'attention et du soutien qu'ils ont porté à mon travail.

Je remercie également mes directeurs externes que sont Monsieur Ousmane CAMARA directeur de l'exploitation de l'ONAS, et Monsieur Papa Samba DIOP ingénieur à l'ONAS pour leur regard critique et encourageant.

Pour les données dont j'ai pu disposer, je tiens à remercier :

- ✓ M Khadim FALL de la GEAUR, pour les rapports des opérations d'entretien du réseau.
- ✓ M Ibrahima NDIAYE de la DGTGC pour les courbes de niveaux.
- ✓ M Moussa NDIR de l'entreprise INGETEC pour les données topographiques.
- ✓ M Famara DIEDIOU technicien à l'ONAS pour les plans qu'il a bien voulu mettre à ma disposition.

Par ailleurs, je voudrais remercier :

- ✓ M Sylvestre Dasylva pour sa contribution.
- ✓ Mme Adu Thiaw GAYE pour son soutien au laboratoire.

Je n'oublierais pas tous ce qui de près ou de loin, d'une façon ou d'une autre, ont contribué à la rédaction de ce rapport.

SOMMAIRE

Le but de ce projet est de contribuer, par l'étude du phénomène d'ensablement, à l'amélioration du réseau d'assainissement pluvial de Dakar sujet à de nombreux dysfonctionnements qui se traduisent par des inondations récurrentes. Les principales causes de dysfonctionnement ont été passées en revue et l'effet d'une des causes : l'imperméabilisation progressive des bassins versant a été étudié en détail.

Il s'agit donc d'une réflexion générale sur un phénomène. La période et la durée de la rédaction n'ont pas permis de l'appliquer sur un bassin versant spécifique. On a néanmoins compris le mécanisme de cet ensablement et surtout son impact sur le réseau.

Le réseau d'assainissement pluvial de Dakar est devenu vétuste et est incapable de véhiculer certains débits suite à l'imperméabilisation progressive des bassins versants : c'est ce qui ressort de l'étude menée sur un sous bassin versant. Le phénomène d'ensablement vient accentuer les problèmes en créant principalement une réduction de la capacité du réseau.

Notons pour finir que ce travail ne peut avoir la prétention d'une solution complète, définitive et exhaustive du phénomène d'ensablement encore moins de celui des inondations. Il se situe dans la longue liste des réflexions devant conduire à l'amélioration de l'assainissement pluvial dans la capitale.

Mots-clés : ensablement, opérations pré hivernales, décantation, solutions alternatives, vitesse de chute....

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
SOMMAIRE	iii
LISTE DES FIGURES	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	ix
INTRODUCTION	1
Chapitre I	3
GESTION DES EAUX PLUVIALES : CADRE INSTITUTIONNEL	3
1 Le cadre institutionnel :	3
1.1 Avant 1996 : SONEES.....	3
1.2 Depuis 1996 : ONAS	3
2 Les acteurs et leurs rôles :	4
2.1 Office National de l'Assainissement du Sénégal : ONAS	4
2.2 Les collectivités locales :	4
2.3 Agence Autonome des travaux routiers : AATR.....	4
2.4 Les promoteurs immobiliers :	4
3 Organisation du sous secteur :	5
4 Difficultés du sous secteur :	5
Chapitre II	6
GENERALITES SUR LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT	6
1 Définition :	6
2 Les différents types de réseaux :	6
2.1 Les systèmes fondamentaux :	6
2.1.1 Le système unitaire :	6
2.1.2 Le système séparatif :	6
2.2 Les systèmes intermédiaires :	7
2.2.1 Le système mixte :	7
2.2.2 Le système pseudo séparatif :	7
2.2.3 Le système composite :	7
3 Choix d'un système d'assainissement :	7
4 Les éléments constitutifs du réseau :	8
4.1 Les grilles avaloirs :	8
4.1 Les regards de visite :	9
4.3 Les collecteurs:	9
5 Principes de calcul des réseaux d'assainissement d'eaux pluviales :	9
5.1 Le bassin versant :	9
5.1.1 La surface drainée :	10
5.1.2 La pente moyenne :	10
5.1.3 Le coefficient de ruissellement :	10
5.1.4 Le temps de concentration :	11
5.2 La pluviométrie du lieu :	12

5.1.4 Le temps de concentration :	11
5.2 La pluviométrie du lieu :	12
5.2.1 Intensité de la pluie :	13
5.2.2 Courbes IDF :	13
5.2.3 Période de retour :	14
5.3 Estimation des débits de ruissellement :	14
5.3.1 La méthode rationnelle :	14
5.3.2 La méthode superficielle :	15
5.4 Dimensionnement des collecteurs :	15
Chapitre III.....	16
DIAGNOSTIC DU RESEAU.....	16
Introduction :	16
1. Présentation du réseau d'assainissement des eaux pluviales de Dakar :	16
1.1 Types de réseau :	16
1.2 Les principaux collecteurs :	16
1.3 Les zones critiques :	17
2 Causes et conséquences des dysfonctionnements :	17
2.1 Les causes :	17
2.1.1 : Les facteurs endogènes :	18
2.1.2 Les facteurs exogènes :	19
2.2 Les conséquences :	22
3 Analyse des opérations d'entretien du réseau :	22
3.1 Présentation des résultats :	22
3.2 Analyse technique des résultats :	23
3.3 Analyse financière des résultats :	23
4. Vérification de la capacité du réseau :	24
Chapitre IV.....	30
PROBLEMATIQUE DE L'ENSABLEMENT	30
1 Analyse des causes et mécanismes de l'ensablement :	30
1.1 Définitions :	30
1.2 Analyse du sable du réseau :	30
1.3 Causes de l'ensablement :	31
1.3.1 L'érosion hydrique :	32
1.3.2 Erosion éolienne :	32
1.4 Mécanisme de l'ensablement :	32
1.4.1 Mécanisme de l'érosion :	33
1.4.3 Mécanisme du dépôt :	35
1.5 Quantification des quantités érodées par la formule de WISCHMEIER :	35
1.5.1 Description des différents termes de l'équation de WISCHMEIER :	36
2 Etude théorique de la décantation :	39
2.1 Définition :	39
2.2 Types de décantation :	39
2.3 Vitesse de chute des particules en décantation libre :	39
2.3.1 Théorie basée sur la formule de STOKES :	39
2.3.2 Théorie basée sur la formule de NEWTON :	41
2.3.3 Correction de la vitesse de chute :	43

2.3.2	Théorie basée sur la formule de NEWTON :	41
2.3.3	Correction de la vitesse de chute :	43
2.3.4	Calcul et interprétation de la vitesse de chute :	44
2.3.5	Application de la vitesse de chute des particules :	45
3	Paramètres influents sur l'ensablement :	48
3.1	Paramètres liés à l'érosion des bassins versants:	48
3.1.2	La pente :	48
3.1.3	Stabilisation des bassins versants :	48
3.2	Paramètres liés aux caractéristiques des particules :	49
3.3	Paramètres liés aux caractéristiques du réseau :	49
3.3.1	Section de l'écoulement :	49
3.3.2	La vitesse et la pente de l'écoulement :	49
4	Variation des paramètres d'écoulement en fonction du taux d'ensablement :	50
4.1	Cas des collecteurs circulaires :	51
4.2	Cas des collecteurs prismatiques :	57
4.3	Interprétations :	58
4.3.1	Collecteurs circulaires :	58
4.3.2	Collecteurs prismatiques :	58
4.4	Autres nuisances :	58
Chapitre V		59
PROPOSITION DE SOLUTIONS		59
1	Solutions au problème spécifique de l'ensablement :	59
1.1	A l'extérieur du réseau :	59
1.1.1	Désensablement de la voirie :	59
1.1.2	Stabilisation des bassins versants :	59
1.1.3	Implication des populations dans les opérations d'entretien du réseau :	60
1.2	A l'intérieur du réseau :	60
1.2.1	Conditions d'auto curage :	60
1.2.2	Ouvrages de dessablement :	61
2	Solutions aux problèmes généraux des inondations :	64
2.1	Les solutions classiques :	64
2.2	Les solutions alternatives :	64
2.2.1	Justificatif :	64
2.2.3	Avantages :	65
2.2.5	Principe de dimensionnement :	66
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....		70

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Allure des courbes IDF.....	13
Figure 2 : Bassin versant d'étude.....	26
Figure 3 : Forces exercées sur une particule en chute selon STOCKES.....	40
Figure 4 : Longueur d'un dessableur.....	45
Figure 5 : Vitesse minimale du flot.....	47
Figure 6 : Variation de la vitesse minimale du flot en fonction de la pente.....	50
Figure 7 : Collecteur circulaire.....	51
Figure 8 : Variation des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement : collecteur circulaire.....	54
Figure 9 : Collecteur prismatique.....	55
Figure 10 : Variation des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement : collecteur prismatique.....	57
Figure 11 : Schéma d'un dessableur.....	61
Figure 12 : Dimensionnement des bassins de stockage : méthode graphique.....	67

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Coefficient de ruissellement de différents secteurs.....	11
Tableau 2 : Formule d'assemblage des bassins versants.....	11
Tableau 3 : Coût des opérations de curage.....	23
Tableau 4 : Coût des opérations de réhabilitation.....	23
Tableau 5 : Données topographiques sur le réseau.....	27
Tableau 6 : Caractéristiques des sous bassins versants.....	28
Tableau 7 : Récapitulatif des résultats.....	29
Tableau 8 : Résultats des essais de laboratoire sur le sable.....	31
Tableau 9 : Vitesse de chute de quelques particules.....	44
Tableau 10 : Variation des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement : collecteur circulaire.....	53
Tableau 11 : Variation des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement : collecteur prismatique.....	56

LISTE DES ABREVIATIONS

SONEES: Société Nationale d'Exploitation des Eaux du Sénégal

SDE: Sénégalaise Des Eaux

SONES: Société Nationale des Eaux du Sénégal

ONAS: Office National de l'Assainissement du Sénégal

EPIC: Etablissement Public à Caractère Industriel et Commercial

AATR: Agence Autonome des Travaux routiers

APIX: Agence pour la Promotion des investissements de l'état

APROSEN: Agence pour la propreté du Sénégal

DEX: Direction de l'exploitation

IDF: Intensité Durée Fréquence

IST: Institut des sciences de la Terre

GEAUR: Général des Eaux et de l'Assainissement Urbain et Rural

VDN: Voie de Dégagement Nord

MO: Matière Organique

CIEH : Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques

DGTGC : Direction Générale des Travaux Géographiques et Cartographiques

INTRODUCTION

La lutte contre les inondations a été, dès la création des villes un problème réel : si l'eau est source de vie, elle est également source de nuisances. Ces nuisances, sont d'autant plus manifestes que la taille de l'agglomération est importante. En effet, au fur et à mesure du développement des centres urbains, les effets de l'urbanisation se multiplient et se renforcent. Cela nécessite des mesures d'accompagnement de plus en plus difficiles à mettre en place techniquement, financièrement et politiquement.

Dans les villes des pays en développement, comme Dakar, caractérisées par une croissance exponentielle de la population et une urbanisation anarchique, les problèmes d'assainissement se posent avec une très grande acuité. En raison de son important passé coloniale, Dakar fait parti des premières villes d'Afrique à être dotées d'un réseau d'assainissement. Cependant, le développement des infrastructures n'a pas suivi celui de l'urbanisation croissante et souvent mal maîtrisée. Ce qui se traduit par des inondations dans les zones dépourvues de réseau d'évacuation mais aussi dans celles où la capacité du réseau est devenue insuffisante, face à l'augmentation des débits provoquée par l'imperméabilisation croissante de la ville.

La réforme de 1996 a vu la création de l'ONAS avec comme mission la gestion de l'assainissement liquide en zone urbaine. L'ONAS a donc hérité d'un réseau vétuste qu'il tente de maintenir dans des conditions acceptables de fonctionnement. C'est ainsi que des opérations annuelles d'entretien du réseau sont organisées et mobilisent des moyens financiers importants : environ 40% du budget d'exploitation, soit près d'un milliard par an. Les rapports rédigés à cet effet indiquent que le principal problème demeure l'ensablement avec des taux dépassant 80% dans certains collecteurs. Ces opérations, malgré le budget mobilisé, ne permettent pas d'éviter quelques inondations. Il urge donc de réfléchir sur les différentes contraintes parmi les quelles l'ensablement.

Nous comptons donc, apporter notre modeste contribution à l'amélioration du réseau de drainage des eaux pluviales de Dakar par une réflexion sur ce phénomène d'ensablement, souvent négligé mais source de plusieurs problèmes et qui interpelle tous les acteurs du secteur de l'assainissement. Au delà, il s'agit d'étudier l'ensemble des causes de dysfonctionnement pour la proposition de solutions idoines.

Plusieurs facteurs expliquent les dysfonctionnements constatés au niveau du réseau de drainage des eaux pluviales de Dakar. Ces facteurs peuvent être divisés en deux parties : ceux endogènes liés notamment au réseau et ceux exogènes non directement liés au réseau, dont l'ensablement, mais qui ont une influence certaine sur son fonctionnement. Pour y remédier, des solutions générales aux problèmes d'inondations et particulières à l'ensablement sont proposées.

Ce rapport a pour but d'analyser les principales causes de dysfonctionnement et propose un ensemble de solutions à mettre en œuvre en vue de l'amélioration du fonctionnement du réseau d'assainissement pluvial de Dakar. Une attention particulière est portée sur l'ensablement, une des principales causes de dysfonctionnement. Il s'agira tout d'abord de comprendre les causes et mécanismes ; on verra ensuite son impact sur le fonctionnement du réseau.

Nous avons procédé à l'étude des taux d'ensablement dans le temps pour mesurer l'ampleur du problème; ensuite, nous avons vérifié la capacité du réseau sur un sous bassin versant pour conclure sur l'effet de l'imperméabilisation progressive. Dans l'étude du mécanisme de l'ensablement nous avons ressorti la vitesse de chute des particules par la méthode de Newton et de Stokes, et avons vu son application pratique. Le sable du réseau a été analysé au laboratoire pour déterminer les paramètres déterminants dans les différentes formules que nous avons utilisées.

La gestion des eaux pluviales à Dakar fait intervenir plusieurs acteurs qui seront présentés au chapitre I. Le second chapitre est une étude bibliographique sur les réseaux d'assainissement en général et d'eaux pluviales en particulier. Le diagnostic du réseau sera effectué au troisième chapitre pour ressortir les principales causes de dysfonctionnement du réseau dont l'ensablement. Le chapitre IV pose alors la problématique de l'ensablement. Nous terminerons par la proposition de solutions en vue de l'amélioration du fonctionnement du réseau d'assainissement pluvial

Chapitre I

GESTION DES EAUX PLUVIALES : CADRE INSTITUTIONNEL

Ce chapitre traite des différents acteurs intervenant dans l'assainissement des eaux pluviales, de leurs responsabilités, de l'organisation du sous secteur ainsi que des difficultés rencontrées.

1 Le cadre institutionnel :

1.1 Avant 1996 : SONEES

Jusqu'en 1996, une société national (la Société Nationale d'Exploitation des Eaux du Sénégal : SONEES) avait la responsabilité de l'eau potable et de l'assainissement d'une grande partie du milieu urbain. La réforme de l'hydraulique a été engagée, notamment à la demande des bailleurs de fonds, pour améliorer les performances techniques et financières de l'hydraulique urbaine. Elle est effective depuis Avril 1996 et s'est traduite par la mise en place de trois entités aux quelles les missions de l'ex SONEES ont été attribuées. Il s'agit de :

- La Sénégalaise Des Eaux (SDE),
- La Société Nationale des Eaux du Sénégal (SONES),
- L'Office Nationale de l'Assainissement du Sénégal (ONAS).

1.2 Depuis 1996 : ONAS

L'Office National de l'Assainissement du Sénégal (ONAS) est un établissement public à caractère industriel et commercial (EPIC) chargé de la gestion de l'assainissement liquide. Il a été créé par la loi n° 96-02 du 22 Février 1996, et organisé par le décret 96-667 du 07 Août de la même année. Il est placé sous la tutelle technique du Ministère de la prévention, de l'hygiène publique, de l'assainissement et de l'hydraulique urbaine ; et financière du Ministère de l'économie et des finances.

Les missions de l'ONAS sont exposées dans le décret n° 96-662 du 7 Août 1996 fixant les règles de son organisation et de son fonctionnement. La partie relative aux eaux pluviales porte sur :

- La planification et la programmation des investissements,
- La maîtrise d'ouvrage et la maîtrise d'œuvre,
- La conception et le contrôle des études et travaux d'infrastructures d'eaux pluviales,
- L'exploitation et la maintenance des installations d'assainissement d'eaux pluviales.

L'article 15 du décret 96-662 fixe comme ressources de l'ONAS : le financement extérieur, la participation des communes à l'exploitation des infrastructures d'eaux pluviales, le reversement de la redevance d'assainissement perçue auprès des abonnées de la SDE et les produits de

l'exploitation du réseau. A Dakar, L'ONAS gère un réseau d'eau pluvial composé de 89 km de collecteurs, 04 stations de pompage.

2 Les acteurs et leurs rôles :

La gestion des eaux pluviales de Dakar fait intervenir plusieurs acteurs qui doivent travailler en étroite collaboration pour l'atteinte de leur objectif commun à savoir l'amélioration du cadre de vie des populations. La défaillance d'un des acteurs dans l'exécution de ses tâches peut inhiber l'effort des autres et entraîne souvent un mauvais fonctionnement des installations.

2.1 Office National de l'Assainissement du Sénégal : ONAS

L'ONAS assure, sur fond propre, l'entretien des collecteurs fermés pour lesquels il établit annuellement un programme d'entretien comprenant : le curage préventif et curatif d'environ 100 km de collecteurs et 15000 grilles avaloires, la gestion de plus de 29 points d'inondation, l'entretien de plus de 50 stations de pompage d'eaux usées et pluviales, la réhabilitation et le renforcement des ouvrages. Pour une plus grande efficacité, l'ONAS a signé depuis 2004 des contrats triennaux d'entretien du réseau avec des entreprises de la place.

2.2 Les collectivités locales :

Parmi les douze (12) attributions conférées aux communautés urbaines par le décret de 1993, quatre concernent l'assainissement des eaux pluviales : construction et entretien de la voirie communale, nettoyage des rues, enlèvement et destruction des ordures ménagères, entretien des canaux à ciel ouvert. Cette dernière tâche est à la charge de l'ONAS et les collectivités locales doivent dégager les fonds nécessaires.

2.3 Agence Autonome des travaux routiers : AATR

La voirie joue aussi un rôle de transport des eaux pluviales vers les ouvrages de captage qui sont les grilles avaloires et constitue donc un maillon essentiel du système. Par conséquent, de son entretien, dépend fortement le bon fonctionnement du réseau. Si l'entretien de la voirie communale est du ressort des collectivités locales, la maintenance de la voirie classée relève de l'AATR.

2.4 Les promoteurs immobiliers :

Ces derniers, en construisant des logements ou en viabilisant des terrains, doivent y intégrer le volet assainissement eaux pluviales. Ils doivent donc respecter le plan stratégique d'assainissement en s'adressant à l'ONAS pour une étude ou soumettre la leur pour approbation.

L'absence de système d'assainissement dans les nouvelles citées se traduit par la détérioration prématurée des chaussées et les inondations de longues durées.

3 Organisation du sous secteur :

Le Ministère de la prévention, de l'hygiène publique, de l'assainissement et de l'hydraulique urbaine, est à la tête du secteur. Il est composé de deux principales directions dont la direction de l'assainissement et de l'hydraulique urbaine. L'ONAS dépend de cette dernière, mais une relation fonctionnelle le lie directement au Ministère. L'ONAS, est divisé en cinq directions dont la direction de l'exploitation. Cette dernière s'occupe de l'exploitation et de l'entretien du réseau. Pour cela, des opérations annuelles d'entretien du réseau sont effectuées et durant ces opérations, l'ensablement est le principal problème qui se pose. Pour une meilleure gestion, Dakar est divisé en deux zones : DK1 : Dakar ville et DK2 : Dakar banlieue séparées par la route du front de Terre. L'organigramme de la direction de l'exploitation est donné à l'annexe 1.

4 Difficultés du sous secteur :

Plusieurs facteurs concourent aux difficultés notées dans le sous-secteur de l'assainissement des eaux pluviales à Dakar. Parmi ceux ci on peut noter :

- 1- Une mauvaise répartition des tâches : sur le réseau, des infrastructures hydrauliquement liées sont confiées à des départements différents. C'est le cas par exemple des canaux à ciel ouvert gérés par les municipalités qui, faute de moyen, limitent leur entretien à des interventions ponctuelles alors qu'ils servent parfois d'exutoire aux canaux fermés gérés par l'ONAS.
- 2- L'insuffisance voir l'absence d'une réglementation en matière d'assainissement et de législation foncière ou la carence des services chargés de la faire respecter ; à l'origine du développement d'un habitat anarchique dit « spontané » ou impuissante à l'enrayer. Ces constructions anarchiques compliquent davantage le problème en supprimant des exutoires naturels des eaux pluviales.
- 3- La déficience des structures de gestion, très généralement sous-équipées, ne pouvant de ce fait assurer le contrôle et l'entretien des ouvrages.

Les opérations de curage périodiquement entreprises par l'ONAS à grand frais, n'auront d'impact positif que si elles sont précédées par des opérations fréquentes de désensablement de la voirie par les acteurs concernés.

Chapitre II

GENERALITES SUR LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

1 Définition :

L'assainissement liquide d'une agglomération désigne l'ensemble des dispositions relatives à l'évacuation des effluents urbains (eaux usées, eaux pluviales) et à leur rejet dans les milieux naturels dans des conditions telles qu'il ne puisse en résulter aucun inconvénient pour l'hygiène et aucune nuisance pour le milieu récepteur.

Ce chapitre traite des généralités sur les réseaux d'assainissement en générale et ceux des eaux pluviales en particuliers.

2 Les différents types de réseaux :

Les eaux à évacuer du milieu urbain jusqu'à un milieu susceptible de les recevoir, sont principalement constituées par : les eaux usées domestiques (eaux ménagères et eaux vannes), les eaux industrielles et les eaux pluviales. On distingue comme méthode d'assainissement :

- L'assainissement autonome ou individuel
- L'assainissement collectif

Le second procédé requiert, selon la nature des eaux évacuées et selon la technologie utilisée, deux systèmes fondamentaux et des systèmes intermédiaires.

2.1 Les systèmes fondamentaux :

2.1.1 Le système unitaire :

C'est le véritable « tout à l'égout ». L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un unique réseau, généralement équipé de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux, par surverse, directement dans le milieu naturel. Il nécessite donc une canalisation importante pour l'évacuation des eaux usées et pluviales.

2.1.2 Le système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles, alors que l'évacuation des eaux pluviales est assurée par un autre réseau. Les canalisations des eaux usées étant généralement de section réduite par rapport à celles des eaux pluviales.

Chacun des deux derniers systèmes présente des avantages et des inconvénients qui seront développés dans la partie choix d'un système d'assainissement.

2.2 Les systèmes intermédiaires :

2.2.1 Le système mixte :

Dans ce système, une zone peut être assainie en partie en système séparatif, en partie en système unitaire. Il est couramment appliqué dans les villes disposant d'un réseau ancien en système unitaire et dont l'extension ne pourrait être supportée, par le réseau ancien, qu'en assurant le stockage d'une partie des eaux des extensions.

2.2.2 Le système pseudo séparatif :

C'est un système dans le quel on divise les eaux pluviales en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces des voiries, s'écoule par des ouvrages particuliers : caniveaux, aqueducs, fossés, vers la nature.
- L'autre provenant des toitures, cours, jardins, se déverse dans le réseau eaux usées.

L'intérêt est de permettre la chasse, en amont du réseau, des éléments solides qui faute d'un débit et d'une pente suffisante, posent des problèmes d'évacuation.

2.2.3 Le système composite :

C'est une variante du système séparatif. Il prévoit grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eau usée en vue de leur épuration. En effet, le premier flot de pluie lave les voies publiques et pendant cette courte période, les eaux de ruissellement transportent toujours d'importantes quantités de pollution.

Pour tous les systèmes précédemment cités, la technologie la plus utilisée est le système gravitaire, en charge ou à surface libre. Toutefois, lorsque l'énergie totale de l'eau devient insuffisante pour atteindre l'exutoire, on peut faire recours à des stations de relèvement et on a un système sous pression.

3 Choix d'un système d'assainissement :

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 système unitaire convient pour une agglomération dense disposant de fortes pentes et un milieu récepteur admettant les eaux de déversoir d'orage. Il présente l'avantage d'être moins

chère que le séparatif en terme de branchement du fait qu'il n'exige qu'une seule canalisation mais présente un certains nombre d'inconvénients :

- En cas de pluies importantes, une partie des eaux collectées est détournée par les déversoirs d'orage dans le milieu naturel sans traitement.
- Le dimensionnement des canalisations doit être suffisant pour pouvoir évacuer un débit pluvial important au moins jusqu'au déversoir d'orage afin d'éviter une mise en charge du réseau entraînant des inondations.

Le système séparatif exige des pentes plus faibles, du moins pour le réseau eau pluvial, et convient aux régions à forte pluviométrie. Il présente plusieurs avantages notamment :

- Lorsqu'on se trouve dans l'obligation de relever les eaux usées, le système séparatif permet d'éviter généralement de relever en même temps des masses considérables d'eau pluviales.
- Les eaux pluviales non polluées peuvent sans risques être directement rejetées au milieu naturel.
- La capacité d'auto curage est meilleure, ce qui permet une économie d'entretien.
- En cas d'inondation, seules les eaux non polluées peuvent se retrouver dans la rue.

Les inconvénients du système séparatif se résume au fait que le coût global de réalisation est plus élevé, de l'ordre de 1.5 fois le coût du réseau unitaire. Le coût de gestion des branchements y est également plus élevé du fait des deux canalisations.

