

DEDICACES

A nos parents pour tous les efforts consentis dans notre éducation,

A nos frères et sœurs,

A nos promotionnaires,

A notre cher ami IRIE BI TRAZIE GUY MAXIM. qui nous a quitté à la fleur de l'âge,

A tous ceux qui nous sont chers.

SOMMAIRE

Le but de ce Projet de Fin d'Etude est de mener une étude sur le drainage des eaux de pluie du Centre International de Commerce et d'Echange du Sénégal (CICES) et de ses environs. Il a pour principal objectif de proposer une solution durable pour pallier aux problèmes d'inondations de cette zone.

En effet, depuis quelques années, on a assisté à un développement de bâtiments à usage d'habitation ou commercial et d'aménagement de voiries sans tenir compte du drainage des eaux de pluie dans cette zone ; ceci explique la fréquence des inondations notamment en Août 2005. L'Office National d'Assainissement du Sénégal (ONAS), fort de tous ces constats, a décidé de revoir le système de drainage de cette zone. Ce projet entre donc dans le cadre de l'élaboration d'un plan directeur pour l'assainissement eaux pluviales de la dite zone.

Il a été d'abord fait un diagnostic du réseau existant pour situer les principaux problèmes avant de proposer la meilleure solution tant du point de vue technique qu'économique. Les méthodes de calculs qui y sont utilisées sont couramment employées (méthode rationnelle pour l'évaluation des débits, dimensionnement des canalisations en utilisant la section économique). Le logiciel COVADIS a été utilisé pour déterminer les caractéristiques des sous bassins versants.

Ce travail nous a permis de reconstituer le réseau existant et de proposer une canalisation principale qui permettra de drainer toute la zone.

Mots-clés : Drainage, CICES, eaux pluviales, Covadis, débit.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à manifester notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce document.

Nous citerons particulièrement nos encadreurs interne et externe MM. El Hadji Bamba DIAW et Pape Malick DIAGNE de l'ONAS pour leur disponibilité et leurs conseils pertinents. Nous n'oublions pas également Pape Samba DIOP de l'ONAS et Pape Malick LEYE de BET-PLUS pour leur sollicitude, et l'ensemble du corps professoral pour leur conseil et leur orientation.

Enfin, à tous ceux que nous ne pouvons citer nommément et qui nous ont gratifiés de leur assistance ou de leurs conseils, qu'ils voient tous à travers ces lignes l'expression de notre profonde gratitude.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
SOMMAIRE	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
TABLE DES MATIERES	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES.....	x
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS.....	xii
LISTE DES ANNEXES	xiii
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I. : DONNEES DE BASE	3
1.1 Situation géographique.....	3
1.2 Données climatiques.....	3
(a) Température.....	4
(b) Humidité de l'air.....	5
(c) Vents.....	5
1.3 Topographie.....	5
1.4 Hydrologie et hydrogéologie.....	5
1.5 Habitat et urbanisme (occupation du sol).....	6
CHAPITRE II. : PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT	8
2.1 Le bassin versant	8
(a) Définition.....	8
(b) Délimitation du bassin versant.....	8
(c) Calcul des paramètres du bassin versant	10
(i) Surface du bassin : A.....	10
(ii) Périmètre du bassin : P	10
(iii) La forme	10
(iv) Rectangle équivalent : L x l.....	11

(v) Pente moyenne du cours d'eau : P_{moy}	12
2.2 Les sous bassins versants	12
(a) Définition.....	12
(b) Délimitation des sous bassins versants	12
(c) Longueur et pente moyenne du bassin versant	13
(d) Temps de concentration.....	14
(e) Coefficient de ruissellement	16
2.3 Détermination de la pluie de référence.....	19
(a) Notion d'averse, Hyétoqramme, hydroqramme	19
(i) Averse	19
(ii) Hyétoqramme	20
(iii) Hydroqramme.....	20
(b) Relation intensité, durée, fréquence.....	20
(i) Notion d'averse type.....	20
(ii) Intervalle de référence t	20
(iii) Fréquence F	21
(iv) Intervalle de récurrence	21
(c) Courbe Intensité-Durée-Fréquence.....	22
(d) Modélisation de la courbe IDF	23
2.3 Méthodologie de dimensionnement	25
(a) La méthode rationnelle	25
(i) Aire d'impluvium	30
(ii) Temps de parcours.....	31
(iii) Coefficient de ruissellement.....	32
(iv) Intensité uniforme i de l'averse	33
(v) Utilisation de la formule rationnelle.....	34
1) Première étape	35

2) Seconde étape.....	35
(b) La méthode superficielle	38
(i) Temps de concentration.....	40
(ii) Formule générale d'expression du débit maximal.....	41
(iii) Définition et influence des divers paramètres des formules superficielles	42
1) Pente du réseau (paramètre I).....	42
2) Coefficient de ruissellement (paramètre C).....	43
3) Allongement M (coefficient correcteur m)	45
(iv) Limites d'application.....	47
CHAPITRE III. : ANALYSE DU RESEAU EXISTANT	50
3.1 Ouvrages existants.....	50
3.2 Problèmes d'écoulement	51
CHAPITRE IV. : PROPOSITION DE SOLUTIONS.....	53
4.1 Solution numéro 1 : canal gravitaire	53
4.2 Solution numéro 2 : station de pompage	54
CHAPITRE V. : DIMENSIONNEMENT	55
5.1 Tracé de la canalisation principale	55
5.2 Dimensionnement de la canalisation principale	56
(a) Choix de la méthode de dimensionnement.....	56
(b) Choix de la section de la canalisation.....	56
(i) Cas de la section rectangulaire	57
(ii) Cas de la section trapézoïdale.....	58
(c) Calcul des dimensions des ouvrages.....	60
(i) Données de base :	61
(ii) Calcul correspondant au nœud A : tronçon A-B.....	61
(iii) Calcul correspondant au nœud B : tronçon B-C.....	65
(iv) Calcul correspondant au nœud C : conduite C-D	67

CHAPITRE VI. : EXPLOITATION ET ENTRETIEN DES OUVRAGES	71
6.1 Dispositions et moyens d'investigation.....	72
(a) Les cartographies	75
(b) Les systèmes de suivi d'exploitation	76
(i) Les matrices de décision.....	76
(ii) Les systèmes experts	77
(iii) La formation des personnels d'exploitation	77
(iv) La maintenance des ouvrages et des équipements.....	78
6.2 Intervention sur les réseaux.....	79
(a) Surveillance et inspection télévisée.....	79
(b) Les outils d'auscultation.....	80
(c) Méthodes traditionnelles de curage	80
CHAPITRE VII. : ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX.....	82
7.1 Analyse de l'état actuel de l'environnement	82
7.2 Impacts sur le milieu biophysique.....	82
(a) L'air et l'atmosphère	83
(b) Le sol et les ressources hydriques.....	83
(c) La végétation et la faune.....	83
(d) Les infrastructures	83
7.3 Impacts sur le milieu humain	84
(a) Le cadre de vie des populations.....	84
(b) L'environnement socio-économique	84
CHAPITRE VIII. : COUT ET ETUDE FINANCIERE.....	85
8.1 Estimation des quantités	85
(a) Calcul du volume des fouilles en tranchée V_f	85
(b) Calcul du volume de béton pour les canalisations V_b	85
8.2 Devis estimatif des travaux	87

CONCLUSION ET RECOMANDATIONS	88
BIBLIOGRAPHIE ET WEBIOGRAPHIE	90
ANNEXES.....	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2. 1 - Valeur du Coefficient K_1 en fonction de la nature du sol	15
Tableau 2. 2 - Valeur du Coefficient de Ruissellement suivant le type de surface (I = pente) [2].....	17
Tableau 2. 3 - Valeur du Coefficient de Ruissellement suivant le type d'occupation du sol [2]	18
Tableau 2. 4 – Récapitulatifs des paramètres des sous bassins versants	19
Tableau 2. 5 – Données Intensité - Durée - Fréquence de la région de Dakar (Météo nationale).....	21
Tableau 2. 6 – Coefficients d'ajustement de l'intensité en fonction de la fréquence de l'averse.....	34
Tableau 2. 7 – Coefficients de Manning en fonction de la nature des collecteurs.	37
Tableau 5. 1 – Volume de béton en fonction du débit pour un canal rectangulaire et un canal trapézoïdal.	59
Tableau 5. 2 – Données caractérisant les bassins élémentaires	61
Tableau 5. 3 – Récapitulatif du dimensionnement.	70
Tableau 6. 1 – Spécimen simplifié d'analyse et d'évaluation des dysfonctionnements.....	76
Tableau 8. 1 – Calcul des fouilles en tranchée.	85
Tableau 8. 2 – Calcul du volume de béton.	86
Tableau 8. 3 : Devis estimatif des travaux	87

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1 – Plan de représentation de la zone d'étude.....	3
Figure 1. 2 – Plan d'urbanisme de la zone d'étude.....	7
Figure 2. 1 – Délimitation du bassin versant avec Covadis.....	9
Figure 2. 2 – Limite du bassin versant	9
Figure 2. 3 – Délimitation des sous bassins versants	13
Figure 2. 4 - Courbes IDF de Dakar Yoff	22
Figure 2. 5 - Diagramme $\log(i)=f(\log(t))$ (Approximation de Montana)	23
Figure 2. 6 – Diagramme $1/i)=f(t)$ (Approximation de Talbot).....	24
Figure 2. 7 – Comparaison entre la courbe approchée de Montana et la courbe expérimentale.	25
Figure 2. 8 – Définition des lignes isochrones.	26
Figure 2. 9 – Influence d'un élément de pluie uniforme d'intensité i à l'exutoire	27
Figure 2. 10 – Définition de la pluie efficace et de la pluie nette.....	29
Figure 3. 1 – Ouvrages existants	50
Figure 3. 2 – Débouché du dalot sous la VDN.....	52
Figure 5. 1 – Tracé de la canalisation principale.....	55
Figure 5. 2 - Canal à section rectangulaire.....	57
Figure 5. 3 - Canal à section trapézoïdale	58
Figure 5. 4 – Volume de béton par mètre de canal en fonction du débit	59
Figure 6. 1 – Méthodologie des interventions en réseau et sur les ouvrages particuliers. [2]	74

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

<i>CICES :</i>	<i>Centre International de Commerce et d'Echanges du Sénégal.</i>
<i>CFPT :</i>	<i>Centre de Formation Professionnel et Technique.</i>
<i>ONAS:</i>	<i>Office Nationale de l'Assainissement du Sénégal.</i>
<i>OCI :</i>	<i>Organisation de la Conférence Islamique.</i>
<i>ANOCI :</i>	<i>Agence Nationale pour l'Organisation de la Conférence Islamique.</i>
<i>VDN :</i>	<i>Voie de Dégagement Nord.</i>
<i>HMT:</i>	<i>Hauteur Manométrique Totale.</i>
<i>IDF:</i>	<i>Intensité-Durée-Fréquence.</i>
<i>PVC :</i>	<i>Polychlorure de Vinyle.</i>
<i>BV :</i>	<i>Bassin Versant.</i>
<i>SBV :</i>	<i>Sous Bassin Versant.</i>
<i>EU :</i>	<i>Eaux Usées.</i>
<i>EP :</i>	<i>Eaux Pluviales.</i>
<i>SIG :</i>	<i>Système d'Information Géographique.</i>
<i>GMAO :</i>	<i>Gestion de la Maintenance Assistée à l'Ordinateur.</i>
<i>AGR :</i>	<i>Activités Génératrices de Revenus</i>

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 – TOPOGRAPHIE.....	i
ANNEXE 2 – PHOTOS ETAT DES LIEUX	ii
ANNEXE 3 – RESEAU EXISTANT.....	iii
ANNEXE 4 – RESEAU PROJETE	iv
ANNEXE 5 – PROFILS EN LONG	v
ANNEXE 6 – TABLEAU RECAPITULATIF	v

INTRODUCTION

L'humanité, depuis son apparition sur terre, a cherché à améliorer son existence en essayant de trouver des techniques lui permettant de rendre sain son cadre de vie.