Ceci montre en définitive que le choix d'un système ne doit pas résulter de l'habitude ou de la tradition, mais doit être postérieur à une analyse portant sur les avantages et inconvénients, les aspects économiques, l'impact sur le milieu naturel et l'exploitation projetée du réseau en ne perdant pas de vue les objectifs fixés.

Il convient de souligner l'antériorité du réseau unitaire sur le réseau séparatif dans la plupart des villes. Les raisons évoquées par les ingénieurs furent la rusticité de conception et de surveillance, le transport des matières fécales étant facilité par les eaux pluviales. Aujourd'hui, le système séparatif semble s'imposer du fait des nombreux opportunités qu'il offre.

4 Les éléments constitutifs du réseau :

Ils sont principalement constitués :

- Des grilles avaloirs
- Des regards de visite
- Des collecteurs

4.1 Les grilles avaloirs :

Un avaloir est un accessoire hydraulique qui admet l'eau de ruissellement des surfaces coulant dans les rues à l'égout pluvial. Il constitue une partie très importante du système, car le design le plus méticuleux des conduites ne sert à rien si le ruissellement de surface n'y parvient pas.

4.1.2 Les regards de visite :

Le regard de visite permet l'inspection, l'entretien et la ventilation du réseau. Il constitue de ce fait un ouvrage de toute première importance. L'emplacement est étudié pour répondre à des contraintes imposées par des impératifs qui ne sont pas forcément liés à l'assainissement.

4.2 Les collecteurs :

Il s'agit de l'ensemble des canalisations constituant le réseau. On distingue de l'amont vers l'aval : les collecteurs, les intercepteurs et les émissaires. Leur section est circulaire, ovoïdale ou prismatique. Les ouvrages principaux doivent répondre à des labels de qualité. Ils doivent en effet résister à l'action des charges (permanentes ou routières) et doivent présenter des garanties d'étanchéité.

En plus de ces éléments principaux, un réseau d'assainissement peut comporter des ouvrages annexes comme :

- Des stations de pompes
- Des ouvrages de dessablement
- Des bassins de stockage

5 Principes de calcul des réseaux d'assainissement d'eaux pluviales :

Il s'agit de rappeler dans cette partie, les éléments qui interviennent dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement des eaux pluviales ainsi que les méthodes de calcul utilisées.

5.1 Le bassin versant :

Le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Il est composé d'un ensemble de sous bassins versants. La délimitation des sous bassins versants

s'effectue en considérant que les voies publiques recueilleront systématiquement les eaux pluviales provenant des propriétés riveraines et qu'elle doit suivre nécessairement selon les cas : soit les limites séparatives des propriétés, soit les lignes de la plus grande pente. Les paramètres physiques et géométriques qui caractérisent classiquement un bassin versant sont la pente moyenne, la superficie, le coefficient de ruissellement et le temps de concentration.

5.1.1 La surface drainée :

Elle peut être déterminée avec précision, pour chaque collecteur, dès lors que le plan du réseau est disponible et qu'une délimitation ait été effectuée sur la base des courbes de niveau de la région. C'est une donnée très importante du dimensionnement. En effet, les débits à l'exutoire d'un bassin versant sont fonctions croissantes de sa surface sauf dans quelques cas particuliers ; par exemple les bassins très perméables.

5.1.2 La pente moyenne :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle a une influence directe sur le débit de pointe lors d'une averse. On peut l'estimer par la

méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) : $p = \frac{D_{eq} \cdot L}{A}$

D_{eq} (m) équidistance des courbes de niveau

L (m) longueur totale des courbes de niveau distantes de D_{eq}

A (m^2) aire du bassin versant

5.1.3 Le coefficient de ruissellement :

Pour caractériser la capacité d'un bassin versant à ruisseler un coefficient est très souvent utilisé en hydrologie de surface : le coefficient de ruissellement. C'est le rapport de la hauteur d'eau ruisselée sur celle précipitée. Il exprime l'ensemble des superficies imperméabilisées raccordées au réseau d'assainissement, et qui concourt à son débit de ruissellement. Son établissement est délicat car il faut compléter les photos aériennes par des observations sur le terrain et par la prise en compte des prévisions d'urbanisation futures. Le tableau 1 suivant donne ce coefficient pour différents secteurs.

La surface drainée, la pente moyenne et le coefficient de ruissellement sont évalués pour des bassins versants isolés. Pour tenir compte de l'assemblage des bassins versants soit en série soit en parallèle on applique les formules consignées dans le tableau 2 suivant. Des bassins seront dits en série, lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre. Les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Secteur	Coefficient de ruissellement Cr
Secteur commercial	
Centre ville	0.7 à 0.95
Banlieue	0.5 à 0.7
Secteur résidentiel	
Unifamilial	0.3 à 0.5
Unités multiples détachés	0.4 à 0.60
Unités multiples en rangée	0.60 à 0.75
Banlieue peu développée	0.10 à 0.25
Appartements	0.50 à 0.70
Secteur industriel	
Léger	0.50 à 0.80
Dense	0.60 à 0.90
Autres	
Parcs, Cimetières, Prairies	0.10 à 0.30
Terrains de jeux	0.20 à 0.35

Tableau 1 : Coefficient de ruissellement pour quelques secteurs [12]

Assemblage	A _{eq}	C _{eq}	I _{eq}	L _{eq}
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$L_{eq} = \sum L_j$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$L_{eq} = \text{MAX}(L_j)$

Tableau 2 : Formules d'assemblage des bassins versants [1]

5.1.4 Le temps de concentration :

Le temps de concentration t_c est le temps que met une goutte d'eau tombée au point hydrologiquement le plus éloigné pour arriver à l'exutoire. C'est pour une pluie, le temps pour lequel le débit observé à l'exutoire est maximal et la pluie théoriquement la plus pénalisante pour un bassin versant est celle dont la durée est égale à son temps de concentration. En effet si la durée de la pluie est plus courte la totalité de la surface du bassin versant ne contribue pas en même temps au débit à l'exutoire ; à l'opposé plus la durée de la pluie augmente plus son intensité moyenne diminue pour une période de retour donnée. Il est composé de deux temps :

- t_e : temps d'entrée : temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau sur le bassin versant jusqu'au système de collecte.
- t_{ec} : temps d'écoulement : temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Plusieurs formules existent pour le calcul du temps d'entrée notamment :

- **La formule de Kerby :**
$$t_e = \left(\frac{2.187nL}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$$

L (m) : distance maximale parcourue par l'eau sur la surface : $L < 365$ m normalement

n : coefficient de rugosité de Manning

S (m/m) : pente moyenne du bassin versant

- **La formule de Kirpich :**
$$t_e = \left(\frac{0.0195L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)^F$$
 valable pour $30m < L < 3050m$.

F : facteur propre aux différentes surfaces :

- ✓ Terrain décapé, gazon tondu : $F=1$
- ✓ Béton ou béton bitumineux : $F=0.4$
- ✓ Canal en béton : $F= 0.2$

Quant au temps d'écoulement, il est calculé par la formule :
$$t_{ec} = \frac{L}{60V_p}$$

L : longueur de la conduite (m)

V_p : vitesse dans la conduite (m/s).

5.2 La pluviométrie du lieu :

L'objectif de l'étude de la pluviométrie faite à partir de pluviogramme est de déterminer l'intensité de la pluie à partir du tracé des courbes IDF, de validité locale.

5.2.1 Intensité de la pluie :

Soient H (mm) la hauteur de la pluie lue sur un hyétogramme et t (h) la durée de la pluie.

L'intensité de la pluie est donné par : $I = \frac{H}{t}$.

La méthode superficielle élaborée par Caquot (1949) est utilisée pour le calcul de l'intensité de la pluie. L'expression de l'intensité, souvent connu sous le nom de loi de Montana, est :

$$I(t,T) = a(T)t^{-b(T)}$$

$I(t,T)$: intensité maximale moyenne de période de retour T observée sur une durée t

$a(T)$, $b(T)$: paramètres d'ajustement obtenus à partir des courbes IDF par régression linéaire avec la méthode des moindres carrés linéaires directs.

D'autres formules existent également pour la détermination de l'intensité de la pluie

- Formule de Talbot : $I = \frac{a}{b+t}$

- Formule de Chu : $I = \frac{a}{t^{b+c}}$

5.2.2 Courbes IDF :

Ce sont des courbes donnant la probabilité de diverses intensités de pluie de courte durée pour diverses durées en un lieu donné. Il s'agit d'une famille de courbe, dont chacune représente une certaine fréquence d'occurrence ou une certaine période de retour exprimées en années. Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période en utilisant par exemple la loi de Gumbel. En appliquant ensuite la méthode de la régression linéaire avec EXCEL, on peut avoir l'équation des courbes, dont l'allure est représentée sur la figure 2 suivante, et les paramètres a , b , et c suivant la formule utilisée.

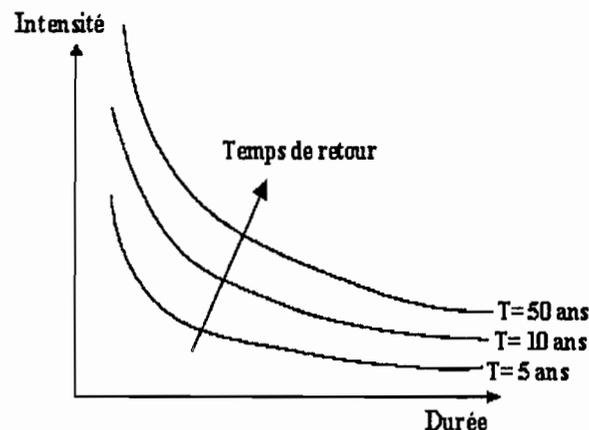


Figure 1 : Représentation schématique des courbes IDF

5.2.3 Période de retour :

Les ouvrages d'assainissement pluvial sont dimensionnés par rapport à une averse type associée aux fréquences probables d'apparition et doivent assurer une protection contre les inondations issues des averses d'intensité inférieure ou égale. Le degré de protection à assurer résultera d'un nécessaire compromis entre l'aspiration à une protection absolue pratiquement irréalisable et le souci de minimiser les dommages. On cherche alors à déterminer, du point de vu statistique, la probabilité pour qu'une intensité i ne soit pas atteinte ou dépassée (i.e. soit inférieure ou égale à une valeur X_i). Cette probabilité est donnée, si i représente une variable aléatoire, par la relation suivante : $F(X_i) = P(i \leq X_i)$. On nomme cette probabilité fréquence de non dépassement ou probabilité de non dépassement. Son complément à l'unité, $1 - F(X_i)$ est appelé probabilité de dépassement, fréquence de dépassement ou encore fréquence d'apparition. On définit alors la période de retour d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement.

Ainsi, l'intensité d'une pluie de période de retour T est l'intensité qui sera dépassé en moyenne toutes les T années. Elle apparaît donc comme une durée moyenne au sens statistique du terme. Par conséquent le fait qu'une pluie décennale vienne de produire ne modifie en rien la probabilité d'en observer une autre dans les jours qui viennent.

5.3 Estimation des débits de ruissellement :

Le débit collecté à l'exutoire d'un bassin versant dépend de l'intensité des précipitations, du coefficient de ruissellement, de la superficie du bassin versant, de sa forme, de sa pente. Le calcul des débits de ruissellement pluviaux peut être fait soit à l'aide de formules simplifiées, soit à l'aide de modèles mathématiques. Les formules les plus utilisées sont : la formule rationnelle et la formule superficielle.

5.3.1 La méthode rationnelle :

La formule rationnelle est très fréquemment utilisée et se présente sous la forme suivante (pour une période de retour donnée) :

$$Q = \frac{1}{360} CI(t_c, T) A$$

Q : débit de pointe en m^3/s observé à l'exutoire

C : coefficient de ruissellement

$I(t_c, T)$ Intensité de la pluie (mm/h) fonction du temps de concentration

A : aire du bassin du bassin versant en ha

L'inconvénient de cette formule est de ne pas tenir compte de l'effet de stockage dans le réseau et donc de surestimer les débits.

5.3.2 La méthode superficielle :

La formule superficielle ou formule de Caquot est donnée par :

$$Q = Kp^x C^y A^w$$

Q : débit de pointe en m³/s

P : pente du bassin versant en m/m

C : coefficient de ruissellement

A : aire du bassin versant (ha)

K, x, y, w étant des coefficients qui varient selon la période de retour et la pluviométrie de la région.

5.4 Dimensionnement des collecteurs :

La formule de base est la formule de Manning :

$$Q = kSRH^{\frac{2}{3}}J^{\frac{1}{2}}$$

Q : débit en m³/s

S : section mouillée

K : coefficient dépendant de la rugosité de la conduite

RH : rayon hydraulique

J : pente de la ligne piézomètre.

Chapitre III

DIAGNOSTIC DU RESEAU

Introduction :

Faire le diagnostic du réseau revient à voir l'état physique des ouvrages, d'expliquer les causes des dégradations et des dysfonctionnements et enfin de voir les conséquences.

1. Présentation du réseau d'assainissement des eaux pluviales de Dakar :

L'objectif n'est pas de faire la description complète du réseau ; mais plutôt, une description sommaire, des principaux collecteurs qui jouent un rôle important dans le système dans la mesure où ils servent d'exutoire aux petits collecteurs.

1.1 Types de réseau :

Le réseau d'assainissement de Dakar est un réseau mixte, avec une évacuation des eaux par gravité, mais aussi avec des stations de pompage par endroits. Il est composé d'un ensemble de grands canaux de forme prismatique, servant d'exutoire aux petits collecteurs souvent circulaire qui drainent un ensemble de bassins versant.

1.2 Les principaux collecteurs :

- **Le collecteur principal :** il ceinture le plateau par l'avenue Faidherbe, et se jette à la mer par l'anse des Madeleines à l'ouest et à l'est au « pont boubess » (ex école des arts). Il est constitué d'un ovoïde de 1.80mx1.00m sur tout son parcours de plus de 6km.
- **Le collecteur Hann Fann :** il a été conçu et installé pour assainir la moitié nord de l'agglomération de Dakar, il joue un rôle important dans l'assainissement de cette localité. Il commence par un Φ 600 et se termine par un ovoïde de 1.80mx1.00m qui se jette à la station de pompage de l'université.
- **Le canal de la Gueule Tapée :** il a son exutoire à la mer de Soumbédioune (village artisanale) sur la corniche ouest. Il a été conçu pour le drainage des eaux pluviales de la Médina, de Fass et de la Gueule Tapée. Cependant, force est de constater qu'il est devenu unitaire. Il a une forme rectangulaire de dimensions moyenne 4mx2.3m et s'étend sur plus de 1625 m.
- **Le canal IV :** il a son exutoire à la baie de Soumbédioune et draine les quartiers de Fass, Sicap, Point E, grand Dakar etc.

- **Le canal du Front de terre** : il draine les eaux pluviales de Castor, Sicap liberté 6 et 5, Khar yalla vers la zone de captage située derrière le centre CTO. C'est un canal rectangulaire de 4.00 x 2.30 m.
- **Le canal VI** : il est destiné à l'assainissement d'une partie de Colobane, de la zone industrielle, des HLM. Il a son exutoire à la baie de Hann.
- **Le canal V** : C'est un ovoïde de dimensions moyennes 2.80 x 1.45 m qui se jette au quai de pêche et draine les quartiers de Usine niarry tally, Wagou niaye, une partie des HLM et de Colobane.

1.3 Les zones critiques :

On désigne sous ce vocable de « zones critiques », les zones réputées de par leurs inondations. Ils se localisent dans la ville de Dakar dans les endroits suivants :

- Avenu Malick Sy x Autoroute
- Triangle Sud
- Rond point poste Médina
- ENAM
- Corniche HLM
- Ambassade du Japon

Ces points, non exhaustifs, ont pour la plupart en commun des accotements non stabilisés, ce qui favorise l'ensablement des grilles. A cela s'ajoutent les pentes faibles, le blocage des exutoires, l'insuffisance de grilles, la faible dimension des collecteurs.

2 Causes et conséquences des dysfonctionnements :

Un ensemble de dysfonctionnement a été constaté ces dernières années dans le fonctionnement du réseau d'assainissement des eaux pluviales de Dakar. Ces dysfonctionnements résultent de la combinaison de plusieurs facteurs et ont des conséquences néfastes tant sur le plan économique, social que sanitaire.

2.1 Les causes :

Les insuffisances observées sont le résultat d'un ensemble de facteurs que nous passerons en revue. Ces facteurs peuvent être divisés en deux catégories :

- Les facteurs endogènes
- Les facteurs exogènes

2.1.1 : Les facteurs endogènes :

a) La vétusté du réseau :

La plupart du réseau date de l'époque coloniale. Selon une étude menée à l'Institut des Science de la Terre (IST), les avaloirs sont non fonctionnels à 79 % et 13 % ont perdu leurs grilles. Les casses fréquentes des dalles de couverture des caniveaux sont en relation avec la vétusté du réseau. Devenant ainsi moins résistant, elles se cassent sous l'effet des charges roulantes et bloquent tout écoulement dans les canaux.

L'ensemble du système d'assainissement de Dakar et de sa grande banlieue est constitué par 623 km de canalisation pour l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales. Sur ces 623 km, 290 km, soit plus de 45%, sont particulièrement vétustes et nécessitent des travaux de renouvellement. A cela s'ajoute l'insuffisance des canaux de drainage, l'entretien incomplet de ceux existant, ainsi que les engorgements permanents par des déchets et des matériaux charriés par les eaux de ruissellement, dont le sable, favorisant la stagnation des eaux et les inondations quasi permanentes.

b) L'urbanisation progressive :

L'évacuation des eaux pluviales d'une ville est largement tributaire de l'urbanisation de cette dernière du fait que le débit de ruissellement est proportionnel au coefficient d'imperméabilisation. Et ceci, quelque soit la méthode d'estimation du débit de ruissellement utilisée. Il devrait donc exister une synergie et une bonne adéquation entre les politiques d'urbanisation et d'assainissement.

Malheureusement, le réseau d'assainissement est resté à l'état initial alors que l'imperméabilisation des bassins versant ne cesse d'augmenter (nouvelles constructions, bitumage des routes par exemple). Les collecteurs qui jadis assuraient le drainage deviennent incapables d'assurer le même rôle. L'inadéquation des dimensions actuelles du réseau du fait de la forte imperméabilisation des bassins versants serait la cause de 38% des inondations. L'augmentation des débits provoquant celle de la hauteur d'eau qui atteignant son maximum, provoque des refoulements et par conséquent des inondations.

c) La faiblesse des pentes :

Les pentes faibles, sur certains tronçons, favorisent le dépôt des produits d'érosion à l'origine de l'ensablement des ouvrages. Les rapports des opérations d'entretien du réseau de ces dernières années montrent que les pentes sur certains tronçons sont faibles vu les taux d'ensablement qui y

ont été enregistrés. Les levées topographiques effectuées dans le cadre du programme de mise à jour du réseau confirment les conclusions de ces rapports. En effet, sur un total de 1283 tronçons levés dans la zone comprise entre la corniche ouest, le canal IV, la rue 73 et le bassin versant du canal de la Gueule Tapée, le nombre de tronçon à contre pente ou à pente très faible est de 241 soit plus de 18%.

2.1.2 Les facteurs exogènes :

a) L'occupation des exutoires naturels par les populations :

A Dakar, se produit un phénomène non contrôlé : l'occupation anarchique de l'espace sans considération aucune des voies de drainage. La raréfaction des terres à usage d'habitat a entraîné un rush vers des terres non aménagées et particulièrement favorables à une longue stagnation d'eaux pluviales. Des bas-fonds qui constituent normalement des zones de concentration des eaux de ruissellement ou tout simplement d'affleurement de la nappe phréatique, sont morcelés et occupés, sans aucun aménagement préalable. Les inondations s'expliquent rationnellement en premier lieu par le non respect du plan directeur d'aménagement urbain et d'occupation des sols. Pendant de longues périodes, on a laissé les populations prendre illégalement possession de l'espace et du domaine public routier sans réagir.

Dakar est une presqu'île avec une topographie caractérisée par une succession de dunes et de zones inter-dunaires, pour la plupart du temps, inondables et communément appelées " Niayes ". Et donc des zones non " edificandi ". C'est seulement, au niveau de la tête de la presqu'île, où on se retrouve avec un relief basaltique, volcanique. Mais, avec l'effet de la sécheresse, des quartiers entiers se sont construits sur le lit d'anciens marigots ou zones inondables tout court. Pour preuve, les grands canaux de drainage comme celui de la Gueule Tapée ont été creusés dans le lit de ces marigots asséchés.

C'est ainsi qu'on a pu remblayer et construire sur ce qui fut le centre de captage qui borde l'autoroute. Sans doute parce qu'on ignore que cette zone, comme son nom l'indique, avait pour fonction essentielle de servir de zone d'infiltration pour toutes les eaux drainées à partir de Grand Yoff, de Castor, de Liberté 6 et Khar Yalla.

b) L'ensablement :

C'est l'un des problèmes majeurs de l'assainissement pluvial à Dakar. L'ensablement est à mettre en relation avec l'agressivité des agents d'érosion (ruissellement et vents), face à un milieu très sensible (sables dunaire). Les vents, pendant la saison sèche peuvent déplacer des

quantités importantes de sable qui vont se déposer dans les zones basses et sur la voirie à l'attente de l'hivernage pour être transporté dans le réseau par les eaux de ruissellement. Il s'en suit un dépôt dans les collecteurs. Ces dépôts entraînent une réduction de la capacité d'évacuation des ouvrages et une obstruction des dispositifs d'admission d'eau, ce qui explique en partie leur incapacité à prendre en charge la totalité des eaux de ruissellement.

c) Mauvais calage altimétrique des routes :

Entre autre fonction de la route, la collecte et l'acheminement des eaux de ruissellement vers les ouvrages de captage. Or ce volet n'est pas toujours intégré dans la conception des voiries. L'exemple le plus patent est la voie de dégagement nord communément appelé VDN.

L'existence de points bas favorise l'ensablement alors que les routes très surélevées exposent les populations environnantes aux eaux pluviales si un réseau d'assainissement n'y est pas intégré. Aujourd'hui, il y a un début de prise de conscience et dans certains chantiers routiers, le volet assainissement eaux pluviales n'est pas négligé.

d) Le relief et la nature du sol :

Le relief et la nature du sol jouent également un rôle important dans le drainage des eaux pluviales. En effet, les sols imperméables ont tendance à réduire l'infiltration et à favoriser la stagnation des eaux pluviales. L'eau circulant par gravité des points hauts vers les points bas, c'est donc tout naturellement qu'elle s'accumule sur ces endroits. Si elle trouve un sol imperméable, la durée de la stagnation n'en devient que plus longue. D'ailleurs selon toujours une étude menée à l'IST, 60 % des sols inondés sont sablo argileux à argilo sableux ou latéritiques ; des sols réputés trop imperméables.

La proximité de la nappe est aussi un facteur déterminant. C'est ainsi que 52 % des points inondés se trouvent dans des zones à nappes superficielles ayant la particularité de ne pouvoir absorber toute l'eau qui converge vers leur surface et de retenir par conséquent l'eau longtemps après la fin même de l'hivernage.

e) Le comportement de certaines populations :

La majeure partie de la population considère le réseau comme un « tout à l'égout ». Dans certains quartiers, le mauvais usage des ouvrages, notamment des grilles avaloirs recevant des eaux usées ménagères chargées de matières solides engendre des nuisances olfactives, aux

quelles certaines populations réagissent en colmatant purement et simplement des ouvertures destinées à recevoir des eaux de pluies.

La population des zones équipées d'un réseau séparatif ne fait pas souvent de distinction claire entre un ouvrage d'évacuation des eaux usées et un autre destiné au drainage des eaux pluviales. En l'absence de réseau d'assainissement des eaux usées, à fortiori, les ouvrages de drainage sont indifféremment utilisés pour les rejets liquides de toutes nature (exemple du canal de Gueule Tapée). Certains riverains déversent leurs déchets domestiques dans les drains, voir les bouts de vidange de leur fosse ; d'autres volent les grilles ôtant ainsi le réseau de ses principaux accessoires de protection. A cela s'ajoute les ordures ménagères et les résidus de chantier, qui mal gérés peuvent se retrouver dans le réseau pour y favoriser les dépôts.

Les dégradations que subissent les ouvrages de drainage témoignent d'une prise de conscience encore insuffisante de l'intérêt de ces derniers par les populations.

f) Autres facteurs :

A côté de ces facteurs, existent d'autres causes de dysfonctionnement et qui ont pour nom :

- Les goulots d'étranglement créés lors des travaux de grandes envergures
- Le phénomène de ressac marin qui non seulement s'oppose à l'écoulement mais aussi entraîne du sable dans le réseau ; pour ne citer que ceux là.
- Le manque d'entretien de la voirie : les opérations de désensablement des routes ne sont pas systématisés.
- La gestion des ordures ménagères souvent déficiente et qui favorise le dépôt des matières solides dans les canaux.

Ces contraintes constituent autant de frein à un bon fonctionnement du réseau. Il s'en suit des stagnations régulières d'eau pluviales.

Pour améliorer le fonctionnement, chaque point devrait être étudié en détail. Mais vu le temps imparti, nous avons jugé nécessaire d'étudier l'une des principales causes de dysfonctionnement à savoir l'ensablement.

2.2 Les conséquences :

L'ampleur des conséquences des inondations sur la population et l'économie mérite que des solutions urgentes soient trouvées. En effet, ces inondations affectent la population et l'économie par :

- La destruction de biens matériels et immobiliers.
- L'entrave à la mobilité urbaine
- La transmission de diverses maladies hydriques.

Quelques études ont montré que le coût des dommages domestiques dus aux inondations est considérable. Une corrélation a été faite entre la fréquence d'occurrence de certaines maladies et les inondations. A Dakar, par exemple le pique de l'épidémie de choléra a été atteint durant la période des inondations de 2005. Ces mêmes inondations ont causé de déplacement de plusieurs sinistrés ; l'article ci dessous d'un journal de la place en dit long.

'' - L'ampleur du désastre humain est effroyable : près de 18.000 personnes dans un état de dénuement complet. Les camps de Yeumbeul accueillent dans des tentes par ce froid glacial près de 12.000 personnes (femmes, enfants, vieillards), sans couvertures adéquates. Ceux de Thiaroye regroupent près de 4000 personnes et celui du CICES, près de 2000. Il faut visiter ces camps aux noms évocateurs, « Bujumbura », « Sahara », « Darfour », etc., pour se rendre compte de la situation. ''

3 Analyse des opérations d'entretien du réseau :

En vu d'améliorer le fonctionnement du réseau de drainage des eaux pluviales, l'ONAS organise des opérations annuelles de curage et de réhabilitation du réseau de Dakar.

3.1 Présentation des résultats :

Nous nous sommes rapprochés des services techniques et financiers de la GEUR pour avoir l'historique de ces opérations. Elles donnent les taux d'ensablement dans les principaux collecteurs. Les résultats sont résumés dans l'annexe 2.

3.2 Analyse technique des résultats :

L'analyse des résultats permet de tirer les conclusions suivantes :

1- Le type d'habitat influe sur le taux d'ensablement. En effet, c'est dans le collecteur principal situé en centre ville où les taux d'ensablement les plus faibles ont été enregistrés. Ceci s'explique

par la forte stabilisation des bassins versants de la zone, limitant ainsi les quantités de sable susceptibles d'être drainées dans le réseau.

2- Le rythme d'ensablement de certains collecteurs comme celui de la Gueule Tapée et de la rue 9, drainant des bassins versants non stabilisé, est excessif. Puisque, en quelques années, le taux d'ensablement cumulé a dépassé 100%. Ce qui mettrait ces collecteurs hors service si aucunes opérations de curage n'y étaient entreprises. A ce rythme, l'ONAS est obligé de curer ces canaux à une grande fréquence.

3- L'ensablement est plus marqué dans les gros collecteurs (collecteurs principaux). En effet, en tête de réseau, l'eau entre avec une certaine énergie qui minimise les dépôts. De plus, les vitesses y sont relativement élevées, vu les dimensions. Ces collecteurs ont donc tendance à drainer le sable vers leurs exutoires qui sont les gros collecteurs.

3.3 Analyse financière des résultats :

Les tableaux qui suivent donne une estimation du coût des marchés des opérations de curage et de réhabilitation du réseau durant ces dernières années.

Années	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
Montant en million FCFA	386.408	643.139	405.700	411.000	421.800	516.000	743.000	995.399

Tableau 3 : Coût des opérations de curage en FCFA : source ONAS

Années	2001	2002	2003	2004	2005
Casses de conduites (u)	323	305	387	289	312
Réparation de conduite cassée (u)	323	299	379	279	279
Linéaire de conduite renouvelée (ml)	1983	3456	4528	4745	5 500
Coût en million de FCFA	148.73	259.2	339.6	355.88	412.5

Tableau 4 : Coût des opérations de réhabilitation du réseau en FCFA : source ONAS

C'est donc, plus de quatre milliards et demi qui a été dépensé entre 1997 et 2004 par l'ONAS pour assuré le curage du réseau et plus d'un milliard et demi durant ces cinq dernières années pour les opérations de réhabilitation. Les premières dépenses sont principalement liées à l'ensablement alors les secondes sont à mettre en relation avec la vétusté du réseau.

L'ensablement et la vétusté du réseau, en plus des difficultés d'ordre techniques qu'ils occasionnent, entraînent des dépenses importantes. Bien sûr, un réseau d'assainissement a toujours besoin d'un curage et d'un entretien si minime soit-il pour un bon fonctionnement. Mais quand la fréquence de ces opérations de curage et d'entretien devient très élevée, impliquant des sommes importantes d'argent, et des difficultés techniques, une pause mérite d'être marquée pour réfléchir sur les causes ; et c'est ce dans ce cadre que s'inscrit ce rapport.

4. Vérification de la capacité du réseau :

L'imperméabilisation des bassins versant suite à l'urbanisation progressive suscitée, est une des principales causes des dysfonctionnements constatés sur le réseau. C'est pour étudier son effet sur le réseau que nous nous proposons dans cette partie d'évaluer les débits de ruissellement d'un sous bassin versant et de les comparer à la capacité maximale des conduites existants ; afin de tirer les conclusions qui s'imposent.

Nous avons suivi pour ce faire, la méthodologie suivante :

- Délimitation du bassin versant et des sous bassins versants

La délimitation s'est faite sur la base des courbes de niveau, du plan de drainage et de la voirie existante. On considère qu'il s'écoule dans l'ensemble du tronçon le débit calculé sur la base de la superficie du bassin versant déterminé au point caractéristique situé au milieu du tronçon.

- Choix du coefficient de ruissellement

Au regard du tableau 1, nous avons choisi un coefficient de ruissellement constant égal à 0.5 correspond à un secteur résidentielle, unités multiples détachés.

- Evaluation de l'aire des sous bassins versants avec le logiciel AUTOCAD
- Evaluation de la pente moyenne par la formule de Carlier et Leclerc.

Les formules d'assemblage du tableau 2 sont ensuite utilisées pour les bassins versants en série ou en parallèle.

- Calcul du débit de ruissellement pour une période de retour de 10 ans

Nous avons opté pour la formule de Caquot, puisque la méthode rationnelle ne tient pas compte de l'effet de stockage, en prenant soin de vérifier son applicabilité :

Superficie : $A < 200$ ha ;

Pente : $0.2\% < I < 5\%$ et

Coefficient de ruissellement : $C > 0.2$.

Les coefficients k , u , v et w sont donnés, pour le Sénégal côtier, par le Comité Interafricains d'Etudes Hydrauliques (CIEH). La formule de Caquot devient :

$$Q = 0.92 p^{0.2} C^{1.11} A^{0.8}$$

- Evaluation de la capacité maximale des collecteurs par la formule de Manning
- Conclusion et interprétations des résultats.

Exemple de calcul : Soit à vérifier la capacité du tronçon C2 de diamètre 400 mm

Hypothèses : $C=0.5$; $T=10$ ans

Le tableau 5 donne pour ce tronçon :

Regard amont : côte tampon=4.84m ; profondeur fil d'eau=1.04 soit $z=4.84-1.04=3.80$ m

Regard aval : côte tampon=4.78m ; profondeur fil d'eau=1.14m soit $z=4.78-1.14=3.64$ m

Longueur : $L=72.2$ m

$$\text{Pente du collecteur : } i = \frac{z_{\text{amont}} - z_{\text{aval}}}{L} = \frac{3.80 - 3.64}{72.2} = 0.0022 = 2.22\text{‰}$$

Bassins versants drainés : BV1 et BV2 en série

BV1: $A_1=0.4902$ ha; $C_1=0.5$; $L_1=68.78$ m

BV2: $A_2 = 0.5591$ ha; $C_2=0.5$; $L_2= 86$ m

L_1 et L_2 longueur totale des courbes de niveau traversant les bassins versant BV1 et BV2.

Equidistance des courbes de niveaux : $Deq=0.25$ m

L'aire totale : $A=A_1+ A_2=0.4902+0.5591=1.0493$ ha

Coefficient de ruissellement équivalent : $C_{eq}=C1+C2=0.5$

Pentes moyennes :

$$s_1 = \frac{D_{eq}L_1}{A_1} = \frac{0.25*92.34}{4902} = 0.0047 \quad s_2 = \frac{D_{eq}L_2}{A_2} = \frac{0.25*88.04}{5591} = 0.0039$$

Plus long parcours : $L_{max1}=68.78m$ et $L_{max2}=86m$

Penteéquivalente :

$$p = \left[\frac{L_{max1}+L_{max2}}{L_1/\sqrt{s_1}+L_2/\sqrt{s_2}} \right]^2 = \left[\frac{68.78+86}{68.78/\sqrt{0.0047}+86/\sqrt{0.00394}} \right]^2 = 0.00425 = 4.25\text{‰}$$

Le débit de ruissellement est :

$$Q_r = 0.92p^{0.2} C^{1.11} A^{0.8} = 0.92 \times 0.00425^{0.2} \times 0.5^{1.11} \times 1.0493^{0.8} \quad Q_r = 0.149 \text{ m}^3/\text{s}$$

La capacité maximale de la conduite est donnée par :

$$Q_{max} = \frac{0.312}{0.01} D^{8/3} i^{1/2} = \frac{0.312}{0.01} \cdot 0.4^{8/3} \cdot 0.0022^{1/2} \quad Q_{max} = 0.127 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_r > Q_{max}$: la capacité du tronçon est insuffisante.

On procédant de même pour les autres tronçons on obtient les tableaux 6 et 7 suivants.

Interprétation des résultats :

L'analyse du tableau 6 montre que la capacité maximale de la presque totalité des collecteurs du réseau est dépassée par une pluie de fréquence décennale avec un coefficient de ruissellement de 0.5. Cela ne signifie pas pour autant que des inondations seront constatées à la moindre averse. Cet exemple vérifie donc l'idée selon la quelle le réseau d'assainissement de Dakar est devenu vétuste et est incapable de véhiculer certains débits. Cette inadéquation actuelle est du à l'urbanisation progressive qui réduit les infiltrations et à l'occupation des zones naturelles de stockage. Si à cela s'ajoute l'ensablement des conduites, le tableau ne devient que plus sombre et est à l'origine des dysfonctionnements que nous observons et dont le fait saillant se manifeste par des inondations.

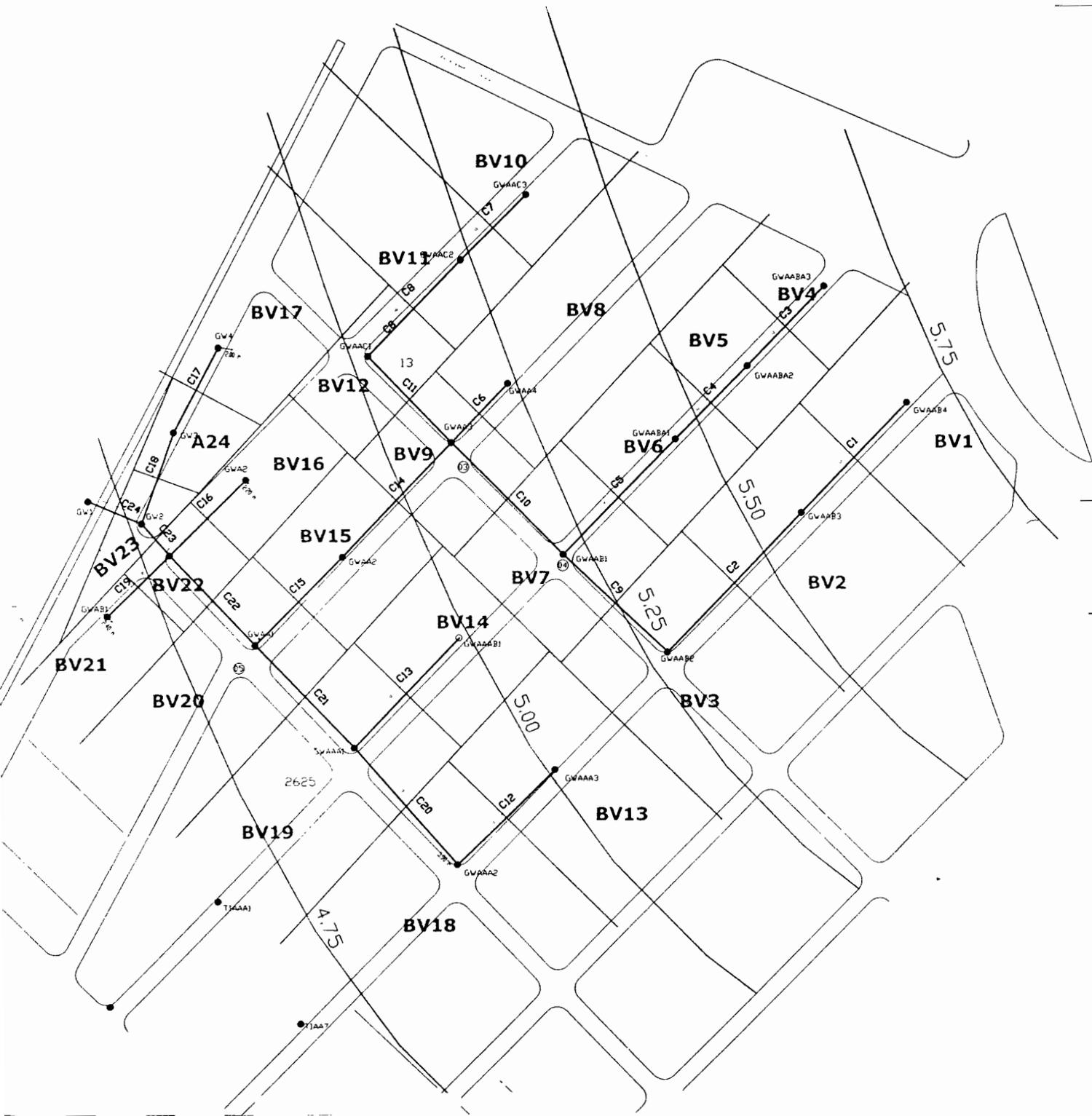


Figure 2: Bassin versant d'étude

-  **Limites bassin versant**
-  **Courbes de niveau**
-  **Conduites**

Tronçons	Regards (Am/Av)	Côtes Tampon (m)	Arrivée		Départ		Longueur (m)	Pente (m/m)
			Profondeur fil d'eau (m)	Côtes (m)	Profondeur fil d'eau (m)	Côtes (m)		
1	GWAAB4	4.86	*	*	0.96	3.9	57.23	0.00157
	GWAAB3	4.84	1.03	3.81	1.04	3.8		
2	GWAAB2	4.78	1.14	3.64	1.15	3.63	72.2	0.00222
	GWAABA3	4.77	*		0.98	3.79		
3	GWAABA2	4.62	0.89	3.73	0.9	3.72	41.5	0.00145
	GWAABA1	4.62	0.94	3.68	0.95	3.67		
5	GWAAB1	4.59	1.04	3.55	1.05	3.54	60.1	0.00200
	GWAA4	4.46	*		0.94	3.52		
6	GWAA3	4.36	0.99	3.37	1	3.36	30.58	0.00491
	GWAAC3	4.6	*		0.94	3.66		
7	GWAAC2	4.49	0.9	3.59	0.91	3.58	34.75	0.00201
	GWAAC1	4.53	1	3.53	1.01	3.52		
8	GWAAB2	4.78	1.14	3.64	1.15	3.63	49.97	0.00100
	GWAAB1	4.59	1.04	3.55	1.05	3.54		
9	GWAA3	4.36	0.99	3.37	1	3.36	53.17	0.00150
	GWAA1	4.59	1.04	3.55	1.05	3.54		
10	GWAA3	4.36	0.99	3.37	1	3.36	58.74	0.00289
	GWAAC1	4.53	1	3.53	1.01	3.52		
11	GWAA3	4.36	0.99	3.37	1	3.36	44.6	0.00336
	GWAAA3	4.6	*		0.95	3.65		
12	GWAAA2	4.4	0.96	3.44	0.97	3.43	51.24	0.00410
	GWAAA1	4.5	*		1.07	3.43		
13	GWAAA1	4.14	0.87	3.27	0.88	3.26	56.82	0.00282
	GWAA3	4.36	0.99	3.37	1	3.36		
14	GWAA2	4.15	0.88	3.27	0.89	3.26	58.9	0.00153
	GWAA1	3.87	0.87	3	0.88	2.99		
15	GWA2	4.35	*		1.3	3.05	46.66	0.00557
	GWA1	4.03	1.15	2.88	1.16	2.87		
16	GW4	4.68	*		1.07	3.61	40.24	0.00422
	GW3	4.56	1.14	3.42	1.15	3.41		
17	GW2	4.21	1.11	3.1	1.12	3.09	25.72	0.00739
	GWAB1	4.2	*		1.13	3.07		
18	GWA1	4.03	1.17	2.86	1.28	2.75	32.31	0.00650
	GWAAA2	4.4	0.96	3.44	0.97	3.43		
19	GWAAA1	4.14	0.97	3.17	0.98	3.16	57.95	0.00449
	GWAA1	3.87	1	2.87	1.02	2.85		
20	GWA1	4.03	1.23	2.8	1.24	2.79	46.02	0.00109
	GW2	4.05	1.28	2.77	1.29	2.76		
21	GW1	4.08	1.35	2.73	1.36	2.72	15.73	0.00127
	GW1	4.08	1.35	2.73	1.36	2.72		
22	GW1	4.08	1.35	2.73	1.36	2.72	21.34	0.00141
	GW1	4.08	1.35	2.73	1.36	2.72		

Tableau 5: Données topographiques sur le réseau: source levées de INGETEC

Sous Bassins	Aire(ha)	C	L(m)	S(m/m)	Lmax (m)
BV1	0.4902	0.5	92.34	0.00471	68.78
BV2	0.5591	0.5	88.04	0.00394	86
BV3	0.5611	0.5	86.04	0.00383	91.71
BV4	0.1965	0.5	3.41	0.00043	49.72
BV5	0.2233	0.5	13.85	0.00155	51.51
BV6	0.2752	0.5	47.13	0.00428	58.36
BV7	0.3314	0.5	60.12	0.00454	63.99
BV8	0.7	0.5	57.91	0.00207	131.88
BV9	0.23	0.5	33.9	0.00368	52.92
BV10	0.445	0.5	80.64	0.00453	96.02
BV11	0.4382	0.5	69.43	0.00396	97.84
BV12	0.1924	0.5	38	0.00494	45.52
BV13	0.4995	0.5	90.62	0.00454	80.74
BV14	0.2718	0.5	49.16	0.00452	56.55
BV15	0.2622	0.5	16.35	0.00156	58.51
BV16	0.1675	0.5	32.5	0.00485	58.39
BV17	0.4126	0.5	57.07	0.00346	131.52
BV18	0.8109	0.5	86.83	0.00268	112.41
BV19	0.5534	0.5	58.19	0.00263	92.62
BV20	0.4725	0.5	52.22	0.00276	89.37
BV21	0.1745	0.5	32.45	0.00465	62.16
BV22	0.1112	0.5	20.97	0.00471	35.86
BV23	0.091	0.5	17.88	0.00491	53.16
BV24	0.1102	0.5	22	0.00499	43.52
Tableau 6: Caractéristiques des sous bassins versants					

Tronçons	Aire(ha)	Ceq	Leq (m)	Pente TN (m/m)	Qr (m3/s)	Pente collecteur (m/m)	D existant (mm)	Qmax (m3/s)	Conclusion
1	0.4902	0.5	68.78	0.00471	0.08309	0.00157	400	0.10738	CS
2	1.0493	0.5	154.78	0.00425	0.14967	0.00222	400	0.12769	CI
3	0.1965	0.5	49.72	0.00043	0.02482	0.00144	250	0.02937	CS
4	0.4198	0.5	101.23	0.00075	0.05083	0.00104	250	0.02496	CI
5	0.695	0.5	159.59	0.00121	0.08372	0.00199	250	0.03452	CI
6	0.7	0.5	131.88	0.00207	0.09372	0.0049	400	0.18971	CS
7	0.445	0.5	96.02	0.00453	0.07631	0.00201	250	0.03469	CI
8	0.8832	0.5	193.86	0.00423	0.13024	0.001	250	0.02447	CI
9	1.6104	0.5	246.49	0.00409	0.20919	0.0015	400	0.10496	CI
10	2.6368	0.5	310.48	0.00348	0.3005	0.00289	400	0.14569	CI
11	1.0756	0.5	239.38	0.00435	0.15336	0.00336	250	0.04486	CI
12	0.4995	0.5	80.74	0.00454	0.08372	0.00409	250	0.04949	CI
13	0.2718	0.5	56.55	0.00452	0.05142	0.00281	250	0.04102	CI
14	4.6424	0.5	363.4	0.00351	0.4733	0.00153	400	0.10601	CI
15	4.9046	0.5	421.91	0.00307	0.48146	0.00557	400	0.20226	CI
16	0.1675	0.5	58.39	0.00485	0.0354	0.00422	250	0.05027	CS
17	0.4126	0.5	131.52	0.00346	0.06805	0.00739	250	0.06652	CI
18	0.5228	0.5	175.04	0.00377	0.08365	0.00863	250	0.07189	CI
19	0.1745	0.5	62.16	0.00465	0.03627	0.0065	250	0.06239	CS
20	1.3104	0.5	193.15	0.00328	0.16975	0.00449	250	0.05185	CI
21	2.1356	0.5	285.77	0.00322	0.24988	0.00543	400	0.1997	CI
22	7.5127	0.5	421.91	0.00208	0.6264	0.00109	400	0.08947	CI
23	7.9659	0.5	457.77	0.00246	0.67921	0.00127	400	0.09658	CI
24	8.5797	0.5	510.93	0.00276	0.73732	0.00141	400	0.10176	CI
CI: Capacité insuffisante CS: Capacité Suffisante									

Tableau 7 : Récapitulatif des résultats

Chapitre IV

PROBLEMATIQUE DE L'ENSABLEMENT

1 Analyse des causes et mécanismes de l'ensablement :

1.1 Définitions :

Lorsque les particules de sable ou autres matières solides transportées par les eaux de ruissellement ou le vent se déposent sur la voirie, dans les collecteurs ou les ouvrages annexes, on dit qu'il y a ensablement.

Le taux d'ensablement est définie comme étant la variation du diamètre ou de la hauteur du collecteur avant et après le dépôt du sable, c'est le rapport du volume de sable extrait sur le volume du collecteur.

Au sens géologique du terme, on appelle sable une roche détritique généralement siliceuse, se présentant en grains de petites dimensions comprises entre 0.02 mm et 2 mm dans la classification internationale. La nature géologique de la roche mère donne aux grains des densités et des teintes différentes. La forme des grains ronde est due aux frottements qu'ils ont subis le long de leur trajectoire de migration.

Au sens chimique, le sable est composé en majorité de quartz. C'est le produit de la décomposition des roches gréseuses. Vus au microscope, les grains de quartz peuvent apparaître soit anguleux soit irréguliers et émoussés. D'autres minerais peuvent aussi se rencontrer en quantité très faible comme la calcite, le gypse, la tristite, la magnétite.

1.2 Analyse du sable du réseau :

Afin d'avoir les caractéristiques du sable présent ou susceptible d'envahir le réseau nous avons prélevé trois échantillon des canaux ENAM et dans le bassin versant qu'ils drainent en vu de procéder entre autre aux essais suivants dont les détails sont donnés à l'annexe 3.

- L'analyse granulométrique :
- L'essai de sédimentométrie :
- La détermination du poids spécifique des grains :
- Le pourcentage de matière organique :

Utilité des essais :

L'essai de sédimentométrie a permis de compléter la courbe granulométrique. Cette courbe granulométrique permet d'une part, de choisir le diamètre caractéristique à utiliser pour le calcul de la vitesse de chute des particules, et d'autre part, de déterminer les proportions de sable fin et de sable grossier. Le poids spécifique des grains intervient aussi dans le calcul de cette vitesse de chute qui sert au dimensionnement des dessableurs et au calcul de la vitesse minimale du flot. Le pourcentage de matière organique associé à celui du sable fin et du sable grossier intervient dans l'estimation des quantités de sable érodées.

Le tableau 8 suivant donne en résumé la moyenne des résultats obtenus ; les détails sont à l'annexe3.

D50 (mm)	D90 (mm)	ρ_s (kg/m ³)	%sable fin	%sable grossier	% MO
0.4	1.3	2500	10.39	84.03	4

Tableau 8 : Résultats des essais de laboratoire sur le sable

- D50 diamètre moyen des grain : taille du tamis qui laisse passer 50% de l'échantillon.
- D90 taille du tamis qui laisse passer 90 % de la masse de l'échantillon
- ρ_s : poids spécifique des grains
- sable fin : taille comprise entre 0.002 et 0.1 mm
- sable grossier : taille comprise entre 0.1 et 2 mm
- %MO : pourcentage de matière organique.

1.3 Causes de l'ensablement :

La principale cause de l'ensablement est l'érosion des bassins versants. Les agents de l'érosion sont l'eau et le vent. Ainsi on distingue deux principaux types d'érosion : l'érosion hydrique et l'érosion éolienne. L'objet de notre projet n'est pas l'étude du mécanisme de l'érosion. Cependant connaître le mécanisme de cette érosion permettra de mieux cerner la problématique de l'ensablement et de proposer des solutions idoines. L'érosion est le détachement et le transport des particules de sol de leur emplacement d'origine par différentes forces (gravité, hydrique, éolienne) à son endroit de déposition, d'une plus faible élévation. Tout transport de terre nécessite une énergie : la source de cette énergie pouvant être le vent, le ruissellement ou la pluie. Cette énergie est d'autant plus faible que le substrat est meuble.

M. CHABI George a étudié phénomène d'érosion dans son PFE, 1993.

1.3.1 L'érosion hydrique :

L'érosion hydrique est composée d'un ensemble de processus complexes et interdépendants qui provoquent le détachement et le transport des particules de sol. Elle se définit comme la perte de sol due à l'eau qui arrache et transporte la terre vers un lieu de dépôt. Les agents de cette érosion sont les précipitations et le ruissellement superficiel aux actions complémentaires. C'est l'énergie des gouttes de pluie qui déclenche le processus de destruction des agrégats du sol sur les versants de pente faibles : effet splash ; tandis que le ruissellement assure le transport des particules détachées. Nous distinguons deux types d'érosion hydrique : l'érosion en nappe et l'érosion linéaire.