L'assainissement s'inscrit justement dans cette logique car il a pour rôle la collecte et le traitement des eaux et des déchets solides.

En milieu urbain, le drainage des eaux de pluie revêt une importance capitale. En effet, l'absence d'un système de drainage adéquat est souvent source de nuisances liées aux stagnations d'eau ou même aux inondations.

L'assainissement des eaux pluviales vise, entre autres, à évacuer les eaux de pluie vers le milieu naturel : cours d'eau, océan..., ou vers une zone de stockage ou d'infiltration potentielle.

Les modifications du tissu urbain qu'ont connu ces derniers temps la zone du Centre International de Commerce et d'Echange du Sénégal (CICES) et ses environs ont fortement influé sur le système de drainage des eaux de pluie de la dite localité.

En effet, on assiste aujourd'hui à :

- des constructions de nouveaux bâtiments à usage d'habitation ou commercial sur le talweg qui servait d'exutoire aux eaux de pluie,
- des aménagements de voiries et d'ouvrages divers qui ne tiennent nullement compte du volet assainissement des eaux.
- l'imperméabilisation continue des sols par les surfaces revêtues,

Ces actions anthropiques, ayant entraîné le dysfonctionnement des ouvrages d'assainissement mis en place par l'Office National de l'Assainissement du Sénégal (ONAS), sont toutes de nature à favoriser la stagnation des eaux de pluie.

C'est pourquoi, il urge de revoir le système de drainage des eaux de pluie dans cette zone, afin de l'adapter à la nouvelle configuration physique du site.

Nous nous sommes proposé de mener une étude sur le **drainage des eaux de pluie du CICES et de ses environs**. Le présent travail a donc pour objectif d'étudier et de proposer une solution durable aux problèmes liés à l'évacuation des eaux de pluie de la zone du CICES.

Il s'agit d'abord de faire le diagnostic du système de drainage des eaux de pluie en place afin de déceler l'ensemble des problèmes auxquels il est confronté, pour ensuite faire des propositions pour la restructuration du réseau afin qu'il réponde aux objectifs attendus.

Le diagnostic reposera sur une enquête *in situ*, des visites du site et le recueil de données. A l'issue de cette phase préliminaire, des solutions seront dégagées. La meilleure d'entre elles, du point de vue technique mais aussi économique, sera retenue et fera l'objet d'une étude approfondie.

Les résultats obtenus permettront de compléter le Système d'Information Géographique dont dispose l'ONAS.

A terme, cette étude permettra de dégager une série de mesures idoines pour l'évacuation des eaux de pluie du site. Elle permettra aux populations de cette zone, une fois réalisée, de vivre dans un environnement sain, de préserver leur santé vis-à-vis des maladies d'origine hydrique, mais également de lutter contre la dégradation des routes et ouvrages causée par l'accumulation des eaux.

CHAPITRE I. : DONNEES DE BASE

1.1 Situation géographique

La zone d'étude, constituée essentiellement de CICES et d'Ouest Foire, est située entre le 17°29 de longitude ouest et le 14°46 de latitude nord. La zone est limitée au sud ouest par la liberté 6, au sud par le Grand Yoff et la route de l'aéroport, au nord par le village de Yoff et la route de l'aéroport et à l'ouest par le mur de l'aéroport. Elle est traversée par la Voie de Dégagement Nord (VDN) vers le CICES. Cette position géographique rend facile l'accès à la zone.



Figure 1.1 – Plan de représentation de la zone d'étude

1.2 Données climatiques

Les données climatiques jouent un rôle capital dans un projet d'assainissement dans la mesure où elles fournissent des valeurs chiffrées directement utilisables pour le

dimensionnement du réseau. La climatologie et la conception-gestion des ouvrages sont à associer. Il convient d'envisager :

- L'intégration des paramètres de la température, du rayonnement, du vent, de l'humidité, etc., dans les simulations des phénomènes complexes de comportement des sols à l'infiltration, à la saturation et au ruissellement ;
- L'évaluation du stock hydrique du sol, du pouvoir humidifiant et de l'évapotranspiration potentielle ;
- La modélisation des échanges en régime selon les périodes de sensibilité des milieux.

L'étude d'impact des ouvrages sur l'environnement exige donc l'examen complet du contexte climatologique.

Les données ci-dessous concernent, de manière générale, la région de Dakar. C'est une région de petite superficie et les paramètres climatiques sont quasiment les mêmes sur toute son étendue.

La région d'étude appartient au domaine climatique sahélien. La proximité de l'océan entraîne une certaine influence maritime qui atténue les rigueurs du climat sur une bande de 10 à 30 km de large. Les mouvements du front intertropical définissent une saison humide (hivernage) de Juillet à Octobre avec des températures avoisinant 27 °C et une saison sèche de Novembre à Juin. Nous avons les pics de précipitations en général au mois d'Août ; des inondations exceptionnelles se sont produites d'ailleurs en août 2005.

Il est constamment admis que la variabilité spatiale des paramètres climatiques est faible sur un rayon de quelques dizaines de kilomètres (à l'exception de la pluviométrie). Ainsi, l'étude des éléments du climat est faite à partir des données de la station synoptique de DAKAR YOFF qui est la station météorologique la plus proche et de référence.

(a) Température

La température moyenne annuelle dans la région de Dakar est de 25.3°C. Le mois le plus froid est le mois de Février avec 21.8°C. Les mois les plus chauds sont Septembre et

Octobre, pendant le passage du soleil au zénith avec 28.6°C. Mais les écarts thermiques sont atténués par la proximité de la mer qui joue ainsi le rôle de régulateur thermique.

(b) Humidité de l'air

L'humidité relative moyenne oscille autour de 80% pendant l'hivernage (juillet à octobre) et entre 70% et 80% pendant la saison sèche (novembre à juin). Le climat est donc moyennement humide.

L'humidité dépend surtout de la température et de la continentalité. Elle augmente lors d'un passage d'orage, mais chute brusquement par temps chaud. Par temps humide elle peut dépasser 90% avec les rentrées d'air humide provenant de l'anticyclone de Sainte-Hélène, mais elle peut diminuer jusqu'à 50% quand une masse d'air saharienne couvre la région.

(c) Vents

Le vent a une vitesse moyenne de l'ordre de 4.5 m/s. les vents les plus forts sont enregistrés en saison sèche. Ce sont les alizés du Nord ou du Nord-Est (Harmattan) dont la vitesse dépasse souvent 5 m/s.

En hivernage, les vents deviennent beaucoup plus faibles avec une vitesse souvent inférieure à 4 m/s.

Ce sont les vents d'Ouest ou du Sud qui soufflent de l'anticyclone de Sainte-Hélène et qui sont chargés d'humidité.

1.3 Topographie

La zone étudiée est caractérisée par une topographie relativement pentue. Les altitudes maximales sont d'environ 30 m (du côté du CICES) et les altitudes minimales d'environ 13 m (vers le village de Yoff).

Néanmoins, on note quelques contre pentes entre le CICES et la partie plus ou moins non habitée d'Ouest Foire. Cette configuration favorise un écoulement gravitaire dans la zone.

Le plan topographique donnant les courbes de niveau est donné à l'annexe 1.

1.4 Hydrologie et hydrogéologie

La conception d'un système d'évacuation des eaux pluviales doit prendre en compte toutes les particularités du milieu, de façon à dimensionner de manière optimale les ouvrages

vis-à-vis des objectifs. Les études hydrologiques sont l'occasion de réaliser ces recherches sur les spécificités de l'écoulement des secteurs concernés par les travaux à entreprendre.

Il convient donc de procéder à des collectes de pluviométrie sur de longues périodes (30 ans est un minimum), afin de bien dégager les temps de réponse en des points particuliers judicieusement répartis tout au long du thalweg : le temps de réponse étant pour un bassin considéré, le décalage chronologique de la pointe de l'hydrogramme observé par rapport à la pointe volumétrique de la pluie évaluée en hauteur d'eau tombée enregistrée sur le pluviographe.

La zone d'étude est traversée par le littoral nord qui est un aquifère libre des sables dunaires. On veillera donc à l'étanchéité des canaux.

D'après les recherches faites, en rapport avec les projets de l'Organisation de la Conférence Islamique (OCI) 2008 dans la zone, le niveau de la nappe est assez profond et ne risque pas d'interférer sur la réalisation du projet.

Nous avons un terrain plus ou moins imperméable ; c'est ce qui explique d'ailleurs les stagnations d'eaux notées souvent dans la zone en cas de pluie.

1.5 Habitat et urbanisme (occupation du sol)

Le plan d'urbanisme et de zonage définit les zones d'affectation du territoire étudié. C'est un outil essentiel à la planification et à la gestion des plans d'aqueducs et d'égouts d'un réseau d'assainissement. Son principal but étant d'harmoniser les affectations du sol, il permet d'éviter les transformations de l'affectation, et par conséquent des modifications coûteuses de l'infrastructure hydraulique.

La zone d'étude est plutôt commerciale et institutionnelle avec la présence du CICES et du Centre de Formation Professionnelle et Technique (CFPT) Sénégal-Japon. A part ces deux centres, le reste de la zone est en grande partie à usage d'habitation ; néanmoins il existe une petite partie qui reste plus ou moins non habitée.

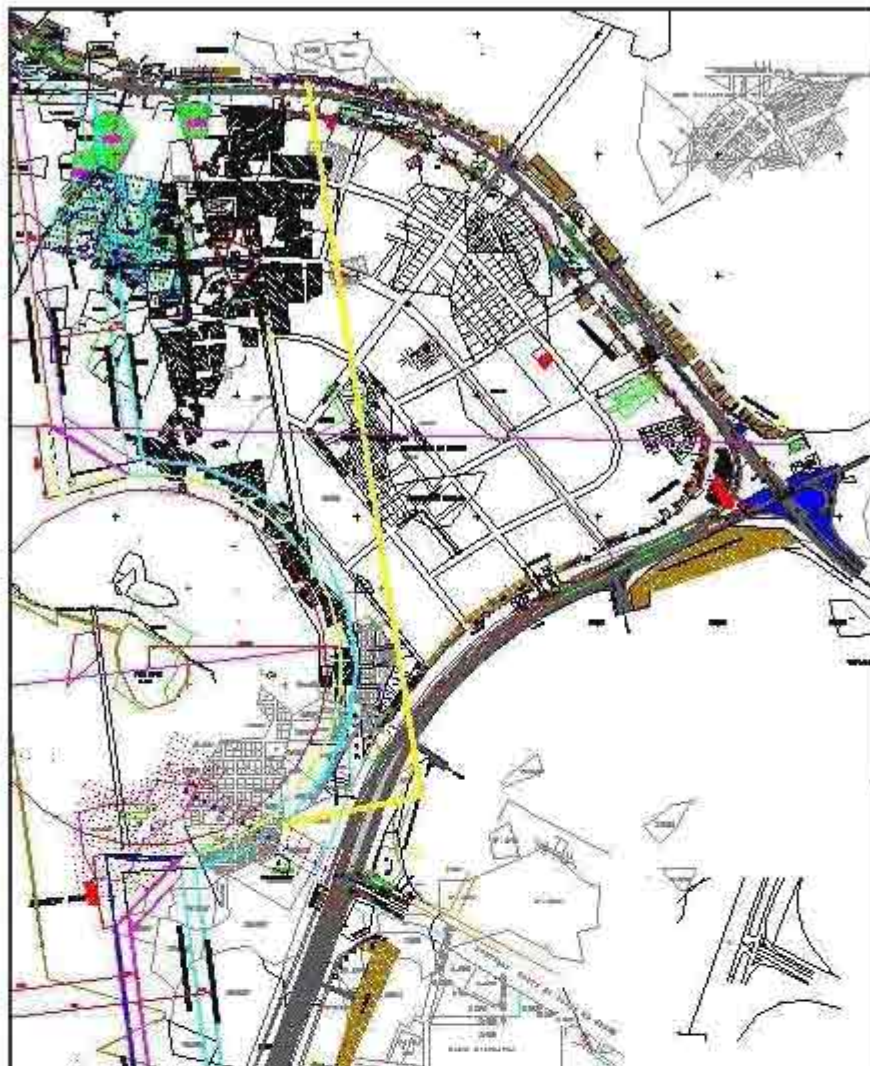


Figure 1.2 – Plan d'urbanisme de la zone d'étude

CHAPITRE II : PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT

2.1 Le bassin versant

(a) Définition

Un bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques sont alimentés exclusivement par les précipitations et dont les excès en eaux sont drainés vers un point unique : l'exutoire.

(b) Délimitation du bassin versant

La délimitation du bassin versant se fait au moyen des lignes de plus grande pente et de la ligne de crête qui correspond souvent à la ligne de partage des eaux.

Le bassin versant est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer les points de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête. Elle passe par le sommet des courbes concaves tandis que l'axe principal du cours d'eau passe par le sommet des courbes convexes. C'est en suivant cette logique qu'on délimite un bassin versant.

Il faut dire que la zone d'étude s'inscrit dans un bassin versant beaucoup plus grand que la carte dont nous disposons. Ainsi pour son approximation, on a utilisé le logiciel Covadis. La commande **Génération du contour** du sous-menu **MNT** du menu **COVADIS 3D** permet de déterminer la limite du bassin versant.

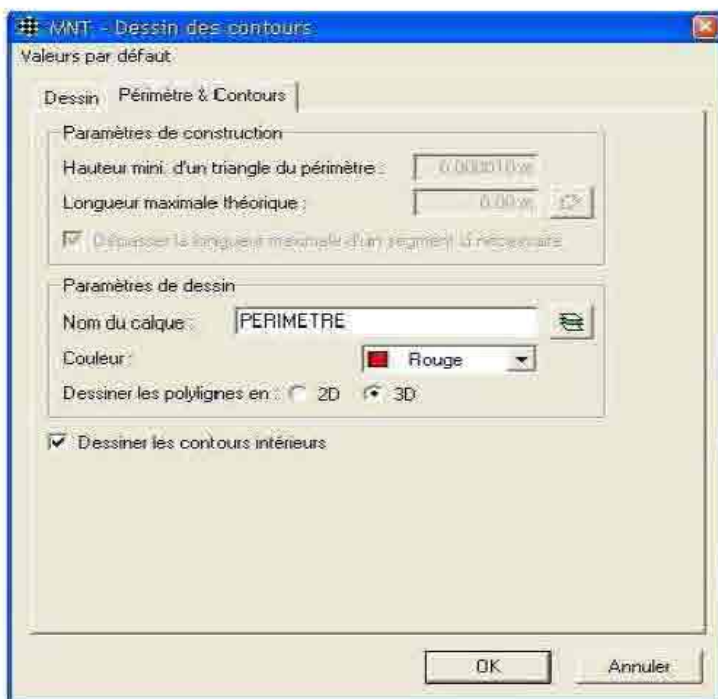


Figure 2. 1 – Délimitation du bassin versant avec Covadis

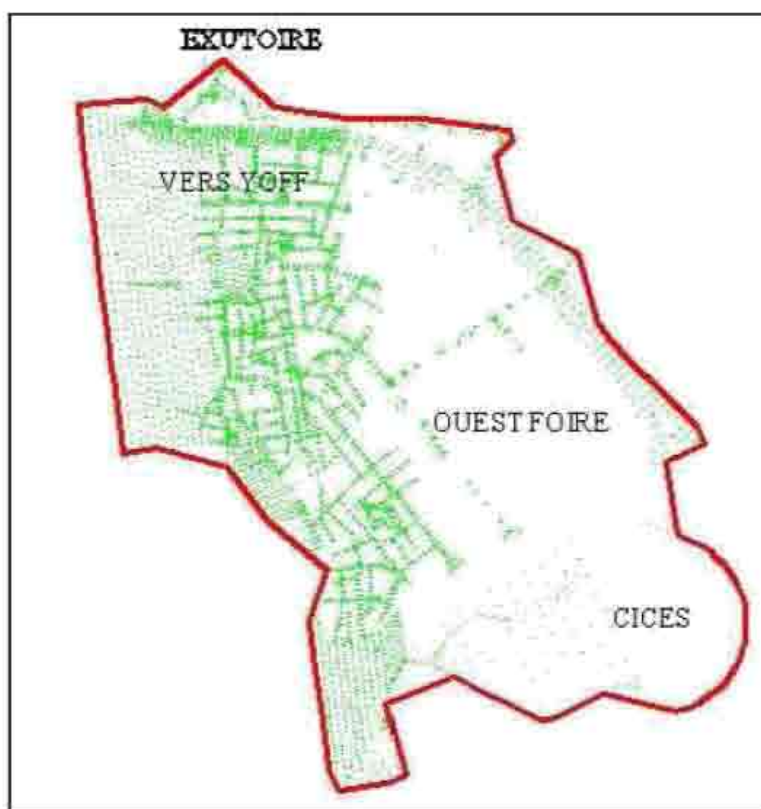


Figure 2. 2 – Limite du bassin versant

(c) Calcul des paramètres du bassin versant**(i) Surface du bassin : A**

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

La surface du bassin versant peut être mesurée par superposition d'une grille dessinée sur papier transparent, par l'utilisation d'un planimètre ou, mieux, par des techniques de digitalisation.

La superficie totale du bassin versant mesurée avec Covadis est :

$$A = 192.84 \text{ ha}$$

(ii) Périmètre du bassin : P

Le périmètre total du bassin versant mesurée avec Covadis est :

$$P = 6647.8935 \text{ m}$$

(iii) La forme

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de *temps de concentration*.

En revanche, les bassins en forme d'éventail présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'*indice de compacité de Gravélius* (1914) K_G , défini comme le rapport du périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot A}}$$

Avec :

K_G : indice de compacité de Gravélius ;

A : surface du bassin versant (km^2) ;

P : périmètre du bassin (km).

$$\text{Soit : } K_G = \frac{6.647}{2\sqrt{\pi * 1.92}} = \underline{\underline{1.35}}$$

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée ; ce qui correspond à notre cas.

(iv) Rectangle équivalent : $L \times l$

La longueur équivalente est de (pour $1.12 \leq K_G$) :

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1.12} \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right]$$

$$\text{Soit : } L = \frac{1.35 * \sqrt{1.92}}{1.12} \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.35} \right)^2} \right] = \underline{\underline{2.6 \text{ km}}}$$

La largeur équivalente est de :

$$l = \frac{A}{L}$$

$$\text{Soit : } l = \frac{1.92}{2.6} = \underline{\underline{0.74 \text{ km}}}$$

(v) Pente moyenne du cours d'eau : P_{moy}

$$P_{moy} = \frac{\Delta H_{max}}{L}$$

La longueur du bassin lue sur la courbe est de 2.528 km.

$$\text{Soit : } P_{moy} = \frac{30.01 - 14.13}{2.528} = 6.28 \text{ m/km}$$

2.2 Les sous bassins versants

(a) Définition

Le sous bassin est le secteur de bassin élémentaire situé séquentiellement de l'amont vers l'aval, correspondant à une ou plusieurs zones, un ou plusieurs tronçons, un point de calcul intermédiaire, un inventaire du secteur, etc.

(b) Délimitation des sous bassins versants

La zone est constituée principalement de trois types d'occupation du sol, à savoir un domaine commercial du côté de CICES et du CFTP, une partie à usage d'habitation dans le quartier d'Ouest Foire et une zone herbacée près de l'aéroport. Ainsi nous avons considéré quatre sous bassins versants suivant cette occupation du sol, mais également en tenant compte des lignes de crête constituées par les voiries et la topographie du terrain. Le schéma suivant montre les sous bassins versants.

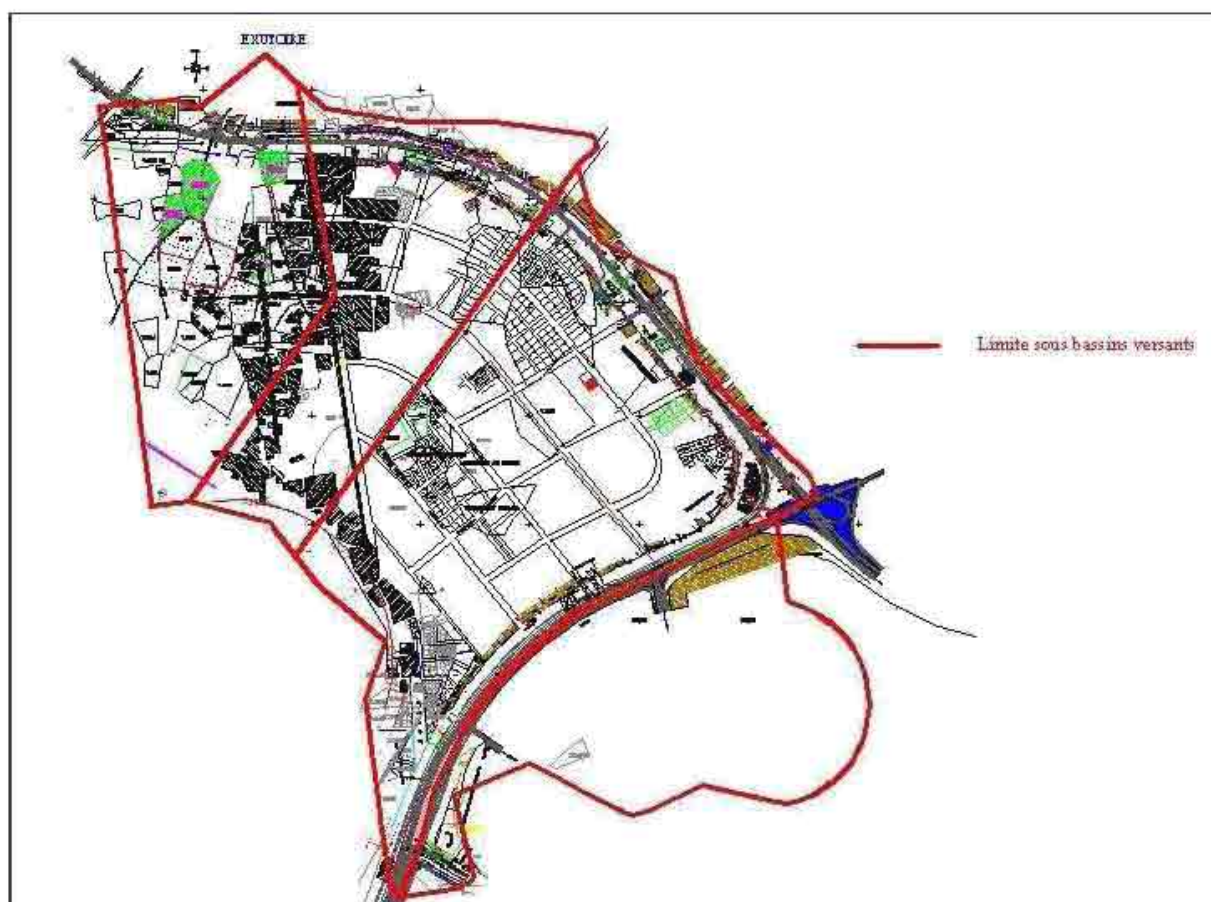


Figure 2.3 – *Délimitation des sous bassins versants*

Dans un but pratique d'étudier le bassin versant et les sous bassins versants afin de dimensionner les ouvrages de génie civil, il est nécessaire de définir certaines de ses caractéristiques.