Dans le premier cas, qui nous intéresse, deux processus essentiels sont à noter : le choc des gouttes de pluie (érosion par impact : effet splash) qui entraîne le détachement des particules et l'intensité de la pluie qui, supérieure à la vitesse d'infiltration du sol entraîne un ruissellement et donc un transport.

Le second cas se produit lorsqu'il y a irrégularités entre les mottes et les agrégats de différentes dimensions plus fréquents en milieu rural.

1.3.2 Erosion éolienne :

L'érosion éolienne est le phénomène de dégradation du sol sous l'action du vent qui arrache, transporte et dépose des quantités importantes de terre. Elle est fonction de la vitesse du vent, mais aussi de la taille et de la densité des particules, de l'humidité du sol et du couvert végétal.

L'élimination ou, la dégradation du tapis végétal ou aussi des résidus des végétaux qui protègent le sol accentuent cette érosion cause principale de l'ensablement des routes. Les sols à la surface non rugueuse offrent très peu de résistance au vent.

1.4 Mécanisme de l'ensablement :

L'ensablement fait suite à un long processus qui comprend :

- Erosion des bassins versant par l'eau ou le vent
- Transport des particules érodées
- Accumulation dans les ouvrages ou entraînement dans le réseau.
- Dépôt dans les collecteurs ou les ouvrages annexes par décantation

Etudier le mécanisme de l'ensablement revient donc à étudier chacun de ces phénomènes.

1.4.1 Mécanisme de l'érosion :

a) Contrainte critique de Shields :

De nombreuses études numériques et expérimentales existent quant à la détermination de la force nécessaire pour initier le mouvement d'une particule sous un écoulement permanent, uniforme, unidirectionnel. Selon les auteurs, les forces prises en compte sont : la force de traînée (dans le sens de l'écoulement), la force de gravité (orienté suivant la verticale descendante) et la force de portance (due aux effets de cisaillement de l'écoulement et à la rotation de la particule. Certains auteurs négligent les forces de portance car elles sont, pour les tailles de particules qu'ils considèrent de second ordre, comparées aux forces de traînées.

Shields fut le premier à décrire le seuil de contrainte de cisaillement, à partir duquel des particules individuelles (non cohésives), posées sur un lit sédimentaire composées de particules sphériques et de même taille, se mettent en mouvement sous un écoulement d'eau unidirectionnel. Pour cela, il considéra la particule soumise à deux forces : la force d'entraînement due à l'écoulement, proportionnelle à sa section, et son poids. Il en déduisit expérimentalement la valeur du seuil de contrainte. La contrainte critique de Shields en Pa est :

$$\tau_c = 0.05(\rho_s - \rho_e)gD \quad (4.1.1)$$

ρ_s : Masse volumique de la particule (kg/m³)

ρ_e : Masse volumique de l'eau (kg/m³)

g : Intensité de la pesanteur (m/s²)

D : Diamètre de la particule (m)

La formule proposée par Shields n'est pas exempte de critiques :

Les valeurs obtenues l'ont été dans des considérations particulières (taille de grain uniforme, arrangement spéciale des grains), qui sont souvent très éloignées des conditions réelles, la pente du terrain naturel est aussi négligée. Or, l'augmentation de la pente du terrain naturel diminue la contrainte de cisaillement critique nécessaire au décollement d'une particule.

Malgré toutes ces remarques, l'approche mérite d'être saluée et constitue la base pour la maîtrise du phénomène très complexe de l'érosion et au delà de l'ensablement.

b) Contrainte de cisaillement de l'écoulement :

Soit un bassin versant composé de particules solides uniformes, non cohésives. Aussitôt que l'eau commence à s'écouler sur le lit granulaire, les forces hydrodynamiques s'exercent sur les particules solides, tout au long du périmètre mouillé. Un accroissement de l'intensité d'écoulement provoquant une augmentation de ces forces. Donc pour un bassin versant particulier, une condition peut être remplie à partir de laquelle quelques particules du lit sont incapables de résister d'une façon aléatoire aux forces hydrodynamiques. Ainsi arrive la première dislocation et éventuellement le mouvement des particules. Ceci résume le début du mouvement des particules ou plus brièvement l'érosion.

La contrainte de cisaillement générée par un écoulement sur un bassin versant est approchée par la relation suivante de FORCHHEIMER qui exprime l'érosion mieux que n'importe quel autre paramètre de l'écoulement.

$$\tau_0 = \gamma h S_E \quad (4.1.2)$$

τ_0 (pa) : contrainte de cisaillement de l'écoulement

γ est le poids volumique de l'eau.

h (m) profondeur de l'écoulement

S_E : pente moyenne du bassin versant

En conclusion, Si on désigne par τ_0 la contrainte de cisaillement de l'écoulement, on aura un transport si $\tau_0 > \tau_c$; pas de transport dans le cas contraire.

c) Application au bassin versant étudié :

Le tableau 8 donne $D=d_{90}=1.3$ mm et $\rho_s=2500$ kg/m³. La contrainte tangentielle à appliquer sur cette particule, d'après Shields (équation 4.1.1), pour la mettre en mouvement est donc de 0.956 Pa, soit 1Pa. Autrement dit, 90% des particules de sable sur ce bassin versant commence à mouvoir dès que la contrainte de l'écoulement atteint 1Pa.

1.4.2 Mécanisme du transport :

En comparant la contrainte de cisaillement de l'écoulement à la valeur de la contrainte critique de Shields, on peut déterminer le mode de transport associé à la phase solide parmi les trois couramment cités :

- $\tau_0 \approx \tau_c$: c'est le transport par charriage au cours duquel, l'effet des forces hydrodynamiques exercées par l'écoulement d'eau se traduit sur les particules sédimentaires par un mouvement de roulement, ou de glissement sur le fond.
- $\tau_0 > \tau_c$: c'est le transport par saltation : c'est une succession de petits sauts au cours desquels les particules se séparent du lit durant de très courtes périodes.
- $\tau_0 \gg \tau_c$: c'est le transport par suspension : dans le quel, les particules fines peuvent être maintenues dans le corps de l'écoulement sur de longues distances, sans reprendre contact avec le lit. La vitesse de l'écoulement est supérieure à la vitesse de chute des particules, ce qui a pour effet d'empêcher les dépôts.

La séparation entre charriage et suspension dépend de la taille des particules et de la nature de l'écoulement. Un grain de sable charrié dans un écoulement peut être en suspension dans un autre. En général, différentes classes de particules transitent dans l'écoulement, ainsi les trois modes de transport peuvent se produire simultanément.

1.4.3 Mécanisme du dépôt :

L'étude du mécanisme du dépôt revient à étudier le phénomène de la décantation. Cette étude sera faite dans la partie suivante en détail vu son caractère déterminant dans l'ensablement.

La contrainte critique de Shields permet de déterminer le seuil de contrainte à partir de laquelle les particules se mettent en mouvement mais reste muette sur la quantité de particules transportées.

1.5 Quantification des quantités érodées par la formule de WISCHMEIER :

La quantification de l'érosion a débuté, il y a de cela une soixantaine d'années. Beaucoup de formules ont été proposées. Elles sont variables selon les milieux. En Afrique de l'ouest, celle de WISCHMEIER est souvent utilisée même si elle présente des limites notamment :

- Inaptitude à estimer les pertes en terre sur une courte période
- Il considère les facteurs de l'érosion comme indépendants

Elle permet néanmoins d'estimer les pertes annuelles moyennes en terre pour un bassin versant donné. Cette équation se présente sous la forme d'un produit de 6 facteurs indépendants.

Sous sa forme simplifiée, ce modèle s'écrit :

$$A = 2,24 R. K. L.S. C. P.$$

A = perte en terres en tonne/ha

2.24 : coefficient de transformation des unités

R = facteur d'agressivité climatique

K = facteur sol

L : facteur longueur de pente

S : facteur pente

C : facteur agronomique

P : facteur des aménagements antiérosifs.

1.5.1 Description des différents termes de l'équation de WISCHMEIER :

a) Le facteur d'agressivité climatique : R

Il est défini comme le produit de l'énergie cinétique (E_g) et l'intensité maximale en 30 minutes (I_{30}). Roose a établi une formule qui permet d'estimer R.

$$R = \frac{E_g I}{100}$$

E_g (j/m^2) : énergie cinétique de pluie: $E_g = 11.9 + 8.73 \text{LOG}(I)$

I (mm/h) : intensité maximum en 30 mn

b) Le facteur sol : k

Le facteur sol caractérise l'érodibilité du sol, c'est-à-dire sa sensibilité à l'érosion. Ce facteur sans dimension mesure la plus ou grande résistance relative d'un sol à l'érosion.

WISCHMEIER propose un mode de calcul de K, à partir des paramètres suivants. Pour une première approximation il faut connaître :

- 1- La somme des pourcentages de limon et sable fins (0.002mm à 0.1 mm)
- 2- Le pourcentage de sable (0.1 à 2 mm)
- 3- La teneur en M.O (matière organique)

Et pour une approche plus précise

La structure : La structure d'un sol désigne les propriétés physiques d'un sol associées à l'arrangement et à la stabilité de ses particules, agrégats et pores. Elle fait référence à la façon dont les particules de sable, de limon et d'argile sont disposées les unes par rapport aux autres.

La perméabilité : Pour la détermination de la perméabilité, on utilise le triangle de l'annexe 4.3 basé sur la corrélation entre la texture du sol et sa perméabilité.

Le Normographe de l'annexe 4.1 permet alors de trouver la valeur de k.

c) Les facteurs topographiques : L.S

Le graphique porté à l'annexe 4.2 permet de déterminer le produit des facteurs L et S à partir de la pente moyenne du bassin versant et de sa longueur. Les facteurs L et S caractérisent respectivement l'effet de la longueur de pente et celui de la pente.

d) Le facteur agronomique : C

Le facteur C permet de tenir compte du fait que les pluies agissent plus sur un sol nu que sur un sol couvert. Roose a calculé les valeurs de C pour plusieurs couverts végétaux en Afrique de l'Ouest ; mais en milieu urbain, raisonnablement C n'a pas une grande influence; puisqu'il n'y a presque pas de couverture végétale. Sa valeur peut donc être prise égale à l'unité.

e) Le facteur des aménagements anti-érosifs : P

Le facteur P est défini comme le rapport entre les pertes en terre d'un bassin versant sur lequel on applique des pratiques de protection et celles d'un bassin versant non protégé.

1.5.2 Application de l'équation de WISCHMEIER au bassin versant étudié :

Valeur de R : Les courbes IDF de la région de Dakar [7] donne pour une pluie de durée 30 mn sur une période de retour T=1année, un intensité de 50 mm/h ; valeur que nous prenons dans la formule.

$$E_g = 11.9 + 8.73 \text{LOG}(50)$$

$$E_g = 26.73 \text{J} / \text{m}^2$$

On a alors : $R = \frac{26.73 \times 50 \cdot 10^{-3}}{100}$ soit $R = 1.337\%$

Valeur de K : Les analyses que nous avons effectuées sur les échantillons prélevés sur le bassin versant donnent :

- ✓ % de limon+sable fin =10.39 %
- ✓ % de sable =84.03%,
- ✓ teneur en matière organique= 4%.
- ✓ L'annexe 4.3 donne alors zone B : zone perméable. Ce qui correspond sur l'annexe 4.1 à la valeur 4.
- ✓ Pour le sable, la structure =4 [8].

Une fois tous ces paramètres déterminés, il suffit de faire les lectures sur l'abaque de l'annexe 4.1 pour déterminer la valeur de k. Ces cinq paramètres nous donne la valeur de k : $K = 0.15$.

- **Valeur de L.S :** Le bassin versant sur le quel nous appliquons la formule a une pente moyenne de 0.5% (levées topographique de INGETEC) et nous prenons une longueur de 100 m. On a avec l'abaque de l'annexe 4.2 : $L.S = 0.125$.
- **Valeur de C :** $C=1$ pour les raisons précédemment citées.
- **Valeur de P :** Aucun type de stabilisation n'est effectué sur le bassin versant par conséquent $P=1$

Ces différents facteurs permettent de trouver A : $A = 2.24 * 1.34 * 15 * 0.125 * 1 * 1$

$$A=5.63 \text{ t/ha}$$

Les taux de pertes de sol sont regroupés en cinq classes de tolérable à grave. Le taux de 5.63 t/ha correspond à un taux faible. Le sable que nous avons analysé à une masse volumique en vrac de 1600 kg/m^3 ; cela équivaut donc à 3.52 m^3 . Si on considère un canal rectangulaire $1\text{m} \times 1\text{m} \times 20\text{m}$, cette quantité de sable produirait un taux d'ensablement de près de 20% ; ce qui réduirait le débit à 80%.

2 Etude théorique de la décantation :

L'une des principales causes de l'ensablement du réseau est le dépôt par décantation, dans les canalisations ou les ouvrages annexes des particules solides. L'étude de ce phénomène revêt donc un caractère primordial.

2.1 Définition :

On parle de décantation lorsqu'il y a séparation par différence de gravité, de produits non miscibles, dont l'un au moins est liquide. C'est la séparation, sous l'action de la pesanteur, des particules solides du liquide qui les contient.

2.2 Types de décantation :

Suivant la nature des particules solides, grenues ou floculées, on distingue deux principaux types de décantation : la décantation libre, pour les particules grenues et la décantation diffuse pour les particules floculées. Les particules grenues décantent indépendamment les unes des autres et avec une vitesse de chute qui croît jusqu'à une valeur limite très rapidement atteinte. Les particules floculées résultent de l'agglomération de particules et ont des vitesses de chute fonction de la taille des floes. Le sable étant considéré comme une particule grenue, nous ne nous intéresserons, dans la suite, qu'à la décantation libre.

2.3 Vitesse de chute des particules en décantation libre :

Cette décantation est caractérisée par le fait que les particules conservent leurs propriétés physiques (forme, dimension, densité) au cours de leur chute. Elle peut s'interpréter à partir de deux principales théories qui font intervenir : soit la formule de STOKES, soit celle de NEWTON. Dans les expressions qui seront établies par la suite, les notations suivantes sont utilisées :

D : diamètre de la particule en m

ρ_p : masse volumique absolue de la particule en kg/m^3

ρ_e : masse volumique de l'eau en kg/m^3

g : intensité de la pesanteur en m/s^2

η : viscosité dynamique en N.s/m^2

v_{cp} : vitesse de chute de la particule en m/s

2.3.1 Théorie basée sur la formule de STOKES :

Hypothèses : régime laminaire, particule sphérique, absence de coalescence, décantation libre.

Considérons une particule en chute dans l'eau, figure 3.

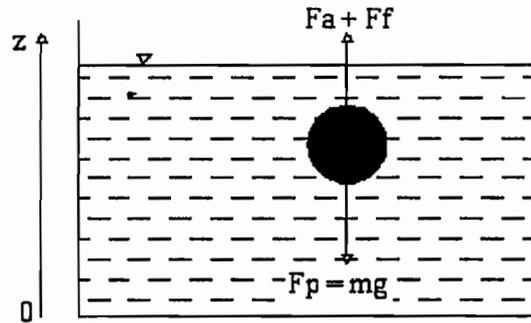


Figure 3 : forces exercées sur la particule en chute selon STOKES

Selon STOCKES, cette particule est soumise à son poids, à la poussée d'Archimède et aux forces de frottements. Le principe fondamental de la dynamique permet d'écrire : $\sum \vec{F} = m\vec{a}$

Exprimons toutes les forces en présence :

Poids de la particule : $\vec{F}_p = m\vec{g}$ avec m_p masse de la particule

Soit en assimilant la particule à une sphère de rayon R : $F_p = \frac{4}{3}\pi R^3 \rho_p g$

Poussée d'Archimède : $\vec{F}_a = m_p V_{im}$ avec V_{im} volume de liquide déplacé.

Soit en assimilant la particule à une sphère de rayon R : $F_a = \frac{4}{3}\pi R^3 \rho_e g$

Force de frottement : $F_f = 6\pi\eta R V_{cp}$

Le principe fondamental de la dynamique devient : $\vec{F}_p + \vec{F}_a + \vec{F}_f = m\vec{a} = m \frac{dV_{cp}}{dt}$

La projection suivant OZ donne : $-F_p + F_a + F_f = -ma = -m \frac{dV_{cp}}{dt}$

Soit $-\frac{4}{3}\pi R^3 \rho_p g + \frac{4}{3}\pi R^3 \rho_e g + 6\pi\eta R V_{cp} = -m \frac{dV_{cp}}{dt}$

Or nous avons fait l'hypothèse selon la quelle les particules décanent avec une vitesse limite

constante : Donc $\frac{dV_{cp}}{dt}=0$ Il vient alors que : $-\frac{4}{3}\pi R^3 \rho_p g + \frac{4}{3}\pi R^3 \rho_e g + 6\pi\eta R V_{cp} = 0$

Par suite : $V_{cp} = \frac{2R^2(\rho_p - \rho_e)g}{9\eta}$

Soit D le diamètre de la particule ; $D=2R$

On peut alors écrire : $V_{cp} = \frac{1}{18} \frac{D^2(\rho_p - \rho_e)g}{\eta}$ (4.2.1)

Cette équation établie avec la théorie de STOKES est appelé loi de STOKES et n'est valable que dans les limites des hypothèses de STOKES posées au début.

2.3.2 Théorie basée sur la formule de NEWTON :

Newton utilise la force de traînée en lieu et place de la force de frottement utilisée par Stokes et adopte le même raisonnement que ce dernier. Considérons encore notre particule en chute dans le fluide (voir figure 3). En plus de son poids et de la poussée d'Archimède dont les expressions ont été établies dans la Théorie de STOKES, la particule est soumise à la force de traînée.

- Force de traînée : $\vec{F}_t = \frac{1}{2} C S \rho_e V_{cp}^2$ avec C le coefficient de traînée

S est la section de la particule normale au mouvement : $S = \pi R^2$

En projetant le principe fondamental de la dynamique sur OZ, avec les mêmes hypothèses que STOKES, on aboutit à l'expression de la vitesse de chute selon NEWTON.

$$V_{cp}^2 = \frac{4D(\rho_p - \rho_e)g}{3C\rho_e} \quad (4.2.2)$$

Détermination de C :

Le coefficient de traînée C est fonction du nombre de Reynolds de chute R_{ew} et de la forme de la particule. Le nombre de Reynolds de chute est défini par la relation suivante :

$$R_{ew} = \frac{\rho_e V_{cp} D}{\eta} \quad (4.2.3)$$

Pour les particules sphériques, on peut estimer la valeur du coefficient de traînée.

- **Re_w < 1** : $C = \frac{24}{Re_w} = \frac{24\eta}{\rho_e V_{cp} D}$ Portons la valeur de C dans l'équation (4.2.2), on a alors :

$$V_{cp}^2 = \frac{4 D (\rho_p - \rho_e) g}{3 \rho_e} \frac{\rho_e V_{cp} D}{24 \eta} \quad \text{On en déduit que : } V_{cp} = \frac{1}{18} \frac{D^2 (\rho_p - \rho_e) g}{\eta} \quad (4.2.4)$$

On retrouve l'équation (4.2.2), c'est à dire la loi de Stokes.

- **Re_w > 1000** : C=0.5 (constante) Portant la valeur de C dans l'équation (4.2.2) on a :

$$V_{cp}^2 = \frac{2 (\rho_p - \rho_e) D g}{3 \rho_e} \quad (4.2.5)$$

- **Re_w compris entre 1 et 1000**

On est dans la zone de transition entre le régime laminaire et le régime turbulent. La loi reliant C et Re_w est plus complexe mais peut être approximé par la relation suivante.

$$C = \frac{24}{Re_w} + \frac{3}{\sqrt{Re_w}} + 0.34 = \frac{24\eta}{\rho_e V_{cp} D} + \frac{3}{\sqrt{\frac{\rho_e V_{cp} D}{\eta}}} + 0.34 \quad (4.2.6)$$

Portons la valeur de C dans l'équation (4.2.2)

$$V_{cp}^2 = \frac{4 D (\rho_p - \rho_e) g}{3 C \rho_e} \times \frac{1}{\frac{24\eta}{\rho_e V_{cp} D} + \frac{3}{\sqrt{\frac{\rho_e V_{cp} D}{\eta}}} + 0.34} \quad (4.2.7)$$

La démarche de calcul suggérée est la suivante :

Supposer Re_w < 1 et calculer V_{cp1} à l'aide de l'équation (4.2.4)

- ✓ Vérifier l'hypothèse :
 - si elle est vrai, ok ;
 - sinon :
- ✓ Si Re_w > 1000, calculer v_{cp1} avec (4.2.5)
- ✓ Si Re_w est compris entre 1 et 1000, faire une itération avec (4.2.7) en calculant V_{cp2} ; et en comparant V_{cp1} et V_{cp2}, on peut se prononcer sur la convergence.

2.3.3 Correction de la vitesse de chute :

a) Particules de grande taille :

Les formules de calcul de la vitesse de chute proposées par Stokes et Newton ont été obtenues par une démarche purement théorique et ne tiennent pas compte des conditions réelles de chute des particules. Elles conduisent à des vitesses de chute excessives pour des diamètres de particules supérieures à 0.2 mm. Alors Zanke a proposé une relation empirique de calcul de la vitesse de chute des particules de diamètres supérieur à 0.2 mm. La formule de Zanke est donnée par :

$$V_{cp} = \frac{100}{9D} (\sqrt{1+157D^3} - 1) \quad (4.2.7)$$

D (m) : diamètre de la particule

f) Non sphéricité des grains :

Dans toutes les équations établies, nous avons supposé des particules sphériques. En réalité, cette hypothèse est rarement vérifiée dans la pratique, même si les particules de sable sont plus ou moins arrondies. Pour tenir compte de la non sphéricité des grains, on a recours au coefficient volumétrique C_v qui est le rapport entre le volume du grain considéré et le volume de la sphère circonscrite de diamètre D, D étant la plus grande dimension du grain :

$$C_v = \frac{V_g}{V_s} \quad \text{donc} \quad V_g = C_v V_s$$

V_g : volume du grain.

V_s : volume de la sphère circonscrite.

L'expression de la vitesse de chute devient : $V_{cp} = \frac{2}{9} \frac{R^2 (\rho_p - \rho_e) g}{\eta} C_v$ (4.2.8)

Il faudra donc multiplier la valeur de V_{cp} dans les équations (4.2.1), (4.2.4) et (4.2.6) par le coefficient volumétrique C_v . Pour les sables C_v est proche de 1 puisqu'ils sont plus ou moins arrondis. Nous prendrons dans la suite $C_v = 0.9$.

g) Influence de la vitesse horizontale :

Pour déterminer la vitesse de chute des particules, nous avons supposé qu'elles ne sont soumises à aucun déplacement horizontal. Or en réalité, que ce soit dans les regards, ou dans les

collecteurs, les particules sont entraînées par un flux. Elles possèdent donc une vitesse horizontale qui tend à réduire la vitesse de chute ; de la quelle il faudra donc retrancher la quantité αV_h où $\alpha = \frac{0.142}{\sqrt{h}}$ est le facteur de réduction ; V_h est la vitesse horizontale et h la hauteur du bassin ou du collecteur.

2.3.4 Calcul et interprétation de la vitesse de chute :

Vu les équations posées, les seules inconnues de la vitesse de chute sont le diamètre D et la masse volumique des particules. D se détermine sur la courbe granulométrique de l'échantillon alors que ρ_p est obtenu par une simple mesure du poids spécifique de l'échantillon.

a) Détermination de D :

Comme il y a des particules de différents diamètres dans le flot, on ne peut pas considérer tous les diamètres. On prendra pour D une valeur représentative de l'échantillon. Plusieurs auteurs recommandent D_{50} comme valeur à prendre. D_{50} correspondant au diamètre du tamis qui laisse passer 50% de la masse de l'échantillon. Il se détermine sur la courbe granulométrique. La moyenne des essais que nous avons effectués donne $D_{50} = 0.4$ mm.

b) Détermination de ρ_p :

Sur les mêmes échantillons que ci dessus on a mesuré le poids spécifique des grains. La moyenne des essais effectués donne $\rho_p = 2500$ kg/m³.

Le tableau suivant donne alors quelques vitesses de chute pour des diamètres de particules donnés.

Vitesse de chute de quelques taille de particule (mm/s)					
Hypothèses		D(mm)	STOCKES	Correction Cv	ZANKE
ρ_p (kg/m ³)	2500	0.1	8.16	7.34	8.40
ρ_e (kg/m ³)	1000	0.2	32.63	29.37	27.89
η (à 20°)	1.002E-06	0.34	94.31	84.88	54.83
g (m/s ²)	9.81	0.4	130.54	117.49	64.55
Cv	0.9	1	815.87	734.28	128.55

Tableau 9 : vitesse de chute de quelques particules

c) Interprétation de vcp :

Les eaux de ruissellement par le mécanisme de l'érosion des bassins versants, se chargent et entraînent des particules de sable dans le réseau. La vitesse de chute également appelée vitesse de sédimentation est la vitesse minimale qu'un écoulement doit avoir pour transporter, plutôt que déposer des sédiments. Deux questions se posent alors. Il est vrai que si la vitesse de l'écoulement est plus grande que celle de dépôt, les granulats continuent vers l'aval ; mais jusqu'à quelle distance ? Quelle vitesse faudra t il alors donnée au flot pour éviter que les particules qu'il transporte ne se déposent sur une distance L ?