(c) Longueur et pente moyenne du bassin versant

Ces paramètres sont importants dans la mesure où ils interviennent directement dans le calcul du temps de concentration.

La longueur du cours d'eau principal L est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le plus long parcours d'une goutte d'eau.

La pente moyenne est un paramètre important dans la mesure où elle donne une bonne indication du temps de ruissellement et influence donc directement le débit de pointe lors d'une averse.

Elle est donnée par la formule :

$$I = \frac{L \times D}{A}$$

I : pente moyenne du bassin versant ;

L : longueur du cours d'eau principal en m ;

D : équidistance entre deux courbes de niveau consécutives en m.

A : aire du bassin versant en m².

(d) Temps de concentration

D'un point de vue théorique, le temps de concentration t_c est la durée maximale nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique. C'est donc la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement.

Elle peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$t_c = t_r + t_e + t_{ec}$$

Où :

- t_r est le temps de ruissellement, il correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur). Il peut être estimé par l'une des formules suivantes :

Formule de Bourrier :

$$t_r = K_1 \left[\frac{(SL)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{3/4}$$

Formule de Caquot :

$$t_r = \frac{L}{11} \sqrt{I}$$

- t_e est le temps d'entrée. Il correspond au phénomène de saturation du sol :

$$t_e = K_2 L^{0.77} I^{-0.385}$$

- t_{ec} est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

$$t_{ec} = \frac{L_{conduite}}{60 V_{ps}}$$

Où :

L : longueur du plus long parcours en m

S : surface de l'impluvium en m^2

I : pente sur le parcours L en m/m

K_1 : facteur de variation selon la nature du sol.

Tableau 2. 1 - Valeur du Coefficient K_1 en fonction de la nature du sol

Sol	sol revêtu et pentu	sol revêtu	sol naturel nu	sol naturel herbu
K_1	1	2	3	4

K_2 : facteur d'homogénéité se rapportant aux unités ($K_2 = 0.0195$) ;

L_{conduite} : longueur de la conduite en mètre ;

V_{ps} : vitesse en pleine section en m/s.

(e) Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement permet de quantifier les débits d'eaux à faire évacuer par le réseau. Elle peut être définie comme le rapport de la lame ruisselée à la lame d'eau précipitée. Et de ce point de vue, il constitue un facteur de contraction du débit.

En réalité sa définition analytique est plus complexe car doit englober plusieurs facteurs comme la perméabilité des sols, l'influence de la topographie et de l'urbanisation...

Suivant les types de sols ou d'occupation des sols, on pourra se référer aux valeurs fournies à titre indicatif dans les tableaux 5.1 et 5.2. Les valeurs données au tableau 5.2 sont considérées sans aucune mesure compensatoire pour limiter la génération des débits pluviaux.

Tableau 2. 2 - Valeur du Coefficient de Ruissellement suivant le type de surface (I = pente) [2]

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Pavages, chaussées revêtues, pistes ciment	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Toitures et terrasses	$0.75 \leq C \leq 0.95$
Sols imperméables avec végétation :	
I < 2%	$0.13 \leq C \leq 0.18$
2% ≤ I ≤ 7%	$0.18 \leq C \leq 0.25$
I > 7%	$0.25 \leq C \leq 0.35$
Sols perméables avec végétation :	
I < 2%	$0.05 \leq C \leq 0.10$
2% ≤ I ≤ 7%	$0.10 \leq C \leq 0.15$
I > 7%	$0.15 \leq C \leq 0.20$

Tableau 2. 3 - Valeur du Coefficient de Ruissellement suivant le type d'occupation du sol [2]

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Résidentiel:	$0.30 \leq C \leq 0.50$
Lotissement ²	$0.50 \leq C \leq 0.75$
Collectifs	$0.25 \leq C \leq 0.40$
habitat dispersé	$0.50 \leq C \leq 0.80$
Industriel	$0.50 \leq C \leq 0.80$
Parc et jardins publics	$0.10 \leq C \leq 0.30$
Terrains de sport	$0.05 \leq C \leq 0.15$
Terrains vagues	$0.05 \leq C \leq 0.13$
Terrains agricoles	$0.03 \leq C \leq 0.07$
Drainés	
Non drainés:	

Le sous bassin BV1 étant situé dans une zone commerciale, nous avons pris un coefficient de ruissellement de 0.75. Quand aux sous bassins versants BV2 et BV3, ils font plutôt office d'habitations donc nous avons pris un coefficient de ruissellement de 0.6. Enfin le sous bassin versant BV4 étant en grande partie non occupé, nous avons considéré un coefficient de ruissellement de 0.15.

Pour le calcul du temps de ruissellement, nous avons appliqué la formule de Caquot.

Tableau 2. 4 – Récapitulatif des paramètres des sous bassins versants

BV	Aire (ha)	Longueur (m)	Pente (%)	C	Temps d'entrée (mn)	Temps de ruiss. (mn)
BV1	41,82	802,01	0,192	0,75	6,34	31,93
BV2	76,53	1009,79	0,132	0,6	8,75	33,35
BV3	38,57	482,04	0,125	0,6	5,06	15,49
BV4	35,9	818,73	0,228	0,15	6,03	35,54

2.3 Détermination de la pluie de référence

L'estimation adéquate du débit instantané à partir d'une averse (courbe de tarage) est extrêmement difficile en raison d'une connaissance insuffisante des événements hydrologiques.

Plusieurs techniques et procédures de détermination des débits ont été proposées et utilisées dans diverses régions du monde. Elles procèdent avec différents types d'hypothèses concernant les phénomènes modélisés, s'appuient sur différents types de données et sont souvent fondées sur des théories complètement distinctes.

Dans cette partie, nous nous intéresserons essentiellement à deux méthodes qui sont les plus employées dans nos pays : la « méthode rationnelle » et la « méthode superficielle de Caquot ».

La détermination de la pluie de référence, étape essentielle pour chacune de ces deux méthodes, permet de calculer le débit de pointe qui détermine les dimensions de la canalisation.

(a) Notion d'averse, hyétogramme, hydrogramme

(i) Averse

Dans les questions de drainage urbain, on désigne par averse, une période de forte pluie ininterrompue qui dépasse rarement plus de quelques heures. En pratique, on ne s'intéresse qu'à son intensité maximale calculée sur des intervalles de 20 minutes à une heure. Ces averses, de type orageux, proviennent essentiellement des perturbations locales, relativement brusques, ne comportant pas de système de front. La condition principale pour la

formation nuageuse réside dans une instabilité atmosphérique favorisant les mouvements ascendants.

L'averse à prendre en compte pour une période de retour donnée (exemple 10 ans) sera courte et brutale.

(ii) Hyétogramme

C'est une courbe qui donne, par un graphique en échelons, l'intensité moyenne i de la pluie, en fonction du temps.

(iii) Hydrogramme

C'est la courbe de débit instantané d'un écoulement résultant d'une pluie en fonction du temps.

(b) Relation intensité, durée, fréquence

(i) Notion d'averse type

Pour des raisons d'ordre économique, les ouvrages d'assainissement urbain ne sont pas dimensionnés pour la précipitation la plus intense pouvant survenir au cours d'une durée indéterminée. On ne cherche pas une protection absolue mais une protection contre une « averse-type » de probabilité déterminée.

(ii) Intervalle de référence t

C'est la durée prise en compte dans le cours d'une averse pour le calcul de l'intensité. Elle est donc égale à la durée de la pluie nette. La pluie nette est celle assurant le ruissellement superficiel direct.

(iii) Fréquence F

Si au cours d'une période d'observation de n années, on a enregistré m fois « l'averse type » d'intensité i sur un intervalle t, la fréquence de cette « averse-type » est par définition :

$$F = \frac{m}{n}$$

(iv) Intervalle de récurrence

L'intervalle de récurrence ou période de retour est le nombre d'années au cours duquel, en moyenne, « l'averse-type » considéré surviendra seulement une fois.

$$T = \frac{1}{F} = \frac{n}{m}$$

Tableau 2. 5 – Données Intensité - Durée - Fréquence de la région de Dakar (Météo nationale)

Durée (mn)	Intensité (mm/h)	
	T= 2 ans	T= 10 ans
5	89	143
10	75	120
15	66	105
30	48	80
45	38	64
60	31	50
90	27	45
120	18	28
180	15	22

En général pour le dimensionnement des réseaux d'eau pluvial, l'ONAS propose une période de retour de **10 ans**.

(c) **Courbe Intensité-Durée-Fréquence**

L'analyse des averses sur l'ensemble d'un bassin versant, conduit à une famille de courbe donnant, pour un intervalle de récurrence T déterminé, l'intensité moyenne maximum en fonction de l'intervalle de référence t .

Pour l'exploitation des données pluviométriques, nous pouvons l'approcher par l'une des formules mathématiques suivantes :

$$i(t, T) = \frac{a(T)}{t(t, T) + b(T)} \quad \text{Formule de Talbot}$$

$$i(t, T) = a(T) \times t^{-b(T)} \quad \text{Formule de Montana}$$

- a et b sont des constantes locales fonctions de T .
- t est l'intervalle de référence (durée de la pluie nette).