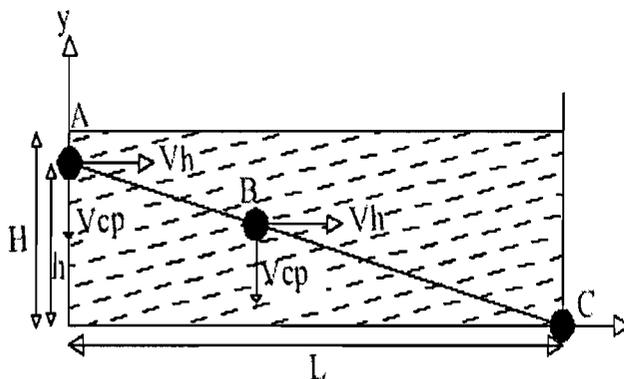
2.3.5 Application de la vitesse de chute des particules :

Tout l'intérêt de la vitesse de chute des particules réside dans la réponse à ces deux précédentes questions. Réponses qui trouvent leur application dans deux cas. Elle intervient d'une part, lors du dimensionnement des dessableurs, ouvrages destinés à la rétention des particules de sables, notamment dans le calcul de la longueur. D'autre part, pour une longueur de collecteur donnée, elle permet de connaître la vitesse minimale à y maintenir pour y éviter des dépôts de sable.

a) Calcul de la longueur d'un dessableur :

Les dessableurs sont des bassins conçus pour retenir les particules de sable d'une certaine granulométrie. La longueur L d'un dessableur devrait être de telle sorte que, une particule de vitesse de chute V_{cp} , animé d'une vitesse horizontale V_h , entrée à un niveau h du dessableur, y décante.

Considérons le dessableur représenté ci dessous et une particule pénétrant à un niveau h quelconque.



- Q : débit entrant dans le dessableur
- l : largeur
- L : longueur
- H : hauteur
- V_h : vitesse horizontale
- V_{cp} : vitesse de chute des particules
- St : section transversale
- Sh : section horizontale

Figure 4 : Longueur d'un dessableur

Le débit d'eau entrant dans le bassin est donné par la relation suivante : $Q = V_h S_t$

On en déduit que : $V_h = \frac{Q}{S_t}$ soit puisque $S_t = Hl$; $V_h = \frac{Q}{Hl}$

A tout instant, la particule est repérée par ses coordonnées :

$$X = V_h t = \frac{Q}{Hl} t \quad Y = h - V_{cp} t$$

Si à la date t_1 , la particule arrive en C (la particule décante)

$$X = \frac{Q}{Hl} t_1 = L \quad Y = h - V_{cp} t_1 = 0$$

On en déduit les valeurs de t_1 : $t_1 = \frac{HlL}{Q}$ et $t_1 = \frac{h}{V_{cp}}$

En égalant les deux expressions donnant t on a : $\frac{HlL}{Q} = \frac{h}{V_{cp}}$

$$\text{De là on tire } L : L = \frac{Q}{Hl} \frac{h}{V_{cp}} = \frac{V_h}{V_{cp}} h \quad (4.2.9)$$

Cette formule très importante sert au dimensionnement des dessableurs. Elle montre que la longueur à donner au dessableur dépend d'une part de la vitesse de chute des particules qui y séjournent. Plus cette vitesse est grande, moins la longueur nécessaire à la décantation des particules sera importante. D'autre part, de la vitesse horizontale du flux ; la longueur augmentant avec la vitesse du flux ; on a intérêt à ralentir l'écoulement pour favoriser la décantation. On admet généralement pour valeur de $v_h = 0.3$ m/s dans les dessableurs.

b) Vitesse minimale du flot :

Le raisonnement ne diffère de celui du dessableur que par l'influence de la pente.

Considérons le collecteur représenté ci après avec les mêmes notations qu'à la figure 3.

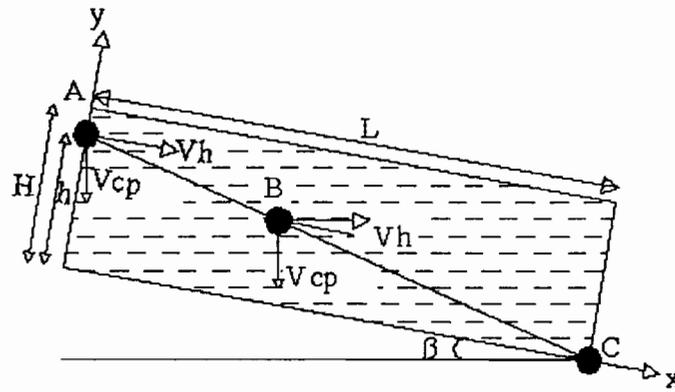


Figure 5 : vitesse minimale du flot

A tout instant, la particule est repérée par ses coordonnées :

$$X = V_h t \cos \beta + V_{cp} t \sin \beta \quad Y = h - V_{cp} t \cos \beta + V_h \sin \beta$$

Si à une date t_1 , la particule arrive en c (la particule décante)

$$X = V_h t \cos \beta + V_{cp} t \sin \beta = L \quad Y = h - V_{cp} t \cos \beta + V_h \sin \beta = 0$$

De là on tire les expressions de t : $t_1 = \frac{L}{V_h \cos \beta + V_{cp} \sin \beta}$ et $t_1 = \frac{h}{V_{cp} \cos \beta - V_h \sin \beta}$

En égalant les deux expressions de t_1 on a : $\frac{L}{V_h \cos \beta + V_{cp} \sin \beta} = \frac{h}{V_{cp} \cos \beta - V_h \sin \beta}$

$$\text{Alors } V_h = V_{cp} \frac{L \cos \beta - h \sin \beta}{L \sin \beta + h \cos \beta} \quad (4.2.10)$$

V_h est la vitesse minimale à maintenir dans le collecteur pour éviter le dépôt des particules de vitesse de chute V_{cp} , entrées à un niveau h , sur la longueur L . Autrement dit, pour éviter que les particules de vitesses de chute V_{cp} , entrées à un niveau h , ne se déposent sur L , il faut qu'elles soient animées d'une vitesse au moins égale à V_h . Il est cependant difficile de vouloir transporter toutes les tailles de particule. On se fixe un seuil représentative du bassin versant drainé. Au cas où cette vitesse minimale du flot n'est pas atteinte, le concepteur devra s'assurer d'une charge suffisante pour assurer l'auto curage du collecteur. Il peut aussi prévoir d'implanter des ouvrages spéciaux comme les regards de décantation pour que les particules s'y déposent plutôt dans les collecteurs.

3 Paramètres influents sur l'ensablement :

Parmi les paramètres influents sur l'ensablement il convient de distinguer ceux en amont du réseau et relatifs à l'érosion des bassins versants et ceux en aval relatifs à la décantation des particules dans le réseau.

3.1 Paramètres liés à l'érosion des bassins versants :

Ces paramètres sont d'une première importance car il est évident que plus la quantité de sol érodée est importante, plus l'ensablement l'est aussi. Autrement dit il sera plus difficile d'éviter les dépôts dans le réseau.

3.1.1 Intensité et durée des pluies :

Lorsqu'on considère le mécanisme de l'érosion hydrique, on constate que l'une des actions essentielles exercées par les précipitations atmosphériques consiste en la formation des éléments fins qui deviendront susceptibles d'être entraînés par l'eau. Il est bien évident que, compte tenu de la désagrégation de sols, le détachement sera d'autant plus considérable que l'énergie cinétique des gouttes de pluie sera elle-même plus élevée. Celle-ci dépend de la taille et de la vitesse de chute des gouttes. Or cette taille et cette vitesse sont d'autant plus grandes que les pluies sont plus intenses. Plus l'intensité est grande, plus l'effet de battage du sol est prononcé d'où : la dégradation du sol, libération des particules fines, l'obstruction de la porosité de surface et la diminution de la capacité d'infiltration, donc augmentation du ruissellement.

3.1.2 La pente :

C'est un des facteurs les plus importants de l'érosion des sols. Sur les pentes raides le phénomène de transport par « splash », choc des gouttes d'eau, devient non négligeable. La quantité d'eau retenue dans les dépressions de surface est plus faible. Il s'en suit un débit de ruissellement avancé et un accroissement de la vitesse de ruissellement.

3.1.3 Stabilisation des bassins versants :

Le taux de stabilisation du bassin versant influence sur le taux d'ensablement du réseau. Les sols à substrat meuble sont plus exposés à l'érosion ; par contre une surface protégée par un revêtement présente une érosion nulle et un ruissellement maximal. De même, la végétation intercepte les gouttes de pluie, diminue la vitesse de ruissellement, augmente la porosité et la rétention d'eau.

3.2 Paramètres liés aux caractéristiques des particules :

L'examen des différentes équations donnant la vitesse de chute de la particule permet de tirer la conclusion suivante : la vitesse de chute des particules est proportionnelle aux diamètres, à la masse volumique (de la particule et du liquide) et à l'accélération de la pesanteur tandis qu'elle est inversement proportionnelle à la viscosité dynamique du liquide. La granulométrie est donc une donnée très importante de l'ensablement de même que la masse volumique. En effet, la granulométrie intervient dans l'estimation de la quantité de sol érodé et la masse volumique dans l'estimation de la contrainte de cisaillement à partir de laquelle les particules se mettent en mouvement.

3.3 Paramètres liés aux caractéristiques du réseau :

3.3.1 Section de l'écoulement :

Le gabarit des ouvrages influe beaucoup sur le taux d'ensablement. En parcourant les rapports des opérations d'entretien du réseau on se rend compte que les plus forts taux ont été rencontrés dans les ouvrages de grandes dimensions. Ceci s'explique par le fait que ces ouvrages servent d'exutoire aux collecteurs secondaires qui après un parcours plus ou moins long draine une quantité importante de sable. De même la vitesse dans ces collecteurs devient faible.

3.3.2 La vitesse et la pente de l'écoulement :

Nous avons montré que la vitesse minimale à entretenir pour éviter le dépôt des particules de vitesse de chute V_{cp} sur une distance L est donnée par :

$$V_h = V_{cp} \frac{L \cos \beta - h \sin \beta}{L \sin \beta + h \cos \beta}$$

Par ailleurs, la vitesse d'écoulement est donnée par :

$$V = k_s \left[\frac{R}{2} \right]^{2/3} I^{1/2}$$

Ces deux relations nous ont permis de tracer les courbes de la figure 6 suivantes. Elle montre la relation existante entre la vitesse de chute des particules, la vitesse d'écoulement et la vitesse d'auto curage. Au delà de l'intersection entre la vitesse minimale et la vitesse d'écoulement, le dépôt de particules n'est pas à craindre.

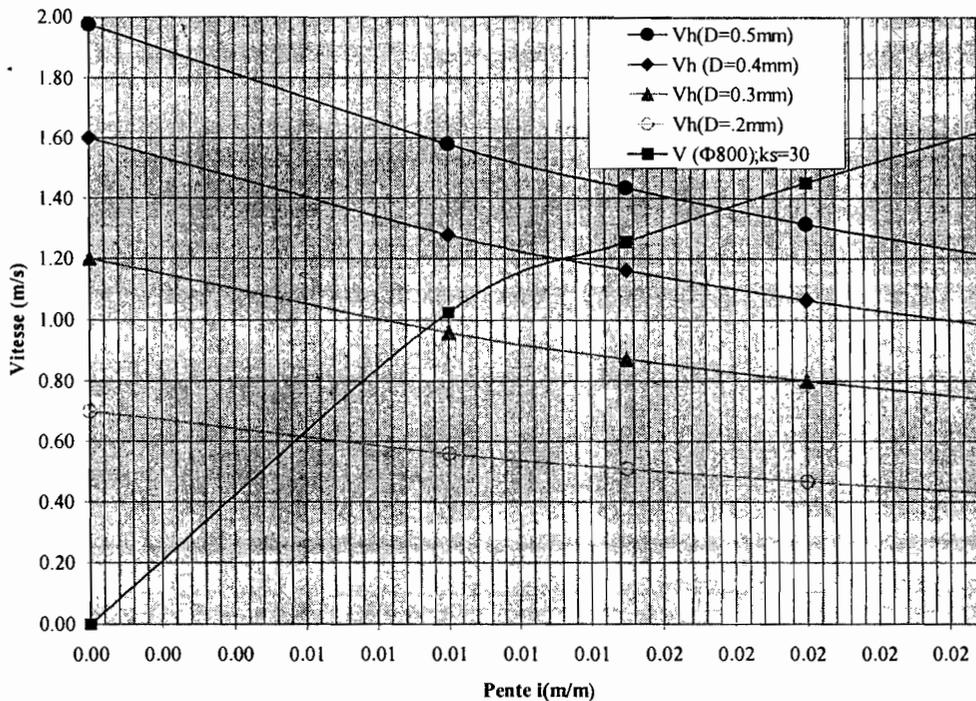


Figure 6: Variation de la vitesse minimale du flot en fonction de la pente

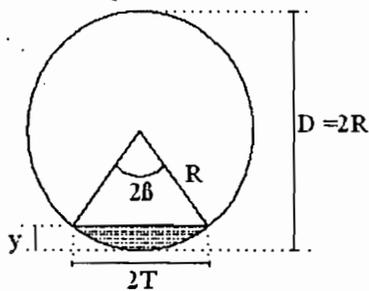
4 Variation des paramètres d'écoulement en fonction du taux d'ensablement :

Nous avons montré, dans les parties précédentes, que le sable qui entre dans le réseau se décante suivant des lois établies. Cette décantation du sable affecte le réseau de plusieurs façons notamment par une modification des conditions d'écoulement (section mouillée, vitesse, rayon hydraulique, débit, périmètre mouillé). On se propose de voir à présent, l'influence du taux d'ensablement sur les paramètres d'écoulement. Autrement dit, comment varient les paramètres hydrauliques avec le taux d'ensablement. Cette étude ne peut se faire sans que l'on ait posé au préalable certaines hypothèses qui sont soit indispensables à l'application des formules soit découlent de l'impossibilité de tenir en compte certains phénomènes.

- b) même si le sable est imbibé, nous supposons qu'il est plus ou moins compact pour que l'écoulement se fasse dessus.
- c) Le coefficient de Manning reste constant dans la conduite initiale et celle ensablée.
- d) L'écoulement occupe toute la section de la conduite non ensablée.
- e) Le sable est uniformément réparti dans la conduite.

4.1 Cas des collecteurs circulaires :

Considérons le collecteur ci dessous avec une couche de sable d'épaisseur y



y : épaisseur de sable dans le collecteur

$D=2R$: diamètre du collecteur.

Le taux d'ensablement est donné par : $\tau = \frac{y}{D} = \frac{y}{2R}$

Figure 7 : collecteur circulaire

La procédure adoptée comprend les étapes suivantes :

On fait varier le taux d'ensablement τ de 0 à 100%

On calcul $y = \tau D = 2R\tau$

Calcul de β

Pour $y < R$: On a $\cos\beta = \frac{R-y}{R} = \frac{R-2R\tau}{R} = 1-2\tau$ Donc $\beta = \arccos(1-2\tau)$

Pour $y > R$: On a $\cos\beta = \frac{y-R}{R} = \frac{2R\tau-R}{R} = 2\tau-1$ Donc $\beta = \arccos(2\tau-1)$

Calcul de T

Pour $y < R$: On a $R^2 = (R-y)^2 + T^2$ Donc $T = \sqrt{R^2 - (R-y)^2}$

Pour $y > R$: on a $R^2 = (y-R)^2 + T^2$ Donc $T = \sqrt{R^2 - (y-R)^2}$

Calcul du périmètre mouillé :

$P = 2\pi R - R(2\beta) + 2T = 2R(\pi - \beta) + 2T$ Pour $y < R$

$P = R(2\beta) + 2T = 2R\beta + 2T$ Pour $y > R$

On en déduit $\frac{P}{P_{\max}}$ avec $P_{\max} = 2\pi R$

Calcul de la section mouillée :

$$S = \pi R^2 - \beta R^2 + T(R-y) \quad \text{Pour } y < R$$

$$S = \beta R^2 - T(y-R) \quad \text{Pour } y > R$$

On en déduit $\frac{S}{S_{\max}}$ avec $S_{\max} = \pi R^2$

Calcul du rayon hydraulique : $R_h = \frac{S}{P}$

Calcul du débit par la formule de Manning Strickler :

$$Q = k_s S R_h^{2/3} I^{1/2} \quad \text{On en déduit } \frac{Q}{Q_{\max}} \text{ avec } Q_{\max} = \max \text{ des } Q$$

K_s : coefficient de Manning

S : Section mouillée

P : périmètre mouillé

R_h : Rayon hydraulique

I : pente

Calcul de la vitesse : $V = \frac{Q}{S}$ On en déduit $\frac{V}{V_{\max}}$ avec $V_{\max} = \max \text{ des } V$

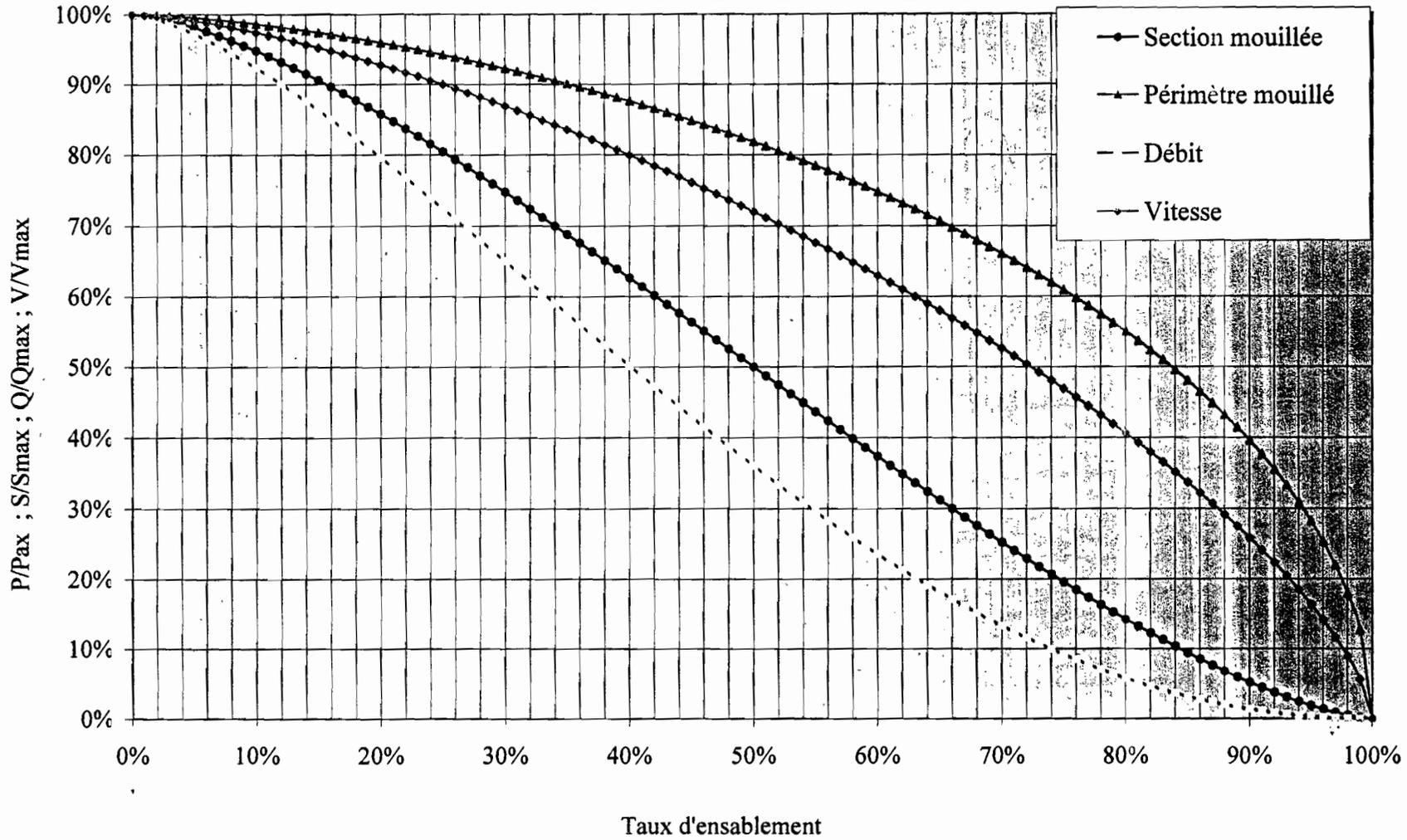
Les résultats sont consignés au tableau 10 et ont permis de tracer les courbes de la figure 9.

Contribution à l'amélioration du réseau d'assainissement pluvial de Dakar : cas de l'ensablement

		Conduite Φ										
		800	70	I	R							
				0.003	400							
τ	y (m)	β (rad)	T (m)	P (m)	P/Pmax	S (m ²)	S/Smax	Rh	Q (m ³ /s)	Q/Qmax	V (m/s)	
0.0%	0	0.00	0.000	2.513	100.0%	0.503	100.0%	0.200	0.6591	100.00%	1.311	
2.0%	0.016	0.28	0.112	2.510	99.9%	0.500	99.5%	0.199	0.6544	99.29%	1.308	
4.0%	0.032	0.40	0.157	2.505	99.7%	0.496	98.7%	0.198	0.6459	98.00%	1.302	
6.0%	0.048	0.49	0.190	2.497	99.4%	0.490	97.6%	0.196	0.6351	96.36%	1.295	
8.0%	0.064	0.57	0.217	2.489	99.0%	0.484	96.3%	0.194	0.6225	94.45%	1.287	
10.0%	0.08	0.64	0.240	2.478	98.6%	0.476	94.8%	0.192	0.6086	92.33%	1.277	
12.0%	0.096	0.71	0.260	2.467	98.2%	0.468	93.2%	0.190	0.5934	90.03%	1.267	
14.0%	0.112	0.77	0.278	2.455	97.7%	0.460	91.5%	0.187	0.5773	87.59%	1.255	
16.0%	0.128	0.82	0.293	2.441	97.1%	0.451	89.7%	0.185	0.5603	85.02%	1.243	
18.0%	0.144	0.88	0.307	2.427	96.6%	0.441	87.8%	0.182	0.5427	82.34%	1.230	
20.0%	0.16	0.93	0.320	2.411	95.9%	0.431	85.8%	0.179	0.5245	79.58%	1.217	
22.0%	0.176	0.98	0.331	2.395	95.3%	0.421	83.7%	0.176	0.5058	76.75%	1.202	
24.0%	0.192	1.02	0.342	2.377	94.6%	0.410	81.5%	0.172	0.4868	73.86%	1.188	
26.0%	0.208	1.07	0.351	2.359	93.9%	0.399	79.3%	0.169	0.4675	70.93%	1.172	
28.0%	0.224	1.12	0.359	2.340	93.1%	0.387	77.1%	0.166	0.4480	67.97%	1.156	
30.0%	0.24	1.16	0.367	2.319	92.3%	0.376	74.8%	0.162	0.4283	64.99%	1.140	
32.0%	0.256	1.20	0.373	2.298	91.4%	0.364	72.4%	0.158	0.4086	61.99%	1.123	
34.0%	0.272	1.25	0.379	2.275	90.5%	0.352	70.0%	0.155	0.3889	59.00%	1.105	
36.0%	0.288	1.29	0.384	2.252	89.6%	0.340	67.6%	0.151	0.3692	56.01%	1.087	
38.0%	0.304	1.33	0.388	2.227	88.6%	0.327	65.1%	0.147	0.3496	53.04%	1.068	
40.0%	0.32	1.37	0.392	2.202	87.6%	0.315	62.6%	0.143	0.3302	50.10%	1.049	
42.0%	0.336	1.41	0.395	2.175	86.5%	0.302	60.1%	0.139	0.3110	47.19%	1.029	
44.0%	0.352	1.45	0.397	2.147	85.4%	0.290	57.6%	0.135	0.2921	44.32%	1.008	
46.0%	0.368	1.49	0.399	2.118	84.3%	0.277	55.1%	0.131	0.2735	41.49%	0.988	
48.0%	0.384	1.53	0.400	2.088	83.1%	0.264	52.5%	0.126	0.2552	38.72%	0.966	
50.0%	0.4	1.57	0.400	2.057	81.8%	0.251	50.0%	0.122	0.2373	36.00%	0.944	
52.0%	0.416	1.53	0.400	2.024	80.5%	0.239	47.5%	0.118	0.2198	33.35%	0.922	
54.0%	0.432	1.49	0.399	1.990	79.2%	0.226	44.9%	0.113	0.2028	30.78%	0.898	
56.0%	0.448	1.45	0.397	1.955	77.8%	0.213	42.4%	0.109	0.1863	28.27%	0.875	
58.0%	0.464	1.41	0.395	1.918	76.3%	0.200	39.9%	0.104	0.1704	25.85%	0.850	
60.0%	0.48	1.37	0.392	1.879	74.8%	0.188	37.4%	0.100	0.1550	23.52%	0.825	
62.0%	0.496	1.33	0.388	1.839	73.2%	0.175	34.9%	0.095	0.1402	21.27%	0.800	
64.0%	0.512	1.29	0.384	1.798	71.5%	0.163	32.4%	0.091	0.1260	19.12%	0.774	
66.0%	0.528	1.25	0.379	1.754	69.8%	0.151	30.0%	0.086	0.1125	17.07%	0.747	
68.0%	0.544	1.20	0.373	1.708	68.0%	0.139	27.6%	0.081	0.0997	15.12%	0.719	
70.0%	0.56	1.16	0.367	1.661	66.1%	0.127	25.2%	0.076	0.0875	13.28%	0.690	
72.0%	0.576	1.12	0.359	1.611	64.1%	0.115	22.9%	0.072	0.0761	11.55%	0.661	
74.0%	0.592	1.07	0.351	1.558	62.0%	0.104	20.7%	0.067	0.0655	9.93%	0.630	
76.0%	0.608	1.02	0.342	1.502	59.8%	0.093	18.5%	0.062	0.0556	8.43%	0.599	
78.0%	0.624	0.98	0.331	1.444	57.5%	0.082	16.3%	0.057	0.0464	7.05%	0.566	
80.0%	0.64	0.93	0.320	1.382	55.0%	0.072	14.2%	0.052	0.0381	5.78%	0.533	
82.0%	0.656	0.88	0.307	1.316	52.4%	0.062	12.2%	0.047	0.0306	4.65%	0.498	
84.0%	0.672	0.82	0.293	1.245	49.5%	0.052	10.3%	0.042	0.0239	3.63%	0.461	
86.0%	0.688	0.77	0.278	1.169	46.5%	0.043	8.5%	0.037	0.0181	2.74%	0.423	
88.0%	0.704	0.71	0.260	1.086	43.2%	0.034	6.8%	0.031	0.0131	1.98%	0.382	
90.0%	0.72	0.64	0.240	0.995	39.6%	0.026	5.2%	0.026	0.0089	1.35%	0.339	
92.0%	0.736	0.57	0.217	0.893	35.5%	0.019	3.7%	0.021	0.0055	0.84%	0.293	
94.0%	0.752	0.49	0.190	0.776	30.9%	0.012	2.4%	0.016	0.0030	0.45%	0.242	
96.0%	0.768	0.40	0.157	0.636	25.3%	0.007	1.3%	0.011	0.0012	0.19%	0.185	
98.0%	0.784	0.28	0.112	0.451	17.9%	0.002	0.5%	0.005	0.0003	0.04%	0.117	
100.0%	0.8			0.000	0.0%	0.00000	0.0%	0.000	0.0000	0.00%	0.00000	

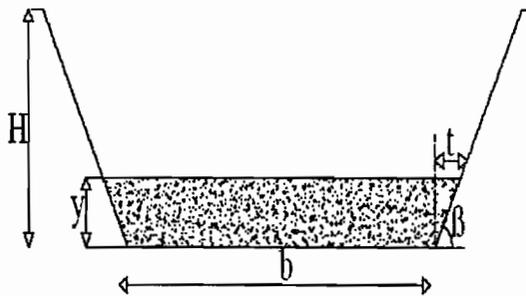
Tableau 10: Variations des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement 0.6591 Q_{max} 1.311 V_{max}

Figure 8 : Variation des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement:collecteur circulaire



4.2 Cas des collecteurs prismatiques :

Considérons le collecteur ci dessous :



y : épaisseur de sable dans le collecteur

H : hauteur d'eau dans le collecteur

Pente du talus : $m = \frac{1}{\tan \beta} = \frac{t}{y}$ et donc $t = m.y$

Le taux d'ensablement est donné par : $\tau = \frac{y}{H}$

Figure 9 : collecteur prismatique

La démarche suivie comprend les étapes suivantes :

On choisit des valeurs successives de τ de 0 à 100%

On calcul $y = \tau H$

Calcul du périmètre mouillé : On a $P = b + 2t + 2(H-y)\sqrt{1+m^2}$

On en déduit $\frac{P}{P_{max}}$ avec $P_{max} = b + 2H\sqrt{1+m^2}$

Calcul de la section mouillée :

$S = b(H-y) + m(H^2 - y^2)$ On en déduit $\frac{S}{S_{max}}$ avec $S_{max} = (b+T)H$

Calcul du rayon hydraulique $R_h = \frac{S}{P}$

Calcul du débit par la formule de Manning Strickler

$Q = k_s S R_H^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$ On en déduit $\frac{Q}{Q_{max}}$ avec $Q_{max} = \max \text{ des } Q$

K_s : coefficient de Manning

S: Section mouillée

R_H = : Rayon hydraulique

P : périmètre mouillé

I : pente

Calcul de la vitesse

$V = \frac{Q}{S}$ On en déduit $\frac{V}{V_{max}}$ avec $V_{max} = \max \text{ des } V$

Les résultats sont consignés au tableau 11 et ont permis de tracer les courbes de la figure 11.