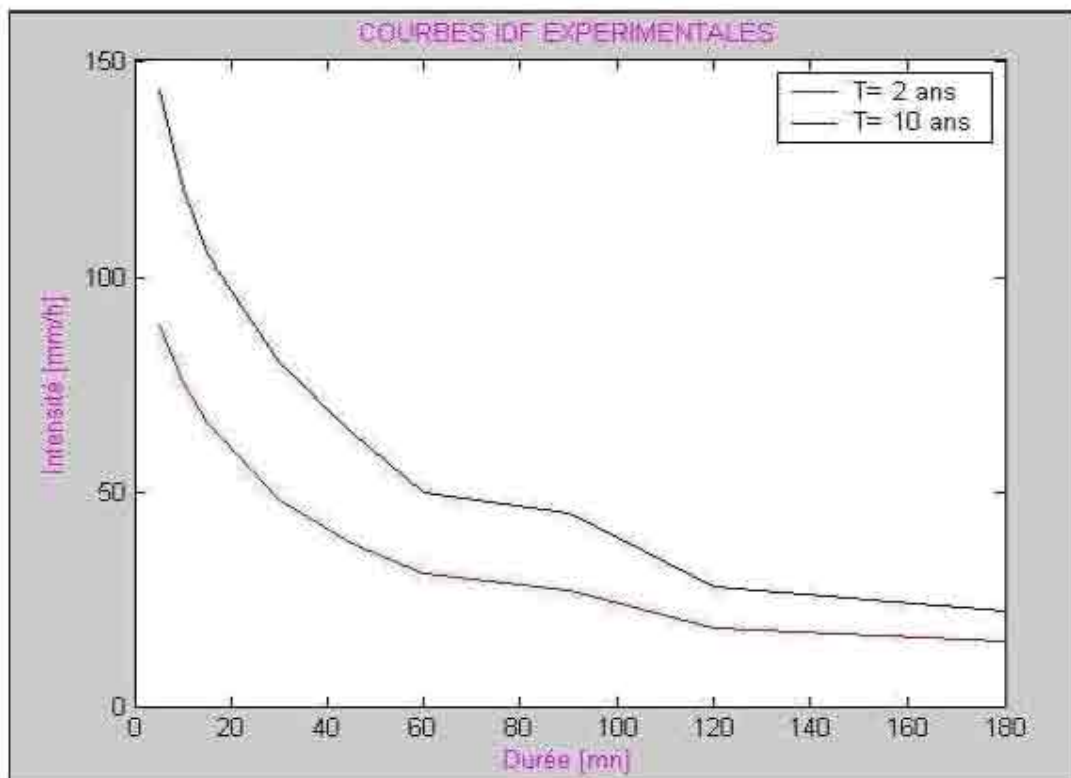


Figure 2.4 - Courbes IDF de Dakar Yoff

(d) Modélisation de la courbe IDF

La modélisation revient à approcher la courbe expérimentale réelle par une fonction du type de Montana ou de Talbot afin de déterminer l'intensité de la pluie pour un temps donné. Les coefficients **a** et **b** de ces deux formules peuvent être obtenus en utilisant la fonction « Polyfit » de Matlab.

Pour savoir si la courbe tracée répond à la précision désirée, nous allons tracer les digrammes ' $\log(i) = f(\log(t))$ ' et $I/i = f(t)$ afin de vérifier que la courbe ne possède pas des points de brisure.

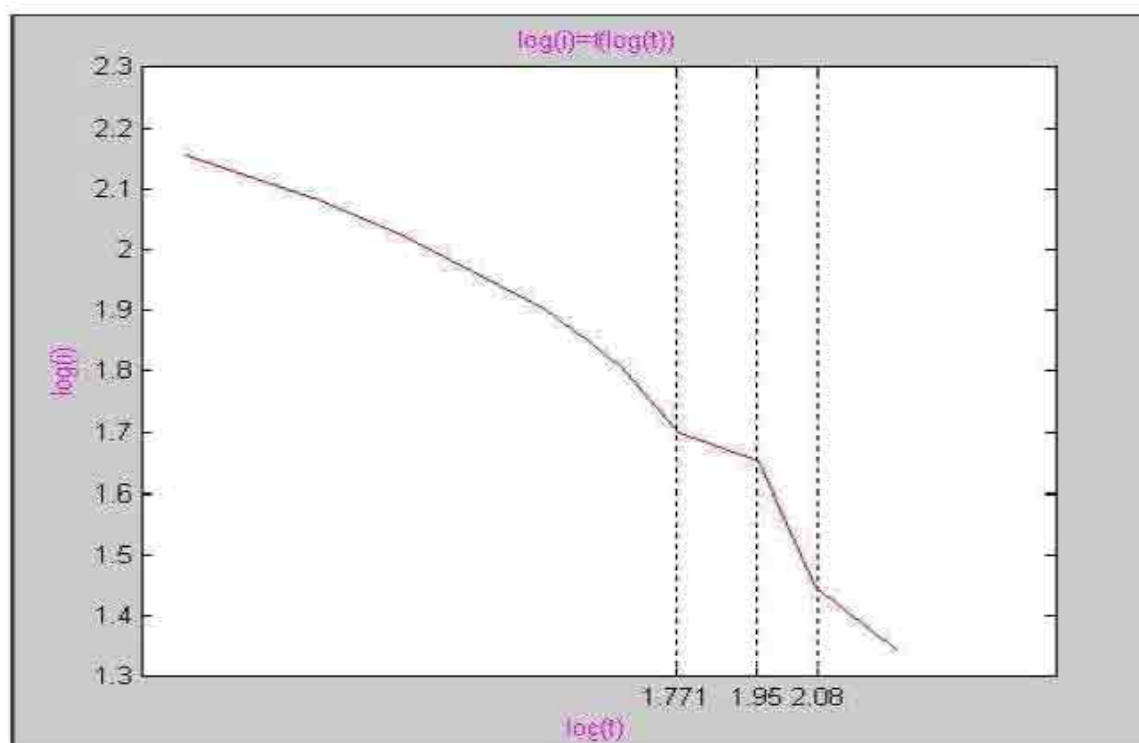


Figure 2.5 - Diagramme $\log(i)=f(\log(t))$ (Approximation de Montana)

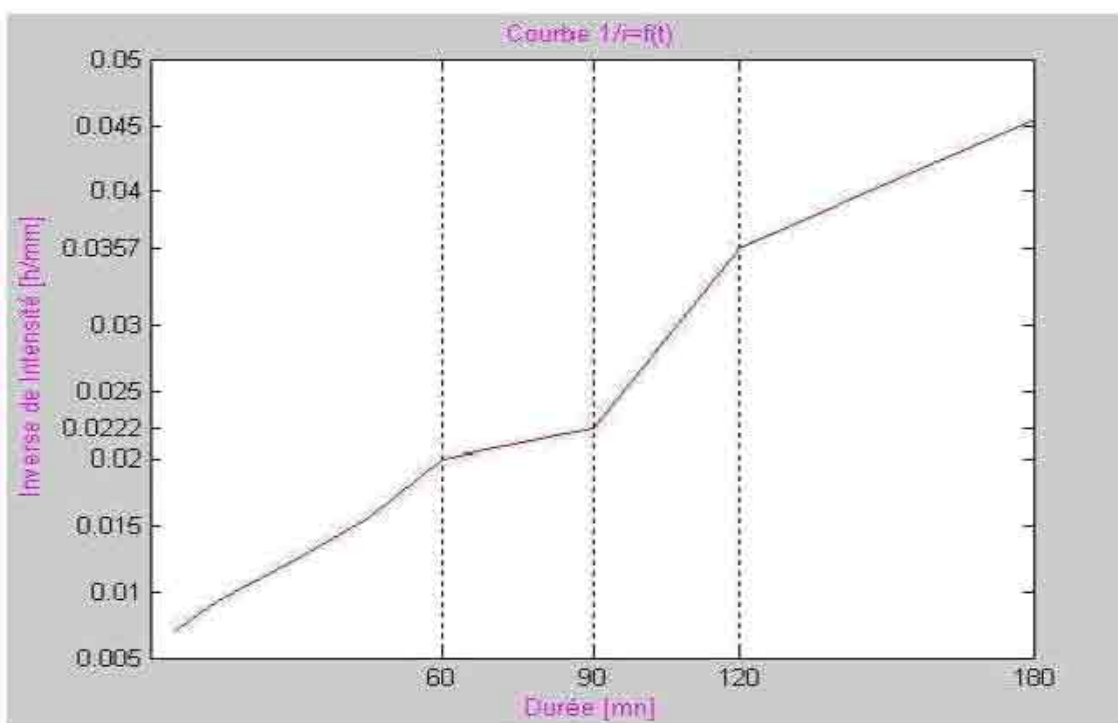


Figure 2. 6 – Diagramme $I/i)=f(t)$ (Approximation de Talbot)

Nous remarquons clairement pour Montana comme pour Talbot, pour avoir une bonne approximation, il faudrait considérer quatre segments de droites et faire la régression sur chacun de ces segments.

Pour la suite, nous utiliserons l'approximation de Montana et nous nous limiterons à la première point de brisure qui est à $t = 60$ mn ; ce choix s'explique par le fait que les temps de concentration sont inférieurs à 60 mn.

On trouve, avec Matlab, $a = 5$; $b = 0.41$

$$i(t) = 5t^{-0.41} \text{ pour } t \leq 60 \text{ mn}$$

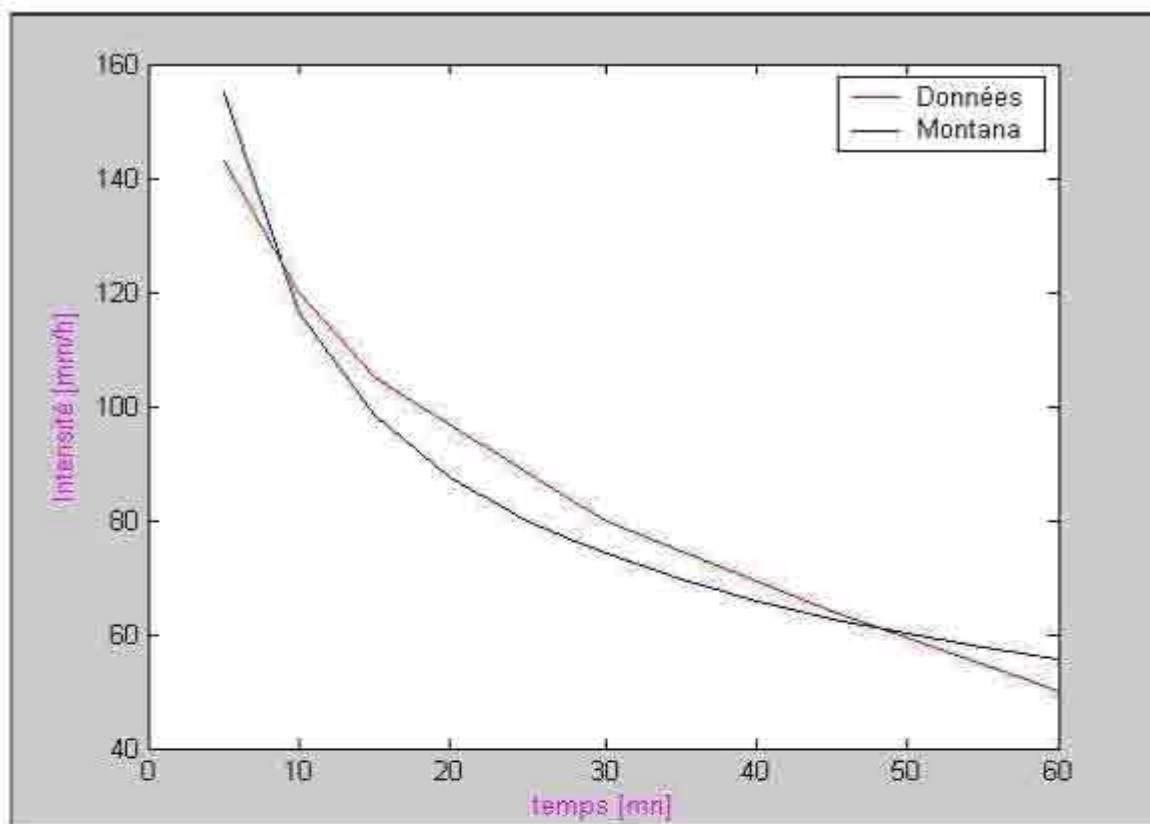


Figure 2.7 – Comparaison entre la courbe approchée de Montana et la courbe expérimentale.