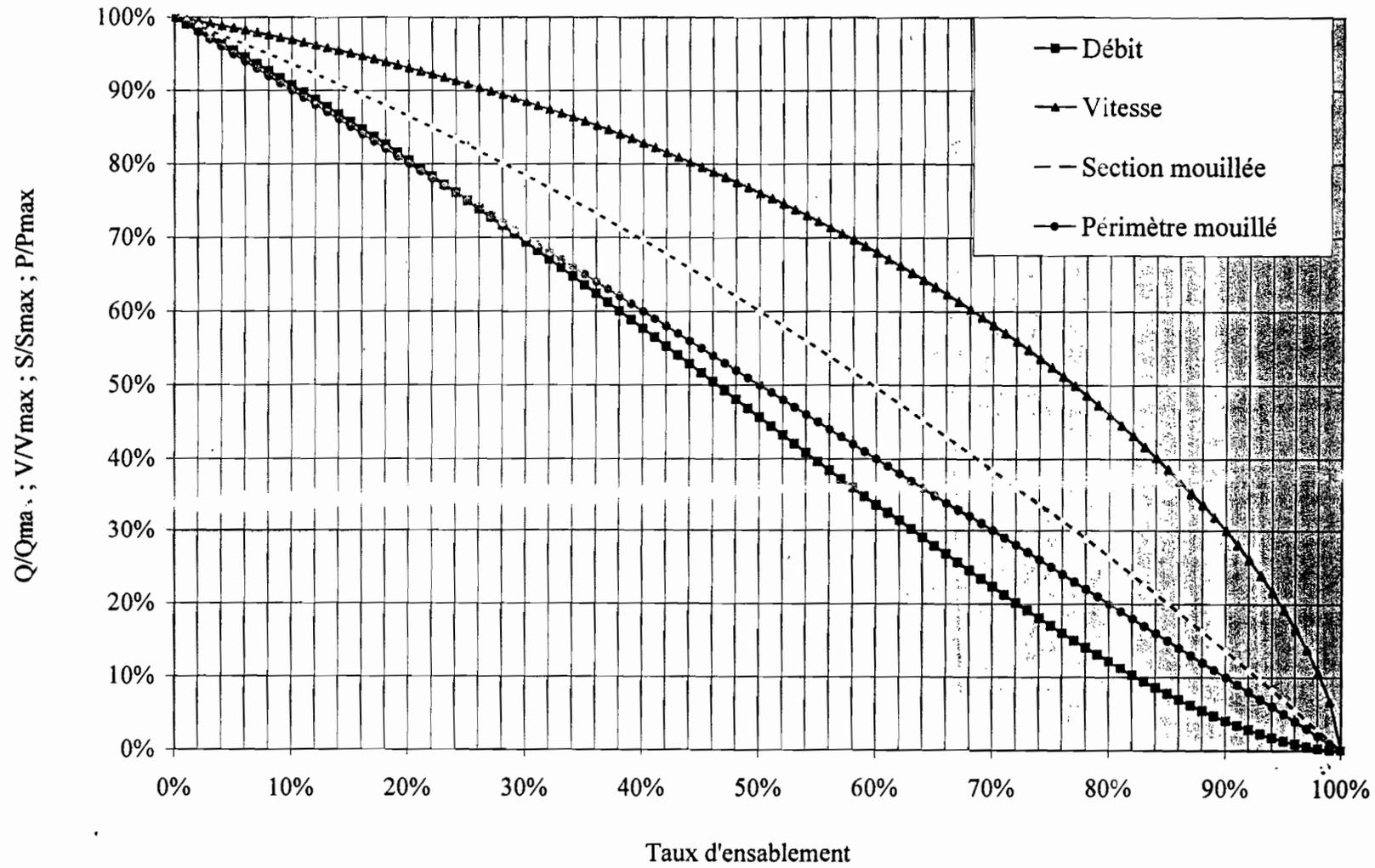
K	H	b	m	I
30	1	1.5	1	0.003

t	y	t	P	P/Pmax	S	S/Smax	Rh	Q	Q/Qmax	V
0.0%	0.00	0.00	4.33	100.00%	2.50	100.0%	0.58	2.85	100.00%	1.14
2.0%	0.02	0.02	4.31	98.00%	2.47	98.8%	0.57	2.80	98.23%	1.13
4.0%	0.04	0.04	4.30	96.00%	2.44	97.5%	0.57	2.75	96.42%	1.13
6.0%	0.06	0.06	4.28	94.00%	2.41	96.3%	0.56	2.69	94.56%	1.12
8.0%	0.08	0.08	4.26	92.00%	2.37	94.9%	0.56	2.64	92.66%	1.11
10.0%	0.10	0.10	4.25	90.00%	2.34	93.6%	0.55	2.58	90.72%	1.10
12.0%	0.12	0.12	4.23	88.00%	2.31	92.2%	0.55	2.53	88.74%	1.10
14.0%	0.14	0.14	4.21	86.00%	2.27	90.8%	0.54	2.47	86.72%	1.09
16.0%	0.16	0.16	4.20	84.00%	2.23	89.4%	0.53	2.41	84.67%	1.08
18.0%	0.18	0.18	4.18	82.00%	2.20	87.9%	0.53	2.35	82.57%	1.07
20.0%	0.20	0.20	4.16	80.00%	2.16	86.4%	0.52	2.29	80.44%	1.06
22.0%	0.22	0.22	4.15	78.00%	2.12	84.9%	0.51	2.23	78.28%	1.05
24.0%	0.24	0.24	4.13	76.00%	2.08	83.3%	0.50	2.17	76.09%	1.04
26.0%	0.26	0.26	4.11	74.00%	2.04	81.7%	0.50	2.10	73.87%	1.03
28.0%	0.28	0.28	4.10	72.00%	2.00	80.1%	0.49	2.04	71.62%	1.02
30.0%	0.30	0.30	4.08	70.00%	1.96	78.4%	0.48	1.98	69.34%	1.01
32.0%	0.32	0.32	4.06	68.00%	1.92	76.7%	0.47	1.91	67.04%	1.00
34.0%	0.34	0.34	4.05	66.00%	1.87	75.0%	0.46	1.84	64.72%	0.98
36.0%	0.36	0.36	4.03	64.00%	1.83	73.2%	0.45	1.78	62.38%	0.97
38.0%	0.38	0.38	4.01	62.00%	1.79	71.4%	0.44	1.71	60.02%	0.96
40.0%	0.40	0.40	4.00	60.00%	1.74	69.6%	0.44	1.64	57.64%	0.94
42.0%	0.42	0.42	3.98	58.00%	1.69	67.7%	0.43	1.57	55.26%	0.93
44.0%	0.44	0.44	3.96	56.00%	1.65	65.9%	0.42	1.51	52.86%	0.91
46.0%	0.46	0.46	3.95	54.00%	1.60	63.9%	0.40	1.44	50.46%	0.90
48.0%	0.48	0.48	3.93	52.00%	1.55	62.0%	0.39	1.37	48.05%	0.88
50.0%	0.50	0.50	3.91	50.00%	1.50	60.0%	0.38	1.30	45.64%	0.87
52.0%	0.52	0.52	3.90	48.00%	1.45	58.0%	0.37	1.23	43.24%	0.85
54.0%	0.54	0.54	3.88	46.00%	1.40	55.9%	0.36	1.16	40.84%	0.83
56.0%	0.56	0.56	3.86	44.00%	1.35	53.9%	0.35	1.10	38.45%	0.81
58.0%	0.58	0.58	3.85	42.00%	1.29	51.7%	0.34	1.03	36.07%	0.79
60.0%	0.60	0.60	3.83	40.00%	1.24	49.6%	0.32	0.96	33.71%	0.77
62.0%	0.62	0.62	3.81	38.00%	1.19	47.4%	0.31	0.89	31.37%	0.75
64.0%	0.64	0.64	3.80	36.00%	1.13	45.2%	0.30	0.83	29.06%	0.73
66.0%	0.66	0.66	3.78	34.00%	1.07	43.0%	0.28	0.76	26.78%	0.71
68.0%	0.68	0.68	3.77	32.00%	1.02	40.7%	0.27	0.70	24.53%	0.69
70.0%	0.70	0.70	3.75	30.00%	0.96	38.4%	0.26	0.64	22.33%	0.66
72.0%	0.72	0.72	3.73	28.00%	0.90	36.1%	0.24	0.57	20.17%	0.64
74.0%	0.74	0.74	3.72	26.00%	0.84	33.7%	0.23	0.51	18.07%	0.61
76.0%	0.76	0.76	3.70	24.00%	0.78	31.3%	0.21	0.46	16.02%	0.58
78.0%	0.78	0.78	3.68	22.00%	0.72	28.9%	0.20	0.40	14.04%	0.55
80.0%	0.80	0.80	3.67	20.00%	0.66	26.4%	0.18	0.35	12.14%	0.52
82.0%	0.82	0.82	3.65	18.00%	0.60	23.9%	0.16	0.29	10.32%	0.49
84.0%	0.84	0.84	3.63	16.00%	0.53	21.4%	0.15	0.24	8.59%	0.46
86.0%	0.86	0.86	3.62	14.00%	0.47	18.8%	0.13	0.20	6.97%	0.42
88.0%	0.88	0.88	3.60	12.00%	0.41	16.2%	0.11	0.16	5.46%	0.38
90.0%	0.90	0.90	3.58	10.00%	0.34	13.6%	0.09	0.12	4.08%	0.34
92.0%	0.92	0.92	3.57	8.00%	0.27	10.9%	0.08	0.08	2.85%	0.30
94.0%	0.94	0.94	3.55	6.00%	0.21	8.3%	0.06	0.05	1.79%	0.25
96.0%	0.96	0.96	3.53	4.00%	0.14	5.5%	0.04	0.03	0.92%	0.19
98.0%	0.98	0.98	3.52	2.00%	0.07	2.8%	0.02	0.01	0.29%	0.12
100.0%	1.00	1.00	3.50	0.00%	0.00	0.0%	0.00		0.00%	0.00

Qmax	Vmax
2.85	1.14

Tableau 11: Variations des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement

Figure 10: Variation des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement: collecteur prismatique



4.3 Interprétations :

4.3.1 Collecteurs circulaires :

Les paramètres de l'écoulement (débit, vitesse, section...) décroissent avec l'augmentation du taux d'ensablement. La relation $Q=V.S$ reste toujours conservée. Un taux d'ensablement de 20% réduit la capacité du réseau à 80% et un taux de 40% le réduit à 50%. Or d'après les rapports des opérations d'entretien du réseau le taux de 40% est souvent dépassé dans certains collecteurs. Ce qui fait que le réseau au lieu de fonctionner à 100% ne fonctionne plus qu'à 50% dans ces collecteurs.

4.3.2 Collecteurs prismatiques :

Comme pour les collecteurs circulaires, on note une décroissance des paramètres de l'écoulement en fonction du taux d'ensablement. Il faut aussi noter que ces paramètres sont beaucoup plus affectés dans le cas des collecteurs circulaires car pour un même taux d'ensablement : 40%, la réduction est respectivement de 50% et 40% dans les collecteurs circulaires et prismatiques.

Ceci s'explique par le fait que pour un même débit à évacuer, avec un même coefficient de Manning sous une même pente, le rayon hydraulique d'un canal prismatique est supérieur à celui d'un collecteur circulaire. L'ensablement affectant la section et le périmètre mouillés, l'effet est moins ressenti sur le canal prismatique.

4.4 Autres nuisances :

En plus de la réduction de la capacité du réseau, le sable déposé dans les conduites cause d'autres nuisances :

- surcharge des stations de traitements éventuels
- détérioration prématurée des pompes
- fixation de la végétation dans le lit des canaux à ciel ouvert
- augmentation de la rugosité par la formation d'irrégularités
- Obstruction des dispositifs d'admissions d'eau comme les grilles avaloirs.

La hauteur de sable dans les regards peut atteindre des proportions tel que les conduites avals soit en partie obstruées. Ce qui ralentit l'écoulement dans les conduites amonts et de proche en proche jusqu'à l'extérieur du réseau.

Chapitre V

PROPOSITION DE SOLUTIONS

Les insuffisances évoquées montrent que la solution des problèmes d'assainissement des eaux pluviales de Dakar nécessite la mise en œuvre conjuguée de mesures ressortant à la fois des domaines techniques, institutionnels, économiques et sociaux. L'ignorance de ces différents aspects est, assurément, une des causes premières des échecs constatés.

1 Solutions au problème spécifique de l'ensablement :

La lutte devra se dérouler à l'intérieur et à l'extérieur du réseau.

1.1 A l'extérieur du réseau :

C'est l'ensemble des opérations dont le but est de minimiser la quantité de sable susceptible de se retrouver dans le réseau. Cette lutte n'est pas à négliger dans la mesure où, indépendamment du risque d'inondation, elle est moins onéreuse, pour la collectivité.

1.1.1 Désensablement de la voirie :

Le désensablement régulier et efficace est un excellent moyen de lutte contre l'ensablement de la voirie et par suite du réseau. Cependant, elle est rendue difficile par les menaces renouvelables de ce phénomène naturel, accentuées par les cotes basses sur certaines routes. Au niveau de la voirie qui sert au drainage des eaux de ruissellement vers les ouvrages de captage, des opérations de désensablement fréquentes peuvent avoir un impact significatif sur le volume des matières solides entraînées par les eaux de ruissellement. On estime que les coûts de balayage des routes par tonne de matière solide enlevées sont inférieurs de moitié à ceux entraînés par le curage du réseau. Cependant, le sable évacué ne doit pas être déposé dans des endroits où il risque de présenter de nouveaux dangers.

1.1.2 Stabilisation des bassins versants :

D'une manière générale, il est admis que la vitesse de l'eau est le paramètre prépondérant de l'action érosive du ruissellement superficiel. Réduire l'érosion revient donc à réduire la vitesse de ruissellement. L'érosion hydrique peut être combattue en brisant, contenant ou dissipant le ruissellement. Deux principales méthodes sont envisageables : couverture végétale et stabilisation des bassins versants.

La couverture végétale est d'autant plus efficace qu'il absorbe l'énergie cinétique des gouttes, ralentit le ruissellement tout en maintenant une bonne porosité. L'aménagement d'espaces verts, de jardins publics répond non seulement à ces critères mais participe également à l'amélioration du cadre de vie.

La stabilisation des bords de la chaussée, initiée par les collectivités locales, devrait être encouragée par l'ONAS ; d'autant plus que cela permettrait de joindre l'utile à l'agréable. En effet en plus de leur rôle première d'amélioration de la mobilité urbaine, elle permet de réduire considérablement la quantité de sable susceptible de se retrouver dans le réseau et donc nécessairement l'ensablement.

1.1.3 Implication des populations dans les opérations d'entretien du réseau :

Une voie d'amélioration serait aussi d'impliquer les populations dans les opérations de curage et de réhabilitation, du moins celles ne nécessitant pas un matériel sophistiqué.

Ce qui serait une alternative aux habitudes actuelles, qui consiste à passer des marchés de curage de caniveau et de nettoyage de grilles avaloirs à des entreprises privées, travaux du reste exécutés avec beaucoup de laxisme pour des coûts exorbitants. Il faudra s'appuyer sur la main d'œuvre locale à travers les associations de jeunes (ASC) dans les quartiers concernés. Ceci a un double avantage de permettre aux populations de se sentir impliquer, donc plus sensibles à l'amélioration de leur cadre de vie, et de permettre à l'ONAS de faire de substantielles économies pour un travail de qualité.

Certaines contraintes peuvent cependant se poser comme le cadre juridique, l'organisation pour l'évacuation des déblais etc.

1.2 A l'intérieur du réseau :

Malgré tous les efforts déployés en amont, une certaine quantité de sable si minime soit elle atteindra toujours le réseau. Il s'agit à présent de minimiser les dépôts dans les canalisations en assurant l'auto curage, ou de favoriser la décantation à travers des ouvrages de dessablement.

1.2.1 Conditions d'auto curage :

Bien que l'ensablement soit à la limite inévitable après le passage des pointes de débit, la pente des ouvrages devrait permettre, pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment,

l'autocurage. Dans l'avant projet, le concepteur devra s'assurer par le choix des pentes, d'avoir des vitesses qui minimisent les dépôts des particules d'une granulométrie fixée.

Il va de soi que, si l'on minimise la quantité de sable qui atteint le réseau, dans la lutte amont, ces pentes limites peuvent être diminuées, et là réside tout l'intérêt de la première lutte, Lorsque la pente est faible, la stagnation des eaux qui aboutie à la décantation des particules est favorisée.

Le sable ne peut, en raison de sa densité, être évacué qu'à condition d'être entraîné par la force vive du courant d'eau, vitesse minimale du flot (voir équation 4.2.10) . Il a tendance à envahir les canalisations à l'occasion des forts ruissellements et à s'y déposer.

Le choix des pentes à adopter doit tenir compte des caractéristiques du sable susceptible d'être drainé vers le réseau et ne pas résulter d'un choix forfaitaire de vitesse d'auto curage. La figure 6 permet de faire un choix judicieux des pentes et vitesse à adopter pour minimiser le dépôt du sable dans le réseau.

1.2.2 Ouvrages de dessablement :

Dans les réseaux existants, l'une des solutions pour limiter l'ensablement consistent à provoquer la formation des dépôts dans des endroits déterminés, les ouvrages de dessablement, afin de pouvoir les extraire facilement. Ces bassins consistent en un approfondissement de la section de l'ouvrage ou de la cunette des collecteurs. Cet agrandissement de la section de l'écoulement provoque un ralentissement favorable au dépôt des matières en transit. Il existe plusieurs types d'ouvrages de dessablement tel que les bouches d'égout à décantation, les pièces à sable.

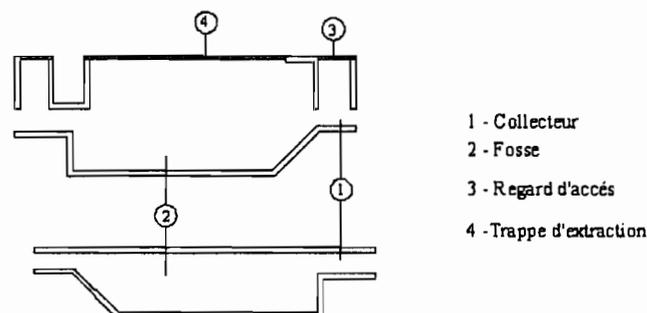


Figure 11 : Schéma d'un dessableur

a) Justificatif :

Il est souvent très difficile voir impossible de maintenir les pentes et vitesses minimales spécifiées pour satisfaire les conditions d'auto curage sur tout le long du réseau, surtout si ce dernier est très grand. Ce qui conduirait d'ailleurs à l'enfoncement des conduites, et donc augmenterait le coût de leur pose en raison des sur profondeurs nécessaires des tranchées et des difficultés accrues de mise en œuvre correspondantes. Il est donc nécessaire, après un certain parcours, de favoriser le dépôt du sable dans des ouvrages spéciaux dits ouvrages de dessablement.

b) Implantation et conception générale :

Les bassins de dessablement s'installent de préférence à l'entrée des grands collecteurs où les taux d'ensablement les plus élevés sont enregistrés. L'emplacement sera toujours choisi de façon à permettre un curage et un entretien facile, mais en tenant compte de la gêne qu'ils sont susceptibles d'occasionner pour le voisinage. Les ouvrages de rétention des sables, construits sur un réseau, seront de différentes conceptions pour répondre aux critères suivants :

- Vitesse d'écoulement critique à calculer pour retenir les sables en suspension, en fonction d'un débit égal ou inférieur à la débitance de la canalisation.
- Capacité de rétention en fonction de la nature des zones desservies, urbanisées ou pas, types de revêtements, ruissellement amont sur des terrains naturels.
- Faciliter l'accès et les interventions aux agents d'exploitation voir aux engins d'extraction, de manutention et de transport

Si l'énergie de l'eau à la sortie du dessableur ne lui permet pas d'atteindre l'exutoire, l'installation d'une station de pompage devra être étudiée.

c) Dimensionnement :

Le dimensionnement d'un ouvrage de dessablement repose sur deux données de base :

- Le débit Q entrant dans l'ouvrage
- Le seuil minimum de granulométrie.

▪ **Calcul de la section transversale :**

On peut écrire : $S = \frac{Q}{V_h}$ (5.1)

S : section transversale du dessableur en m²

Q : débit entrant dans le dessableur en m³/s

V_h : vitesse horizontale du flot en m/s comprise entre 0.2 m/s et 0.5 m/s.

Soient B la largeur du dessableur et H sa hauteur. On a alors : S=BxH . On suppose alors un paramètre B ou H en fonction des contraintes de dimensionnement et on calcul l'autre.

▪ **Calcul de la longueur :**

La longueur s'obtient avec la formule suivante qui a été établie précédemment :

$$L = \frac{V_h}{V_{cp}} H \quad (5.2)$$

V_h (m/s) vitesse horizontale du flot

H (m) hauteur du dessableur

V_{cp} (m/s) vitesse de chute des particules

e) Avantages et inconvénients des dessableurs :

Parmi les avantages on peut citer :

- Protection des autres ouvrages d'assainissement contre l'ensablement
- Permet un stockage plus ou moins important, retardant ainsi le débit de pointe.
- Faciliter de curage
- Quant aux inconvénients ont peut retenir :
- Investissement plus ou moins coûteux
- Implantation éventuellement gênante pour la circulation pendant les opérations de curage.

2 Solutions aux problèmes généraux des inondations :

Le caractère général du problème appelle des solutions générales qui comprennent celle dites classiques et celles dites nouvelles ou alternatives.

2.1 Les solutions classiques :

Dans cette catégorie sont regroupées toutes les solutions consistant à développer ou à restructurer le réseau en combinant les actions suivantes :

- Redimensionner les tronçons existants : cette action remédie ponctuellement à la saturation de certaines parties. Son coût est élevé dans le centre ville et la perturbation des autres services qu'elles entraînent (AEP, gaz, électricité, voiries) la rend difficilement faisable.
- Construire de grands caniveaux : Les moyens, les études et les travaux qu'elle réclame sont très importants.

2.2 Les solutions alternatives :

On appelle solutions alternatives l'ensemble des procédés permettant le stockage des eaux pluviales pour retarder le débit de pointe à l'exutoire. On distingue principalement : les bassins de stockage, les bassins d'infiltrations etc.

2.2.1 Justificatif :

La nécessité d'envisager des solutions alternatives s'explique par le fait qu'à Dakar les solutions dites « classiques » (constructions de canaux et de station de pompage) ont montré leurs limites quant à la solution du problème des eaux pluviales malgré le coût qu'il entraînent. Elles sont souvent le dernier recours pour remédier à des insuffisances de réseaux d'assainissement, sur les quels des interventions en vue d'améliorer leur capacité ne sont pas envisageables pour diverses raisons (coût, accessibilité, etc.). Parmi les possibilités offertes, figure les bassins de stockage ; l'évacuation pouvant se faire par la suite par infiltration ou pompage.

2.2.2 Principe :

Les solutions alternatives consistent en l'aménagement d'ouvrages, voire d'espaces, situés en dépression naturelle ou artificielle, qui servent à réguler le ruissellement pluvial en réseau par stockage et restitution à débit contrôlé ainsi qu'à décanter les matières en suspension de l'eau de ruissellement. Les zones potentielles d'infiltration sont l'ensemble des secteurs où la nappe phréatique n'est pas affleurante et où la topographie le permet.

2.2.3 Avantages :

Selon Chaïb (1997), ces zones d'infiltration « limitent les eaux de surfaces, écrètent les pics de ruissellement d'un événement pluvial et favorisent la recharge de la nappe ». Voilà donc deux avantages de ces solutions quand on sait que l'alimentation en eau potable de Dakar se pose de plus en plus avec acuité. Une étude des données de la NSQ (nappe des sables quaternaires) de 1953 à 1992 a montré que la recharge est faible dans le contexte pluviométrique actuel et ne permet pas une recharge efficace des nappes.

Aussi, par la réduction du débit de ruissellement, ces solutions réduisent du même coût les ressources nécessaires pour le drainage vers l'exutoire. De plus, la baisse des volumes des écoulements entraînerait une diminution de la quantité des matériaux transportés et décantés, (ensablement), facteurs de colmatage et de réduction de la capacité d'évacuation des ouvrages.

Au plan sanitaire, ces solutions alternatives limiteraient la formation et la durée de stagnation des eaux pluviales (gîtes larvaires potentiels de moustiques). Ce qui pourrait être une solution préventive contre ce fléau de paludisme car l'eau est indispensable dans le cycle de reproduction de l'anophèle. Par ailleurs, une recharge massive de la nappe à partir de zones peu polluées permettrait une dilution du flux de pollution issus des latrines familiales non étanches et pratiquement noyées dans la nappe de certaines zones.

Au plan environnemental, ces zones s'intègrent bien dans l'environnement urbain et sont éventuellement utilisable par le public comme lieu d'agrément sous réserve du respect des conditions d'hygiène et de sécurité.

Au plan économique, le coût de réalisation et d'entretien est moindre comparativement aux techniques classiques.

2.2.4 Inconvénients :

Cependant, la réalisation de ces ouvrages nécessite des espaces relativement grands. Ceci est très contraignant d'autant plus que les problèmes fonciers se posent à Dakar (550km² pour 2.9 million d'habitants en 2001). Mais toutes les terres de Dakar ne doivent pas être destinées à l'habitation. Certaines zones sont des réservoirs naturels d'eau pluviales et doivent être considérées comme telle car il ne sied pas à l'eau de changer son chemin.

Une autre contrainte est la nécessité de les entretenir, surtout dans le cas d'un stockage de longue durée. L'inconvénient principal de ces bassins est bien sûr le danger hygiénique par le contact avec l'eau sale et par la transmission des maladies (en particulier le paludisme par les moustiques qui y pondent leurs larves).

2.2.5 Principe de dimensionnement :

L'objectif n'est pas de dimensionner un bassin de stockage, nous voulons juste donner la méthodologie à suivre au cas où ce dimensionnement serait envisagé. Comme pour l'estimation des débits de ruissellement, le calcul des bassins d'infiltration fait intervenir deux méthodes : la méthode des volumes et la méthode des pluies que nous présentons. Avec cette méthode on compare la pluie tombée sur le bassin versant, en considérant les courbes IDF, et le débit d'évacuation. La différence représente la lame d'eau maximale à stocker. On peut soit résoudre graphiquement le problème, soit le résoudre complètement de façon numérique.

a) Méthode graphique :

Pour une période de retour fixée, les courbes IDF donne l'intensité de la pluie I (mm/h) pour chaque durée t (h) de la pluie. Or l'intensité de la pluie est donnée par : $I(\text{mm/h}) = \frac{H(\text{mm})}{t(\text{h})}$ donc $H(\text{mm}) = I(\text{mm/h}) \cdot t(\text{h})$. On peut alors tracer la courbe hauteur de pluie en fonction de la durée de la pluie : H (t) voir figure 10.

Si le bassin de stockage se vide à un débit total de Q_s (l/s); le débit spécifique d'évacuation q_s (mm/h) est donné par :

$$q_s = \frac{Q_s}{C_r A} \alpha$$

C_r = coefficient de ruissellement

A = surface du bassin versant en ha

α : Coefficient d'unité égal à 0.36

On trace alors sur le même graphique (figure 10) la droite de pente q_s . La hauteur maximale à stocker dans la retenue ΔH_{max} est égal à l'écart maximal sur une ligne verticale entre la courbe $H(t)$ et la droite de pente q_s .

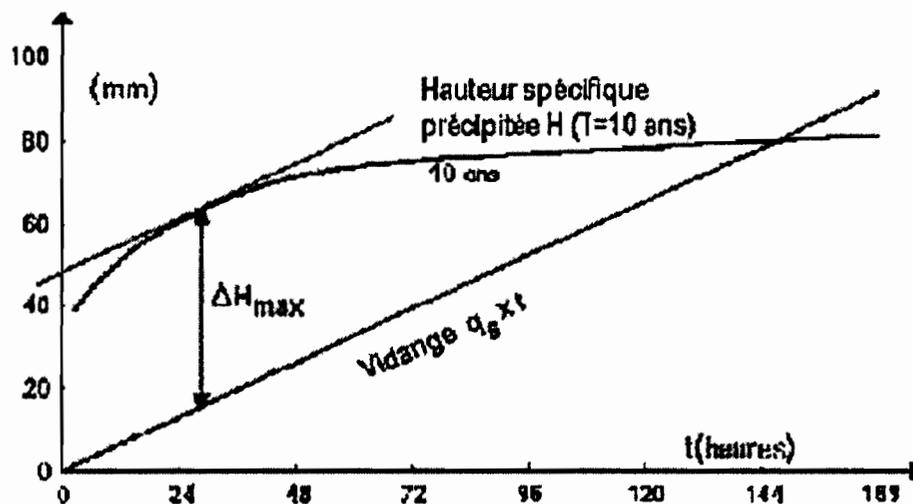


Figure 12 : Dimensionnement d'un bassin de stockage

Il suffit alors, pour obtenir le volume à stocker V_s , de multiplier la hauteur ΔH_{max} lue sur le graphique par la surface A du bassin versant, le coefficient de ruissellement C_r et un facteur de 10 pour les correspondances d'unités :

$$V_s = 10 \cdot \Delta H_{max} \cdot A \cdot C_r$$

V_s (m^3) : volume de stockage nécessaire

A (ha) : aire du bassin versant drainé

ΔH_{max} (mm) : hauteur maximale à stocker

b) Méthode numérique :

Cette fois ci, au lieu de déterminer graphiquement ΔH_{max} on procède à un calcul numérique. Pour trouver le maximum de la fonction $H(t)-q_s.t$, il suffit de résoudre l'équation suivante :

$$\frac{d(H(t)-q_s.t)}{dt} = 0 \quad \text{avec} \quad H(t) = at^{-b}.t \quad \text{loi de Montana.}$$

Soit $t_{max} = \left[\frac{a(1-b)}{q_s} \right]^{\frac{1}{b}}$ Finalement $\Delta H_{max} = \Delta H_{max}(t_{max}) = (a.t_{max}^{-b} - q_s).t_{max}$

Pour obtenir le volume de stockage, il ne reste plus qu'à multiplier cette hauteur ΔH_{max} par la surface active et le facteur 10 de correspondance d'unités.

$$V_s = 10(a.t_{max}^{-b} - q_s).t_{max}.A.C_r$$

V_s en m³

S_a en ha

t_{max} en mn

Il faudra vérifier que t_{max} est comprise dans le domaine de validité des coefficient a et b de Montana.

c) Limites de la méthode simplifiée :

Une des hypothèses de la méthode simplifiée est qu'elle considère un débit d'évacuation constant. Or ce débit n'est rigoureusement pas constant, il croit avec la hauteur d'eau H dans le bassin suivant une loi dite de vidange, où H apparaît élevé à une certaine puissance r :

$Q_s = f(H^r)$. On multipliera alors V_s par le coefficient $\rho = (1+r)^{-\left(1+\frac{1}{b}\right)}$ Où b est un des coefficients de Montana.

Le coefficient r varie suivant que la vidange est effectuée par un orifice, un déversoir, ou une pompe.

3 Les mesures d'accompagnement :

Pour la ville de Dakar, toutes les solutions proposées ci dessus sont vouées à l'échec, comme le souligne d'ailleurs les experts de la banque mondiale, si un certain nombre de mesures ne sont pas prises pour leur application. Il s'agit notamment :

- arrêt de toute constructions dans la zone naturelle de captage des eaux en provenance des quartiers anciens desservis par le canal du Front de terre (Front de terre, Castors, SICAP, SODIDA)
- démolition des immeubles existants dans cette zone accompagnée de reboisement et de la restauration de sa vocation originelle de stockage et d'infiltration des eaux de drainage.
- interdiction de tout lotissement dans le périmètre dite des Niayes situé de part et d'autre de l'axe patte d'oie Mbaoy compris le site de Technopole et de mettre en œuvre un programme d'aménagement écologique et de sauvegarde de la zone des Niayes.
- Une meilleure coordination des différents acteurs
- Intégration du volet assainissement dans les programmes de voirie
- Un meilleur système de gestion des ordures
- Une meilleure maîtrise de l'urbanisation

La lutte contre l'ensablement peut conduire néanmoins à deux impasses techniques.

En effet, d'une part, le respect des vitesses d'auto curage dans les émissaires (vitesse d'écoulement minimale à assurer pour entraîner les particules) impose aux collecteurs des dimensions maximales parfois incompatibles avec les diamètres imposés par l'évacuation des débits de pointes.

D'autre part, la nécessité de stabilisation des bassins versant pour minimiser la quantité de sable drainée, peut conduire à l'augmentation des débits de ruissellement par l'imperméabilisation des bassins versant. Il s'agit donc de trouver le compromis entre les différentes techniques pour alléger le coût d'entretien du réseau et améliorer son fonctionnement.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette étude est une modeste contribution à la maîtrise du phénomène très complexe de l'ensablement qui n'a pas encore fini de se poser dans nos villes en développement vu le niveau d'urbanisation. Au delà elle analyse les principales causes de dysfonctionnement du réseau et propose des solutions d'amélioration du fonctionnement des ouvrages.

L'étude d'un phénomène aussi important devrait nécessiter plus d'investigations, plus de mesures, mais la période et la durée de la rédaction, saison sèche, n'a pas permis ce luxe. Elle a pourtant le mérite de soulever un problème souvent occulté, aux conséquences pourtant visibles. Cette étude gagnerait donc à être poursuivie pour peut être déboucher sur des abaques tenant compte de l'ensablement lors du dimensionnement des réseaux pluviaux dans les villes à forte présence de sable.

La persistance des inondations à Dakar peut s'expliquer par deux principales causes qui ont été étudiées en détails dans ce rapport : l'ensablement et l'imperméabilisation progressive des bassins versants.

L'effet combiné de la faiblesse des pentes (18% des tronçons levés), du caractère plus ou moins meuble des bassins versants (5.63 tonnes/ha/an érodés), de l'irrégularité des opérations de désensablement de la voirie et de l'insuffisance d'ouvrages de dessablement, fait qu'une importante charge solide se décante dans les ouvrages (ensablement) avec des taux dépassant 40% dans certains collecteurs. Cet ensablement a pour principale conséquence, la réduction de la capacité du réseau. Comme solutions, il faudra encourager les travaux de stabilisation des bassins versants, combiné à des opérations régulières de désensablement de la voirie et à la réalisation d'ouvrages de dessablement à l'entrée des grands collecteurs. Dans l'avenir, le phénomène d'ensablement doit être pris en compte dans les avant projets. Il s'agira de déterminer le point d'intersection entre la vitesse minimale du flot et celle de l'écoulement pour un choix judicieux des pentes à adopter et de prévoir éventuellement des ouvrages de dessablement au cas où ces pentes ne peuvent être respectées pour quelques raisons que se soit.

L'imperméabilisation progressive des bassins versants entraîne une augmentation des débits de ruissellement qui dépassent souvent la capacité d'évacuation du réseau de drainage. Nous avons vu que sur le bassin versant étudié, la capacité des collecteurs est dépassée à 80%. Il

s'agit pour pallier à ce phénomène d'envisager les solutions alternatives au coût de réalisation moindre comme il a été exposé dans le rapport.

Par ailleurs le réseau souffre de bien plus de problèmes comme la suppression des exutoires naturels, et chacun devrait être étudié en vue de résoudre globalement les difficultés rencontrées pour une évacuation correcte des eaux pluviales

Nous aimerions à présent faire ces quelques recommandations en attendant :

- ✓ Eviter de faire un curage partiel sur des tronçons hydrauliquement liés
- ✓ Désensablement efficace et régulier de la voirie

- ✓ Sensibiliser les populations sur l'intérêt du réseau d'assainissement pluvial
- ✓ Prendre des mesures dissuasives contre le vol des grilles avaloirs

- ✓ Encourager la politique de stabilisation des accotements entreprise par certaines collectivités locales

- ✓ Regrouper tous les acteurs concernés sous une même tutelle ou à défaut sous une même structure pour une nette et définitive clarification des rôles, tâches et responsabilités des uns et des autres et une coordination de leurs activités.

- ✓ S'orienter vers les solutions alternatives au calcul, réalisation et entretien plus faciles

- ✓ Tenir compte du phénomène d'ensablement dans les avants projets.

- ✓ Faire retrouver aux eaux pluviales leurs exutoires naturels.

REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE

- [1] Lyonnaise des eaux : f.valiron, 1987, Mémento de l'exploitant de l'eau et de l'assainissement, 1007.
- [2] cours de l'école nationale des ponts et chaussées : f.valiron, 1989, Gestion des eaux alimentation en eau assainissement, 505.
- [3] Lyonnaise des eaux : f valiron, 1994, Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement tome 2 assainissement urbain, 827.
- [4] DIOP El hadji Lamine, Cours d'assainissement des eaux, ESP.
- [5] Association des anciens élèves de l'école nationale des ponts et chaussées, Evacuation des eaux pluviales en milieu urbain, 166.
- [6] Sud Quotidien : Journal du 01 au 07 Septembre 2005.
- [7] TINE Gabriel Samba., 1993, Conception d'un réseau d'assainissement pour la ville de Pikine, PFE.
- [8] CHABI Georges., 1993, Avant projet de lutte anti érosion à Péleo, PFE.
- [9] MOREL A L HUISSIER Alain, 1996, L'Assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien, 166.
- [10] DIALLO Mamadou Lamine, Cours d'écoulement à surface libre, ESP, 2005.
- [11] Office National de l'Assainissement du Sénégal, Problématique de la gestion des eaux pluviales dans la région de Dakar, 2005.
- [12] Ba Douada., 2005, Alimentation et Evacuation des Eaux de la Zac de Nguinth-Thiès, PFE.

ANNEXES

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Organigramme de la de la direction de l'exploitation : DEX

Annexe 2 : Résultat des opérations pré hivernales : OPH

Annexe 2.1 : Résultats OPH 1990

Annexe 2.2 : Résultats OPH 1992

Annexe 2.3 : Résultats OPH 1994

Annexe 2.4 : Résultats OPH 2003

Annexe 2.5 : Photos des OPH en cours

Annexe 3 : Analyse du sable du réseau

Annexe 3.1 : Analyse granulométrique du sable du réseau

Annexe 3.2 : Analyse sédimentométrique

Annexe 3.3 : Détermination du poids spécifique

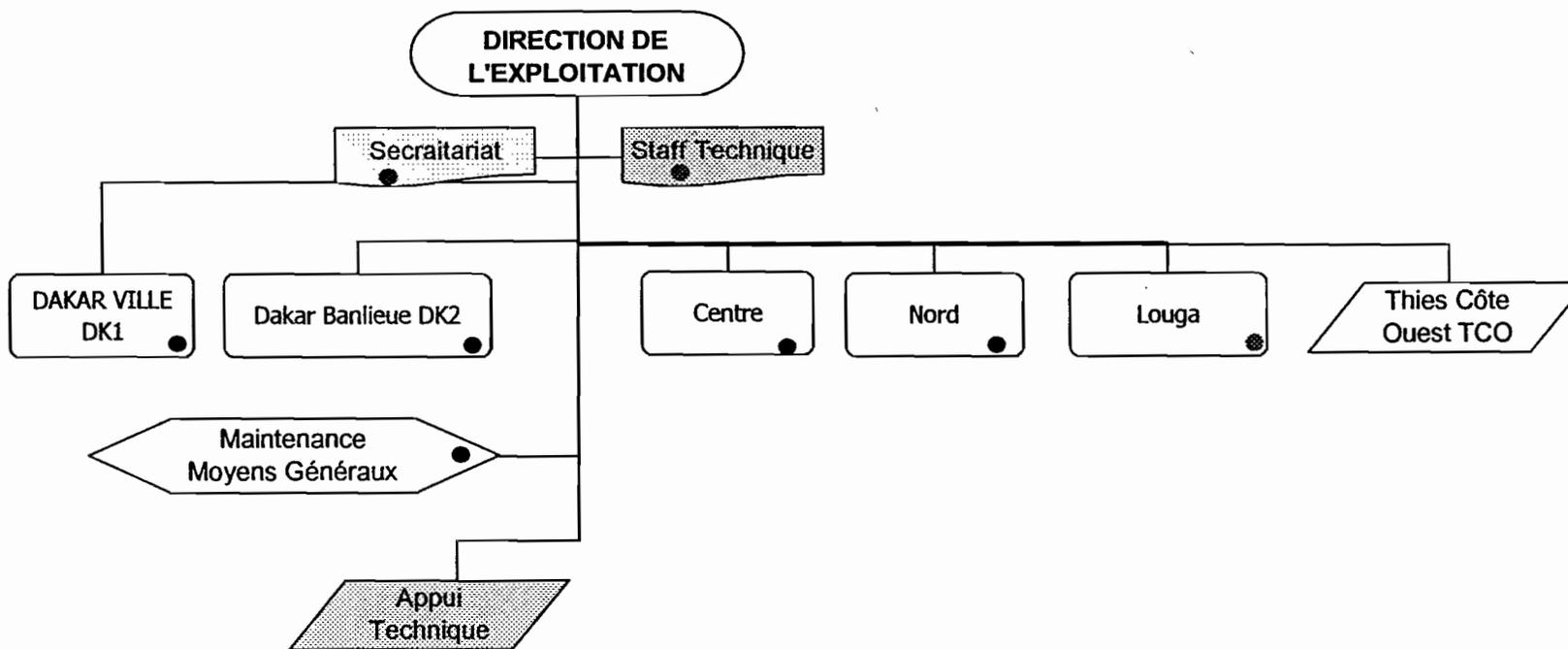
Annexe 4 : Détermination des paramètres de l'équation de WISCHMEIER

Annexe 4.1 : Normographe permettant une évaluation rapide du facteur K

Annexe 4.2 : Détermination des facteurs topographiques L.S

Annexe 4.3 : Détermination de la perméabilité du sol

Contribution à l'amélioration du réseau d'assainissement pluvial de Dakar : cas de l'ensablement



Annexe 1: Organigramme DEX

Année 2003									
Collecteurs	Formes	Dimensions			Type	Longueur curée(m)	Volume de déblais (m ³)	Taux d'ensablement (%)	haut. moy. du sable (m)
Principal	Ovoïde	1.00	x	1.8	Unitaire	1500	430	15.93	0.29
Jetée Gorée	Ovoïde	1.50	x	0.8	Unitaire	1000	180	15.00	0.12
Rue 9	Ovoïde	1.00	x	0.8	Unitaire	1200	432	45.00	0.36
Gueule Tapée	Rectangulaire	4	x	2.3	Unitaire	450	350	8.45	0.19
Canal V	Ovoïde	2.8	x	1.5	Unitaire	2450	1350	13.57	0.20
	Rectangulaire								
Rue 31	Ovoïde	1.3	x	0.8	Unitaire	800	320	41.03	0.31
	Rectangulaire								
Canaux ENAM	Rectangulaire	0.75	x	1	Pluriel	1050	315	40.00	0.40
Φ600 Blaise Diagne	Circulaire	Φ		600	Unitaire	600	120	70.77	0.42
Avenue Blaise Diagne entre rue 9 et Dial Diop	Rectangulaire	0.8	x	0.7	Pluriel	2600	546	37.50	0.26
Aïnoumane	Rectangulaire	0.7	x	0.7	Pluriel	450	140	68.38	0.44
Champ de course	Rectangulaire	1.2	x	0.8	Pluriel	793	260	34.15	0.27
Total						12893	4443		

Annexe 2.4 : Résultats OPH 2003

Année 1994									
Collecteurs	Formes	Dimensions			Type	Longueur curée(m)	Volume de déblais (m ³)	Taux d'ensablement (%)	haut. moy. du sable (m)
Principal	Ovoïde	1.00	x	1.8	Unitaire	1500	130	4.81	0.09
Jetée Gorée	Ovoïde	1.50	x	0.8	Unitaire	1000	105	8.75	0.07
Rue 9	Ovoïde	1.00	x	0.8	Unitaire	800	36	5.63	0.05
Gueule Tapée	Rectangulaire	4	x	2.3	Unitaire	1400	750	5.82	0.13
Canal V	Ovoïde	2.8	x	1.5	Unitaire	850	80	2.32	0.03
	Rectangulaire								
Canaux ENAM	Rectangulaire	0.75	x	1	Pluriel	1200	40	4.44	0.04
Φ600 Blaise Diagne	Circulaire	Φ		600	Unitaire	2200	60	9.65	0.06
Avenue Blaise Diagne entre rue 9 et Dial Diop	Circulaire	Φ	x	600	Pluriel	500	30	21.23	0.13
Total						9450	1231		

Annexe 2.3 : Résultats OPH 1994

Année 1992									
Collecteurs	Formes	Dimensions			Type	Longueur curée(m)	Volume de déblais (m ³)	Taux d'ensablement (%)	haut. moy. du sable (m)
Principal	Ovoïde	1.00	x	1.8	Unitaire	2500	1470	32.67	0.59
Rue 9	Ovoïde	1.00	x	0.8	Unitaire	800	118	18.44	0.15
Gueule Tapée	Rectangulaire	4	x	2.3	Unitaire	1400	1378	10.70	0.25
Canal SOCOSAC	Rectangulaire	1.7	x	1	Unitaire	120	80	39.22	0.39
Canal Rue 10 ENAM	Rectangulaire	0.75	x	1	Unitaire	1250	180	19.20	0.19
Collecteur Félix Eboué	Rectangulaire	1.3		1	Unitaire	715	113	12.16	0.12
Canal Mababa	Rectangulaire	0.9		0.7	Unitaire	38	8	33.42	0.23
Collecteur rue B sicap rue 10	Circulaire	Φ	x	300	Pluriel	426	14	46.52	0.14
Total						7249	3361		

Annexe 2.2 : Résultats OPH 1992

Année 1990									
Collecteurs	Formes	Dimensions			Type	Longueur curée(m)	Volume de déblais (m ³)	Taux d'ensablement (%)	haut. moy. du sable (m)
Rue Vincent	Rectangulaire	1.00	x	0.8	ux pluvia	1692	450	33.24	0.27
Rue 9	Ovoïde	1.00	x	0.8	ux pluvia	800	376	58.75	0.47
Gueule Tapée	Rectangulaire	4	x	2.3	Unitaire	1625	3043	20.35	0.47
Canal pompier	Rectangulaire	1.8		1	ux pluvia	403	186	26.99	0.26
Canal Mababa	Rectangulaire	0.9		0.7	Unitaire	930	139	23.72	0.17
Rue 11	Rectangulaire	1.8		1	Unitaire	1097	1118	59.60	0.57
Canaux Blaise Diagne	Rectangulaire	0.9		0.7	ux pluvia	2249	621	43.83	0.31
Canal rue 22 entre canal gueule tapée et rue 1	Rectangulaire	1.13	x	0.6	ux pluvia	1115	256	32.77	0.20
SOWETO	Rectangulaire	0.7		0.6	ux pluvia	442	97	52.25	0.31
Total						10353	6286		

Annexe 2.1 : Résultats OPH 1990

▪ **L'analyse granulométrique :**

La granulométrie permet de déterminer l'échelonnement des dimensions des grains contenus dans un échantillon. C'est la distribution statistique des tailles dans la masse. Elle consiste à tamiser le granulat sur une série de tamis à mailles carrées normalisées, de dimensions d'ouvertures décroissantes et à peser le refus sur chaque tamis. La courbe granulométrique exprime les pourcentages cumulés, en poids de grains passant les tamis successifs. Elle est tracée pour chacun des trois échantillons.

▪ **L'essai de sédimentométrie :**

Le diamètre inférieur pouvant être mesuré par tamisage mécanique est de 74 µm (tamis n°200). Si le granulat contient une portion significative de particules passant le tamis n°200, la granulométrie des particules fines peut être obtenue par sédimentométrie. Cette méthode permet de mesurer la vitesse de chute des particules dans une solution dispersante (hexaméthaphosphate de sodium 40g/l) à l'aide d'un hydromètre. Il est ensuite possible de relier cette vitesse de chute au diamètre des particules. L'objectif étant de compléter la courbe granulométrique dans sa partie fine et de déterminer du même coût le pourcentage de particules fines.