Nous constatons que l'approximation avec la courbe de Montana est acceptable.

2.3 Méthodologie de dimensionnement

(a) La méthode rationnelle

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

Comme une des finalités de la méthode consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul.

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteur élémentaire $A_1, A_2, (\dots), A_n$ délimités par des lignes isochrones de ruissellement (fig. 2.8).

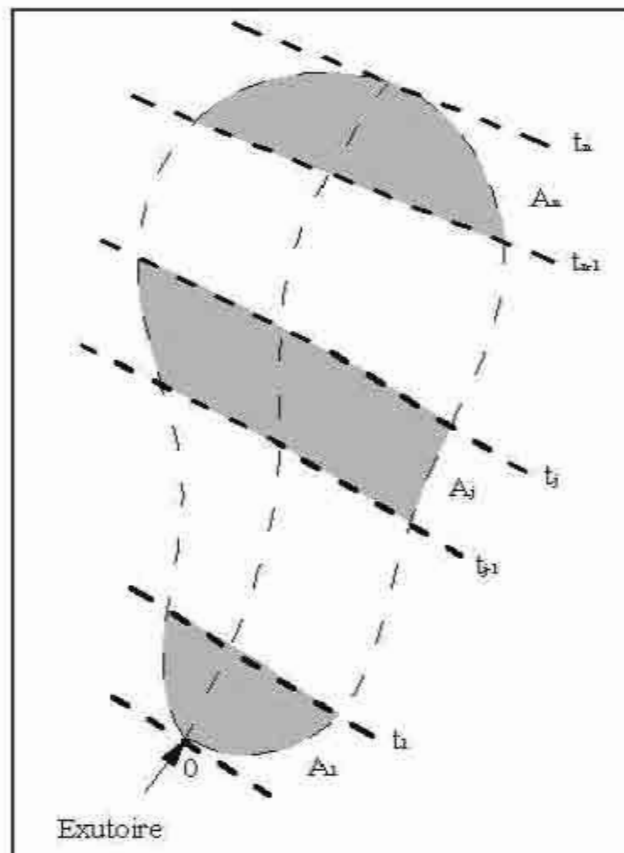


Figure 2.8 – Définition des lignes isochrones.

Ainsi, la zone A_j de coefficient de ruissellement (imperméabilisation) C_j est délimitée par les isochrones t_{j-1} et t_j .

Si l'on pose $t = \Delta t$, $t_2 = 2\Delta t$, (\dots), $t_n = n\Delta t$ et qu'il tombe sur cette aire une averse uniforme d'intensité i et de durée t_j , la valeur $C_j.i$ sera la partie de l'averse qui ruisselle sur cette aire élémentaire A_j .

Dans cette hypothèse, l'évolution du débit mesuré à l'exutoire pour une durée $t_r = \Delta t, \dots$, se présente ainsi :

$$Q(0) = 0$$

$$Q(\Delta t) = C_1.i.A_1$$

$$Q(2\Delta t) = C_2 \cdot i \cdot A_2$$

(...)

$$Q(n\Delta t) = C_n \cdot i \cdot A_n$$

Et la somme des temps Δt représentera la valeur finale du temps que mettra une goutte d'eau, la plus éloignée hydrauliquement, pour parvenir à l'exutoire considéré. C'est cette valeur finale qu'on appelle « *temps de concentration t_c* ».

Le pas étant délimité par les lignes isochrones (Δt), si l'averse d'intensité i dure $2\Delta t$, $3\Delta t$, ..., on obtient l'hydrogramme d'écoulement en ajoutant successivement les hydrogrammes élémentaires correspondant aux intervalles Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, ..., en allant de gauche à droite sur le graphique (figure 2.8).

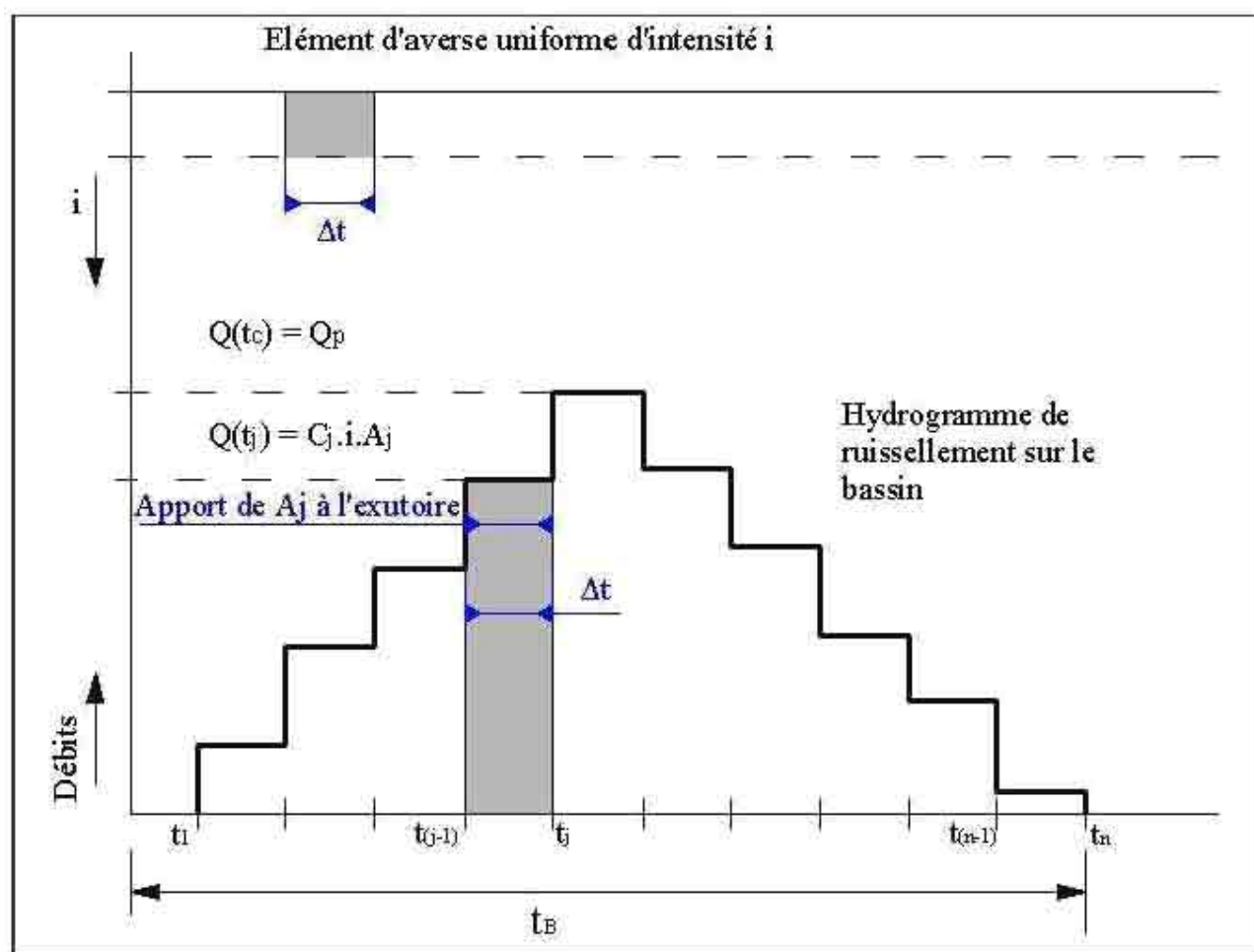


Figure 2.9 – Influence d'un élément de pluie uniforme d'intensité i à l'exutoire

Ainsi les débits à l'exutoire auront les valeurs suivantes :

$$Q(0) = 0$$

$$Q(\Delta t) = C_1 \cdot i \cdot A_1$$

$$Q(2\Delta t) = C_1 \cdot i \cdot A_1 + C_2 \cdot i \cdot A_2$$

(...)

$$Q(n\Delta t) = C_{(n-1)} \cdot i \cdot A_{(n-1)} + C_n \cdot i \cdot A_n$$

On conviendra alors que, pour une averse uniforme d'intensité i et de durée $n\Delta t = t_c$, tout le bassin contribue à la formation du débit $Q(n\Delta t)$ à l'exutoire. Par ailleurs, si l'averse durait plus longtemps que $n\Delta t$ avec la même intensité i , la sommation d'hydrogrammes identiques, décalés dans le temps, montrerait que le débit de pointe de l'hydrogramme demeurerait égal à la valeur de $Q(n\Delta t)$.

En conclusion, lors d'une averse d'intensité i uniforme, la contribution maximale du ruissellement à l'exutoire sera obtenue lorsque la durée de l'averse sera au moins égale au temps de concentration t_c du bassin.

Dans ce cadre de démonstration, il a été supposé que l'intensité i correspondait à une pluie nette évaluée à partir de l'existence d'un ruissellement, c'est-à-dire après déduction de toutes les pertes qui sont :

- r , interception par la végétation (0.2 à 1.5 mm de pluie), qu'on néglige en générale ;
- e , évaporation pendant la chute de pluie (ce qui est difficile à évaluer) sur la surface d'impluvium, la moyenne annuelle d'évapotranspiration étant variable dans le temps. Elle pourrait être de l'ordre de 50 à 80 mm/mois en métropole pour les mois de période chaude ;
- i_s , infiltration dans le sol, qui peut dépasser 40 mm/h au début de l'averse sur un sol perméable, en tendant vers 0 à la saturation du sol ;
- s , stockage dans les dépressions superficielles du terrain.