▪ **la détermination du poids spécifique des grains :**

Le poids spécifique est, par définition le poids par unité de volume des grains solides du sol. Les vides intérieurs n'entrent alors pas en ligne de compte. On utilise un pycnomètre : petit ballon de verre de 100 cm³ environ terminé par un col formant une ouverture de 2cm². Le poids spécifique est obtenu par la formule suivante :

$$\gamma^s = \frac{(P3 - P1)d}{P3 + P2 - P1 - P4}$$

Avec : P1 = poids pycnomètre vide + bouchon

P2 = poids pycnomètre rempli d'eau + bouchon

P3 = poids pycnomètre rempli de matériau + bouchon

P4 = poids pycnomètre rempli de matériau + eau + bouchon

d = densité de l'eau fonction de la température

▪ **le pourcentage de matière organique :**

La matière organique est certainement le constituant le plus important du sol. Sous forme d'humus, elle lie les particules de sol entre elles, ce qui permet de former des agrégats stables. Nous avons utilisé la méthode à la ferroïne pour déterminer le pourcentage de matière organique dans le sol en suivant la procédure décrite ci après.

- Préparer deux fioles : fiole 1 pour l'échantillon et fiole 2 pour le témoin
- Introduire dans le fiole n°1 0.25 g de sol.
- Introduire dans les deux fioles 10 ml de dichromate de potassium 1N et 20 ml d'acide sulfurique concentré, agiter vigoureusement pendant 1 mn et laisser reposer 30 mn.
- Titrer l'échantillon et le témoin avec le sulfate ferreux 0.5N et noter les descentes de burettes respectives V1 et V2.

Le pourcentage de matière organique est donné par : $\% MO = \frac{0.69 \cdot (V_2 - V_1)}{\text{Poidsol sec}}$

ECHANTILLON 1				
Maille (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamissat cumulé (%)
0.001	SEDIMENTOMETRIE			1.26
0.002				1.89
0.004				2.52
0.006				2.52
0.009				2.52
0.012				3.15
0.021				3.53
0.034				3.78
0.05				3.78
0.074				2.81
0.105	10.98	91.00	89.611	10.39
0.25	80.02	80.02	78.799	21.20
0.315	283.31	657.62	65.762	34.238
0.4	131.44	374.31	37.431	62.569
0.5	29.3	242.87	24.287	75.713
0.63	51.31	213.57	21.357	78.643
0.8	36.02	162.26	16.226	83.774
1.25	23.77	126.24	12.624	87.376
1.8	30.18	102.47	10.247	89.753
2	72.29	72.29	7.229	92.771

ECHANTILLON 2				
Maille (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamissat cumulé (%)
0.001	SEDIMENTOMETRIE			1.26
0.002				1.89
0.004				2.52
0.006				2.52
0.009				2.52
0.012				3.15
0.021				3.53
0.034				3.78
0.05				3.78
0.074				2.81
0.105	10.98	91	89.61	10.389
0.25	80.02	80.02	78.80	21.201
0.315	240.18	523.23	52.323	47.677
0.4	114.51	283.05	28.305	71.695
0.5	23.99	168.54	16.854	83.146
0.63	32.23	144.55	14.455	85.545
0.8	23.7	112.32	11.232	88.768
1.25	15.38	88.62	8.862	91.138
1.8	20.35	73.24	7.324	92.676
2	52.89	52.89	5.289	94.711

ECHANTILLON 3				
Maille (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamissat cumulé (%)
0.001	SEDIMENTOMETRIE			1.26
0.002				1.89
0.004				2.52
0.006				2.52
0.009				2.52
0.012				3.15
0.021				3.53
0.034				3.78
0.05				3.78
0.074				2.81
0.105	10.98	91	89.61	10.389
0.25	80.02	80.02	78.80	21.201
0.315	334.14	621.6	62.16	37.84
0.4	129.85	287.46	28.746	71.254
0.5	25.2	157.61	15.761	84.239
0.63	34.11	132.41	13.241	86.759
0.8	23.76	98.3	9.83	90.17
1.25	14.57	74.54	7.454	92.546
1.8	17.97	59.97	5.997	94.003
2	42	42	4.2	95.8

Annexe 3.1: Analyse granulométrique du sable du réseau

Date, heure, min	Temps (mn) suggéré	Temps (mn) essai	température (°c)	K= f(t°c, DR)	R	ΔR calibré	R corrigé (R-ΔR)	L = f(R-1)	L/T	K= (L/T)^1/2	D(mm)= K(L/T)^1/2	% de sol cumulé f P(%)	Passant cumulative reporté
26/05/06	1	1	27	0.0123	7	4	3	15.3	15.3	3.9115214	0.0481117	3.07%	3.78%
10h à 12h	2	2	27	0.0123	7	4	3	15.3	7.65	2.7658633	0.0340201	3.07%	3.78%
	5	5	27	0.0123	6.8	4	2.8	15.28	3.056	1.7481419	0.0215021	2.87%	3.53%
	15	15	27	0.0123	6.5	4	2.5	15.25	1.0167	1.0082989	0.0124021	2.56%	3.15%
	30	30	27	0.0123	6	4	2	15.5	0.5167	0.7187953	0.0088412	2.05%	2.52%
	60	60	27	0.0123	6	4	2	15.5	0.2583	0.508265	0.0062517	2.05%	2.52%
12h 15	250	120	27	0.0123	6	4	2	15.5	0.1292	0.3593976	0.0044206	2.05%	2.52%
16h 30	1440	375	28	0.013	5	3.5	1.5	15.6	0.0416	0.2039608	0.0026515	1.54%	1.89%
26/05/06 10h 30	2880	1455	27	0.0132	5	4	1	15.6	0.0107	0.1035454	0.0013668	1.02%	1.26%

Essai de Sédimentométrie

HYDROMETRE N° 108902

Poids de sol utilisé Psec (g) 101.55

Densité relative DR 2.5

K est un coefficient fonction de la température et de DR

R lecture sur l'hydromètre

DR calibré fonction de la température et du n° de l'hydromètre

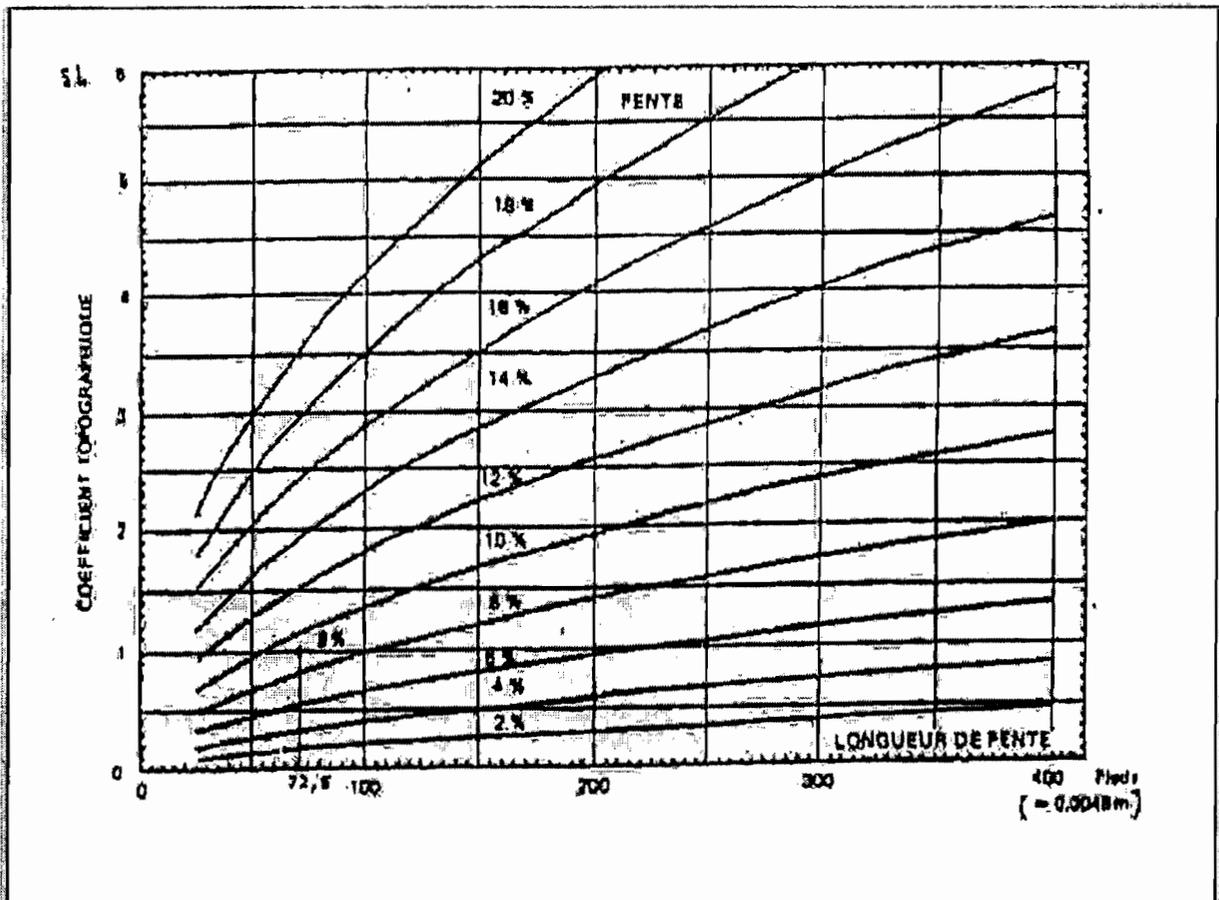
L fonction de R-1

$$P(\%) = \frac{aR_{\text{corrigé}}}{P_{\text{sec}}} \quad \text{a fonction de la densité relative}$$

passant cumulatif reporté = refus tamis 0.42 mm * P%/1

Granulométrie par lavage		
Poids de sol (g)		101.55
Tamis		Refus partiel (g)
N°	D (mm)	
60	0.25	80.02
140	0.105	10.98
200	0.074	2.81

Annexe 3.2: Analyse sédimentométrique



Annexe 4.2: Détermination des facteurs topographiques L.S

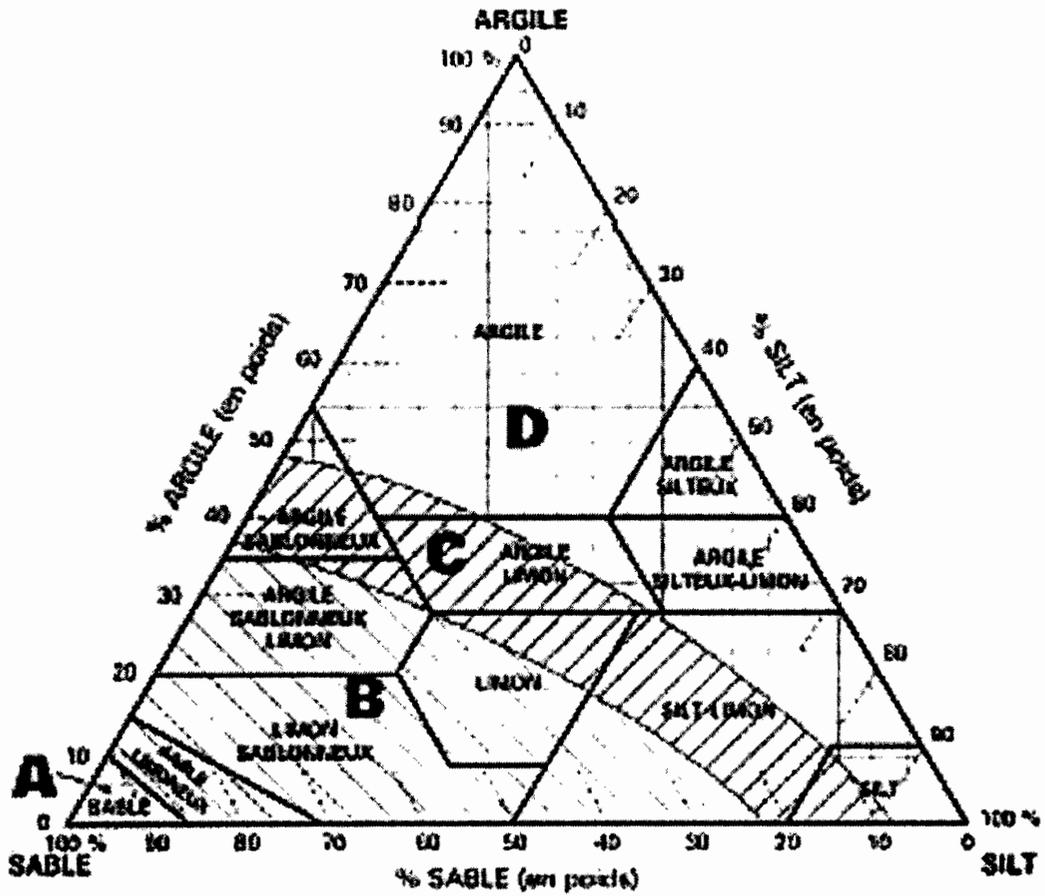
Poids spécifique	Echantillon 1	
	1	2
ESSAI		
Pichno seul	117.75	113.91
Pichno+liquide	365.8	361.4
Pichno+materiaux	142.96	139
Pich+mat+liquid	380.57	376.57
temperature (°C)	29	29
Volum Specificq	0.995976	0.995976
Poids specifig	2.405034	2.519056
	2.46	

Poids spécifique	Echantillon 2	
	1	2
ESSAI		
Pichno seul	117.75	113.91
Pichno+liquide	365.21	361.32
Pichno+materiaux	143.92	139.04
Pich+mat+liquid	380.59	377.08
temperature (°C)	29	29
Volum Specificq	0.995976	0.995976
Poids specifig	2.42	2.67
	2.54	

Poids spécifique	Echantillon 3	
	1	2
ESSAI		
Pichno seul	117.75	113.91
Pichno+liquide	365.02	361.06
Pichno+materiaux	142.95	138.98
Pich+mat+liquid	379.92	375.62
temperature (°C)	29	29
Volum Specificq	0.995976	0.995976
Poids specifig	2.44	2.38
	2.41	

Annexe 3.3: Poids spécifique échantillon de sable

CORRÉLATION ENTRE LA TEXTURE DU SOL ET LA PERMÉABILITÉ

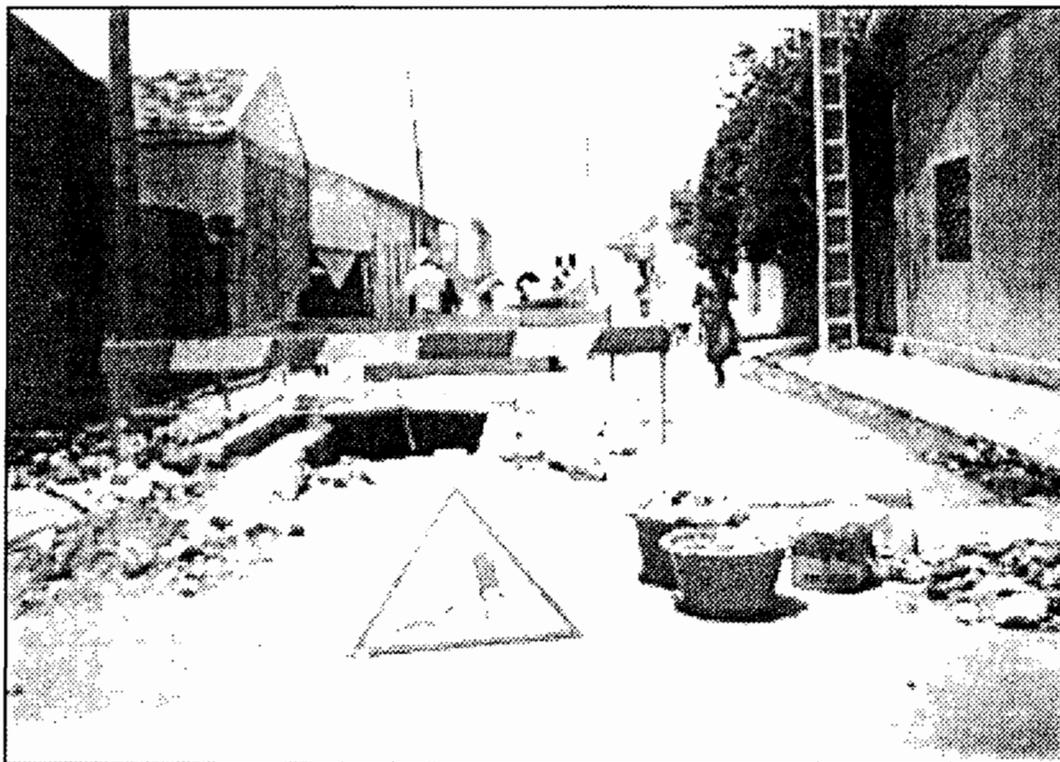


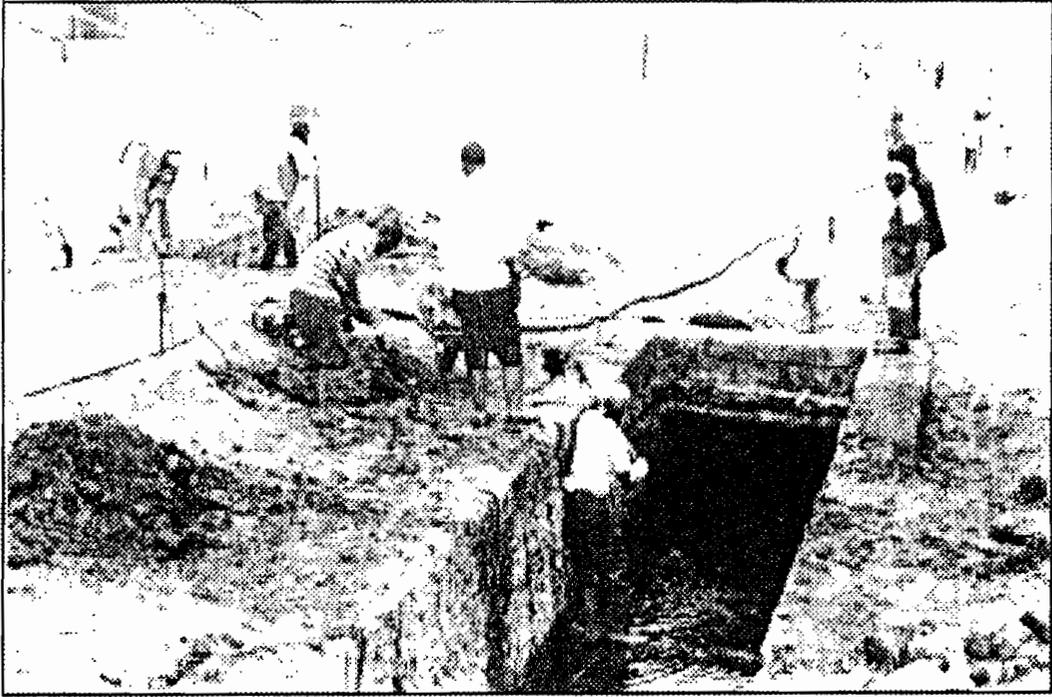
- A** : Zone très perméable
- B** : Zone perméable
- C** : Zone peu perméable
- D** : Zone imperméable

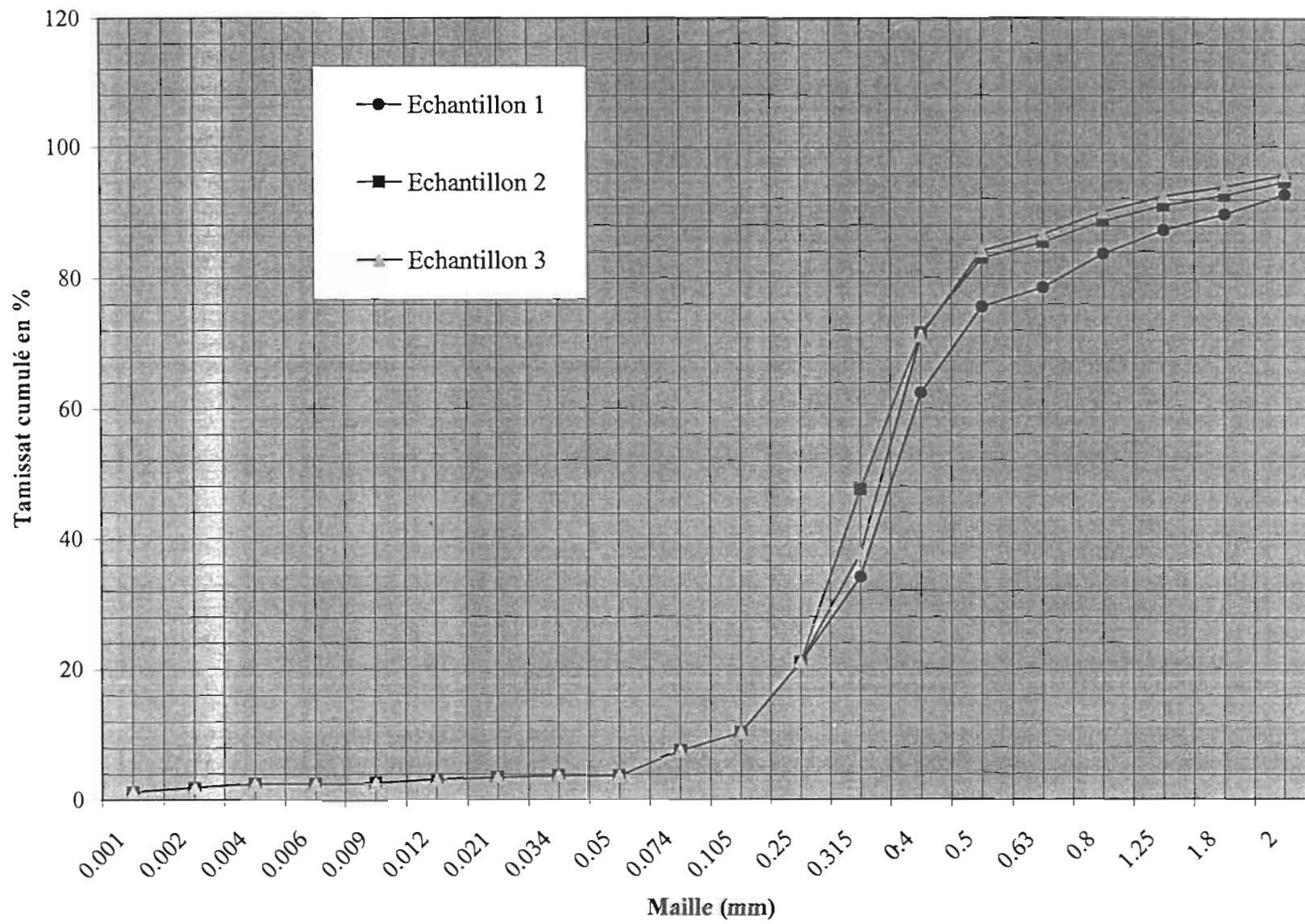
- SABLE** : Particules dont le diamètre est compris entre 0,05 mm et 2 mm
- SILT** : Particules dont le diamètre est compris entre 0,05 mm et 0,002 mm
- ARGILE** : Particules dont le diamètre est inférieur à 0,002mm

Annexe 4.3: Détermination de la perméabilité du sol

Annexe 2.5 : Photos OPH en cours







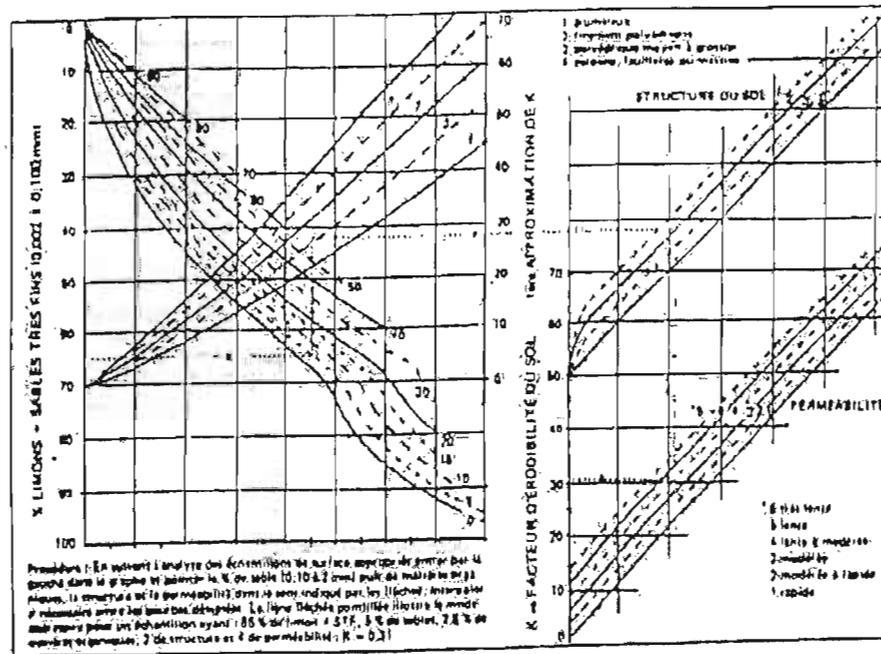


Figure 6 : Normographe permettant une évaluation rapide du facteur K d'érodibilité des sols.

Annexe 4.1: Normographe permettant une évaluation rapide du facteur K d'érodibilité des sols

Procédure de lecture: En suivant l'analyse des échantillons de surface appropriés, entrer par la gauche dans le graphe et pointer le % de sable (0,10 à 2 mm) puis de matières organiques, la structure et la perméabilité dans le sens indiqué par la flèche. Interpoler si nécessaire entre les courbes dessinées. La ligne fléchée pointillée illustre le mode opératoire pour un échantillon ayant : 33% de Limon+STF, 5% de sables, 2,8% de matières organiques, 2 de structure et 4 de perméabilité : $K=0,31$