On peut donc proposer l'égalité suivante à rattacher à l'évaluation de l'intensité uniforme i :

$$P_{nette} = P_{brute} - (r + e + i_s + s)$$

La pluie efficace sera donc équivalente à la hauteur de la lame d'eau reçue par le bassin pendant la seule durée de la pluie nette (fig. 2.10) :

$$P_{eff} = P_{nette} \sum \Delta t$$

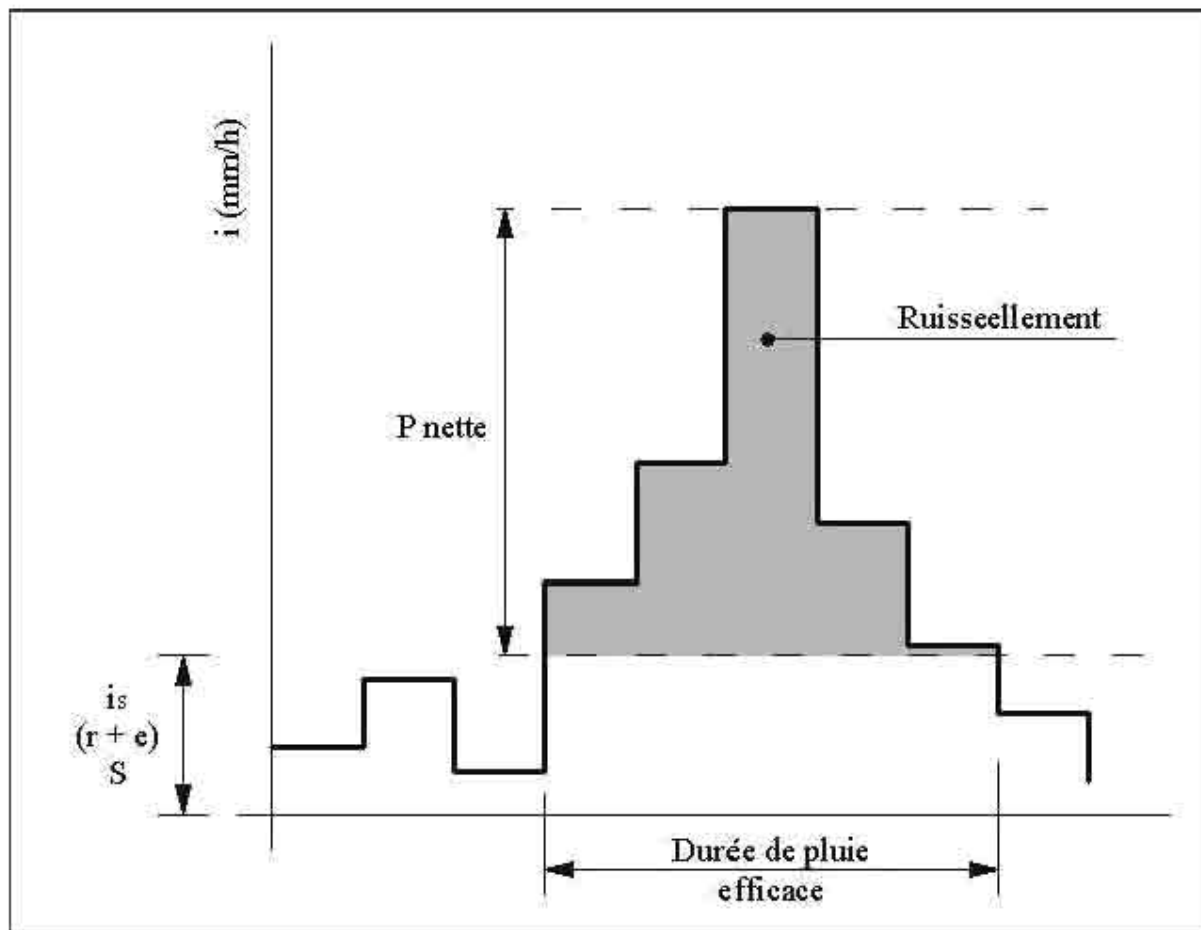


Figure 2. 10 – Définition de la pluie efficace et de la pluie nette.

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont par conséquent, les suivantes :

- l'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fraction du débit précipité $i.A$;

- l'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- enfin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

Et l'on a :

$$Q_p = Q_{(n\Delta t)} = \sum_{k=1}^n C_k \cdot i \cdot A_k = i \cdot \sum_{k=1}^n C_k \cdot A_k$$

En posant :

$$CA = \sum_{k=1}^n C_k \cdot A_k$$

On obtient finalement l'expression de la formule rationnelle :

$$\boxed{Q_p = K_1 \cdot C \cdot i \cdot A}$$

Q_p : débit de pointe de l'hydrogramme en m^3/s .

K_1 : coefficient d'homogénéité se rapportant aux unités $K_1 = 1/360$.

C : coefficient de ruissellement dans la limite $0 < C < 1$.

i : intensité en mm/h .

A : superficie du bassin en hectares.

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

(i) Aire d'impluvium

Après avoir esquissé le schéma d'ossature d'un réseau et les principaux points d'entrée dans sa structure, on procède à la délimitation des secteurs d'influence correspondants. La

meilleure démarche consiste à tenir compte, dans ce découpage, de l'occupation des sols (actuelle et future), de la nature du sol (pédologie), de la couverture végétale et de la longueur du plus long parcours de l'eau à travers les chemins de ruissellement et d'écoulement rapportés à la pente (la longueur et la pente permettant de déterminer le temps d'entrée des courants de ruissellement dans le réseau).

(ii) Temps de parcours

Pour le calcul du temps de parcours dans un émissaire ou une conduite, on a tendance, pour simplifier, à considérer comme représentative la vitesse d'écoulement à pleine section ou à mi-section. On calculera V en fonction du rapport :

$$r_Q = \frac{Q_P}{Q_{PS}}$$

(Q_P étant le débit à transiter et Q_{PS} le débit à pleine section), le rapport r_v s'appliquant à la vitesse V_{PS} calculée à pleine section suivant les ouvrages : à ciel ouvert, circulaires ou ovoïde. D'où :

$$t_1 = \frac{L}{60 \cdot r_v \cdot V_{PS}}$$

t_1 : temps de parcours dans le réseau en minutes,

L : longueur de la conduite en mètres,

r_v : rapport en correspondance du rapport r_Q des débits,

V_{PS} : vitesse d'écoulement à pleine section en m/s.

Ainsi, juste à l'amont d'un nœud, le temps de concentration t_c est le suivant :

$$t_c = t_1 + t_2$$

t_2 : est le temps d'entrée en minutes

(iii) Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement C est à déterminer comme un facteur de contraction du débit. Aussi, dans l'application de la méthode rationnelle, C doit être évalué le plus justement possible, car il doit englober de nombreux paramètres comme la perméabilité des sols, l'influence de la topographie et de l'urbanisme du bassin, etc.

Un paramètre, minuteur ou majorateur, dépendant étroitement du coefficient de ruissellement lorsque celui-ci est constant, permet de tenir compte du climat, de l'état des sols, d'une période pluvieuse antérieure et, surtout, intègre la capacité de stockage du système hydraulique et du volume écoulé depuis l'origine ; ce paramètre K_2 du bilan volumétrique s'applique tel que :

$$Q_c = K_2 \cdot Q_1$$

Q_1 : débit initial,

K_2 : coefficient du bilan volumétrique ($0.5 \leq K_2 \leq 1$).

$K_2 = 0.5$: système non saturé comportant de fortes capacités hydrauliques et des retenues naturelles ou des espaces aménagés de fossés, dépressions, etc.

$K_2 = 1$: système saturé avec des capacités hydrauliques strictes et des vitesses rapides (> 1 m/s).

Cependant, le coefficient de ruissellement peut aussi varier avec la durée de l'averse, la saturation des sols non urbanisés, tels $C = C(t)$, par l'application de la formule de Bourrier :

$$C = \frac{1}{1+t} P + \frac{S \cdot t}{100+t} (1-P)$$

C : coefficient de ruissellement global,

P : pourcentage de surfaces imperméables (≤ 1) (s'il n'y a pas de construction, $P = 0$ et le premier terme est nul),

t : temps écoulé à partir du commencement de l'averse (en min), $1 \leq t$,

S : taux de saturabilité des sols ($0.1 \leq S \leq 1$),

S = 0.1 : terrains perméables et peu pentus (1 à 3%) ;

S = 0.5 : terrains argileux compacts assez imperméables, sans végétation et moyennement pentus ($3\% \leq I \leq 6\%$) ;

S = 0.75 : terrains imperméables et assez pentus ;

S = 1 : terrains rocheux, laves, sans végétation et pentus ($I > 6\%$).

(iv) Intensité uniforme i de l'averse

L'intensité est à relier à l'occurrence occasionnelle des débits résultants d'averses de grande intensité. Cependant, il est impensable, économiquement, d'envisager un ouvrage dont les dimensions permettraient de s'affranchir totalement d'un risque par ailleurs aléatoire et en théorie infini.

On utilisera les formules du type $i(t,F)$ définies ci-dessus.

Il faudra aussi considérer que, sur une aire géographique donnée, l'intensité de la pluie mesurée à l'épicentre de l'averse décroît proportionnellement avec l'étendue de son impact au sol. On pourra utiliser l'une des formules suivantes pour tenir compte de l'abattement spatial de la pluie.

- Formule de Frühling, avec L en mètre
 - Pour les bassins de forme ramassée :

$$i_F = i \cdot (1 - 0.005 \cdot \sqrt{L})$$

- Pour les bassins de forme allongée :

$$i_F = i \cdot \left(1 - 0.006 \cdot \sqrt{\frac{L}{2}} \right)$$

- Formule de Grisollet

$$i_G = \frac{i(60 + 3D)}{(60 + 14D)}$$

Avec D : plus grande distance, en km.

- Formule de Caquot

$$i_c = i.A^{-\epsilon}$$

Avec A en hectares et $\epsilon = 0.05$ = valeur moyenne ($0.01 \leq \epsilon \leq 0.1$).

L'ajustement de cette formule sur des bassins versants de taille supérieure à 10 km² tenant compte du type de pluie (orageuse ou cyclonique) et de la fréquence conduit à moduler ϵ (tableau 2.6).

Tableau 2. 6 – Coefficients d'ajustement de l'intensité en fonction de la fréquence de l'averse.

Fréquence	ϵ	$1 - \epsilon$
Mensuelle	0.01	0.99
Annuelle	0.03	0.97
Décennale	0.05	0.95

(v) Utilisation de la formule rationnelle

La démarche générale a été fixée par ce qui précède. On suivra scrupuleusement les étapes, dont la dernière est la fixation des normes que devra respecter le projet.

Notamment, le choix d'un diamètre de collecteur et d'une pente de projet devra tenir compte des normes qu'on se fixe.

- La vitesse V doit s'inscrire à l'intérieur d'une fourchette de valeurs limites :

$$V_{\text{mini}} \leq V \leq V_{\text{maxi}}$$

V_{mini} : vitesse en dessous de laquelle l'autocourage ne serait pas réalisé,

V_{maxi} : vitesse au-dessus de laquelle il y'a risque évident d'érosion du matériau mis en œuvre.

- Le diamètre doit correspondre à un diamètre commercial ; pour le transport des eaux pluviales, il ne doit pas être inférieur à 0.30 m.
- De l'amont vers l'aval : une canalisation aval sera au moins égale en termes de capacité à celle transitant le plus fort débit d'entrée.
- La profondeur de mise en œuvre minimale doit être déterminée en fonction des contraintes d'environnement, de telle sorte qu'une canalisation en place puisse satisfaire aux impératifs de la desserte en même temps qu'aux impératifs d'ordre économique.

Ces divers éléments étant fixés, la procédure rationnelle d'application consiste à suivre le scénario décrit ci-dessous.

1) Première étape

Il faut délimiter l'aire générale du bassin afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il conviendra d'étudier les subdivisions correspondant aux sous bassins d'apport - à l'intérieur comme à l'extérieur de l'aire -, lorsqu'il s'agira de faire transiter par le réseau urbain des eaux provenant des sous bassins de l'environnement agricole ou forestier.

On pourra avantageusement représenter schématiquement tant les sous bassins que leurs caractéristiques représentatives (surfaces, longueurs et pentes des thalwegs de ruissellement qui déterminent les valeurs du temps d'entrée, les valeurs moyennes pondérées des coefficients de ruissellement), ainsi que les numéros des différents repères.

A défaut d'une représentation schématique, on pourra rappeler toutes les données dans un tableau général récapitulatif, y compris les valeurs t_2 des temps d'entrée respectifs.

2) Seconde étapes

On procédera ensuite au calcul proprement dit, étant entendu que l'essentiel des calculs élémentaires préalables auront été effectués pendant la première étape. La procédure sera alors la suivante.

- Calculer le débit de pointe à l'exutoire en recourant à la formule originale, avec prise en compte de l'abattement spatial exprimé par A. Caquot, d'où :

$$\begin{aligned} Q_p &= K_1 \cdot C \cdot i \cdot A \cdot A^{-\varepsilon} = K_1 \cdot C \cdot i \cdot A^{0.95} \\ &= \frac{1}{360} \cdot C \cdot at_c^{-b} \cdot 60 \cdot A^{0.95} \\ &= 0.167 \cdot C \cdot at_c^{-b} \cdot A^{0.95} \end{aligned}$$

Il conviendrait d'appliquer un abattement au minimum de 10 % pour tenir compte de l'effet de conservation du système hydrologique ($K_1 = 0.15$).

- Calculer la valeur du diamètre théorique, à l'aide de la formule de Manning-Strickler à pleine section :

$$D = \left[\frac{n \cdot Q_p}{f \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

n : coefficient de Manning.

$$n = \frac{1}{K}$$

$$f = \frac{\pi}{\frac{5}{4^3}} = 0.3117$$

Tableau 2. 7 – Coefficients de Manning en fonction de la nature des collecteurs.

Propriétés	n
Collecteurs importants ($800 \text{ mm} \leq \Phi$) avec peu de branchements ou autres singularités	0.011
Collecteurs avec branchements et peu de singularités (coudes...)	0.012
Collecteurs avec de nombreux branchements et peu de singularités	0.013
Collecteurs comportant de nombreuses singularités, avec un effluent chargé	0.014
Canaux en béton ordinaire avec un effluent chargé	0.015
Passages hydrauliques en tôle ondulée ou en maçonnerie	0.020
Fossés en terre	0.025
Fossés avec lit de pierres ou galets	0.035
Canaux rugueux ou herbes	0.040
Fossés pierreux ou naturels	0.060

Q_p : débit de pointe ou de projet ;

I : pente hydraulique de l'ouvrage en m/m.

- Fixer le diamètre commercial Φ en mm.

- Calculer les caractéristiques à pleine section :

$$Q_{PS} = \frac{1}{n} \cdot f \cdot \phi^3 \cdot I^{\frac{8}{3}} \cdot L^{\frac{1}{2}}$$

$$V_{PS} = \frac{4Q_{PS}}{D^2}$$

- Effectuer le rapport $r_Q = Q_P / Q_{PS}$ pour connaître les valeurs r_V et r_H (fig. page 193)
- Evaluer la vitesse effective ainsi que la hauteur de remplissage de la conduite :

$$V = V_{PS} \cdot r_V$$

$$H = \phi \cdot r_H$$

- Vérifier les compatibilités avec les normes fixées ; s'il y'avait discordance, apporter les corrections nécessaires et procéder aux itérations de calculs jusqu'à obtention d'un résultat satisfaisant.
- Calculer le temps de concentration t_c :

$$t_c = t_{c(amont)} + t_1$$

- Passer au nœud suivant.

L'application de la méthode rationnelle à un réseau existant, pour appréhender les débits d'apports et le contrôle de capacité d'ouvrages, n'est pas différente d'un réseau à projeter.

Dans ce cas, on peut effectuer un calage *in situ* d'une pluie tombée et des débits correspondants écoulés à l'exutoire.

(b) La méthode superficielle

La méthode de Caquot ou méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les paramètres de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe

qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée – d'où l'expression courante de la méthode superficielle de Caquot – mais, à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres.

Il est démontré, à propos de l'effet de capacité, que le débit, à l'instant où le réseau fonctionne au maximum (réseau plein), correspondant exactement au volume tombé dans l'unité du temps, tandis que le volume tombé antérieurement a servi à la fois à l'écoulement, au remplissage des canalisations et à l'humidification de toutes les surfaces du bassin de réception, la capacité correspondante pouvant être grande s'il s'agit de terrains particulièrement perméables.

$$\frac{1}{6} \alpha . H . A . C = q (\beta + \delta) . t_c$$

α : A^{-e} , coefficient de distribution spatiale de l'averse, la valeur de A étant exprimée en hectares,

H : hauteur de pluie à l'épicentre de l'averse, en millimètres entre t_0 et t_c ,

A : surface du bassin versant, en hectares ou surface imperméabilisé brute,

C : coefficient de ruissellement,

$q . \beta . t_c$: volume écoulé en m^3 pendant le temps de concentration t_c ,

$q . \delta . t_c$: volume stocké dans le réseau et le bassin versant depuis le début de l'averse et jusqu'à l'instant t_c ,

$\beta + \delta$: effet de capacité totale (β correspondant à l'écoulement et δ au stockage),

q : débit maximal en m^3/s au point considéré.

Dans le modèle de Caquot, l'effet de capacité est traduit, en fait, par :

$\beta + \delta = 0.85 + 1$ initialement,

= 1.1 dans l'instruction de 1977,

Cette dernière valeur correspond à un « amortissement volumétrique » minimal de 10 % pour les bassins urbains de petite taille, donc à une surestimation du résultat.

Notons que l'effet de capacité peut être variable, compte tenu du choix des éléments de projet du parti architectural et paysager. L'expérience a montré que, dans les cas de secteurs importants (environ 100 à 150 ha), il est souhaitable d'adopter $\beta = 0.6$ et $\delta = 0.8$.

(i) Temps de concentration

Dans l'équation du bilan volumétrique, apparaît la notion de temps de concentration t_c . Cette valeur n'est en fait que la somme des valeurs élémentaires t_1 et t_2 , expliquant l'effet de capacité développé sur ces temps d'écoulement dans le réseau (t_1) et sur le bassin versant (t_2).

La formule du temps de concentration est établie comme suit dans l'instruction 1977 :

$$t_c = \mu I^c \cdot A^d \cdot Q_{P(F)}^f$$

Avec les paramètres d'ajustement ci-après, issus de mesures expérimentales :

$$\mu = 0.28M^{0.84} = 0.28L^{0.84} \cdot A^{-0.42}$$

(Ce qui correspond à $\mu = 0.5$ pour $M = 2$), dans laquelle L est la longueur en km du parcours de l'eau dans les caniveaux et le réseau.

I : pente moyenne hydraulique du réseau sur le parcours de l'eau, avec comme exposant :

$c = 0.41$.

A : surface représentant la somme des surfaces élémentaires d'influence au point de calcul, avec comme exposant : $d = 0.507$.

$Q_{P(F)}$: débit corrigé au point de calcul, avec comme exposant : $f = -0.287$.

Ou encore en développant :

$$t_c = 0.423L^{0.84} I^{-0.41} A^{0.087} Q_{P(F)}^{-0.287}$$

Compte tenu d'expériences qui montrent que le modèle, dans ses limites définies, est assez proche de la réalité des observations, l'expression t_c pourrait avantageusement être modifiée comme suit :

$$t_c = 0.423L^{0.69} I^{-0.41} A^{0.184} Q_{P(F)}^{-0.354}$$

Cette notion de temps de concentration (ou *lagtime*), on le verra, joue un rôle très important dans les assemblages des bassins d'influence aux points caractéristiques des tronçons du réseau, surtout s'il s'agit d'assembler des bassins de caractéristiques hétérogènes en un nœud donné.

(ii) *Formule générale d'expression du débit maximal*

Si dans la formule de Caquot, on a $q = Q_{P(F)}$ et $\alpha = A^{-\varepsilon}$, on peut écrire :

$$Q_{P(F)} = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \cdot C \cdot \frac{H}{t_c} \cdot A^{1-\varepsilon}$$

Si l'on admet que $\frac{H}{t_c}$ est l'intensité moyenne en mm/min de durée t_c , hypothèse qui conduit à considérer que la durée t_c est égale au temps écoulé entre le début de l'averse et l'instant θ où l'intensité est maximale (fig. 5.4), on peut encore écrire :

$$Q_{P(F)} = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \cdot C \cdot i(t_c, F) \cdot A^{1-\varepsilon}$$

Et on retrouve la formule rationnelle améliorée. En introduisant la formule exponentielle d'intensité-durée-fréquence, on a :

$$Q_{P(F)} = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \cdot C \cdot a(F) \cdot t_c^{b(F)} \cdot A^{1-\varepsilon}$$

En remplaçant t_c par l'expression de sa valeur développée, on aboutit finalement à la formule générale :

$$Q_{P(F)} = \left[\frac{a(F) \cdot \mu^{b(F)}}{6(\beta + \delta)} \right]^{\frac{1}{1-b(F),f}} \cdot C^{\frac{1}{1-b(F),f}} \cdot I^{\frac{b(F),c}{1-b(F),f}} \cdot A^{\frac{[b(F),d]+[1-\epsilon]}{1-b(F),f}}$$

Dans laquelle μ , c , d et f sont les valeurs entrant dans la formulation du temps de concentration de l'intensité, et $a(F)$ et $b(F)$ les valeurs paramétriques de la pluie considérée pour une région climatique donnée et une probabilité de retour.

(iii) Définition et influence des divers paramètres des formules superficielles

1) Pente du réseau (paramètre I)

L'analyse du modèle de Caquot (notamment en ce qui concerne l'évaluation du temps de concentration t_c) laisse apparaître que l'auteur évalue la pente sur la base des pentes élémentaires mesurées sur chaque tronçon du réseau. Cette option n'a d'ailleurs pas été infirmée par les auteurs contemporains.

- *Définition de la pente moyenne*

Cette hypothèse étant posée, pour un bassin versant urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique L constitué de tronçons successifs L_j et de pente sensiblement constante I_j , l'expression de la pente moyenne qui exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire est parfaitement explicite sous la forme :

$$I_{moy} = \left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$$

- *Définition de la pente moyenne équivalente*

Lorsqu'il s'agit de réaliser un assemblage de plusieurs développements de tronçons homogènes, indépendants les uns des autres (mais hétérogènes entre eux), à la jonction des canalisations de transport, il y a alors assemblage en parallèle et, bien évidemment, la formule générale ne peut s'appliquer.

Il convient alors de recourir à une expression permettant d'obtenir la valeur de la pente moyenne équivalente, représentative de l'assemblage des tronçons convergents, et de l'appliquer sur le cheminement correspondant au plus fort débit d'apport au nœud, soit :

$$I_{eq.moy} = \frac{\sum I_j Q_{Pj}}{\sum Q_{Pj}}$$

- *Influence de la pente dans l'évaluation du débit*

La formule générale d'expression du débit de pointe peut s'écrire sous la forme contractée suivante :

$$Q_{P(F)} = K_{1(F)} I^{u(F)}$$

Formule dans laquelle K_1 est un paramètre simplificateur d'écriture du calcul. De là, on tire :

$$I^{u(F)} = \frac{Q_{P(F)}}{K_{1(F)}}$$

2) Coefficient de ruissellement (paramètre C)

Dans l'expression du bilan volumétrique du modèle de Caquot, le coefficient C est considéré comme un coefficient volumétrique de ruissellement. Il intervient dans l'évaluation du bilan en tant que « facteur de contraction » pour traduire soit la partie de surface sur laquelle se manifeste le phénomène de ruissellement, soit la fraction de la hauteur totale de la pluie parvenant à l'exutoire du bassin versant considéré. De ce point de vue, le raisonnement est très proche de celui exposé dans le cadre de la méthode rationnelle.

En site urbain, l'analyse du phénomène des pertes à l'averse conduit à penser que les surfaces imperméables jouent un rôle prédominant, l'influence des surfaces perméables n'intervenant que plus tardivement.

Le coefficient d'apport de ruissellement (on dit aussi « coefficient C ») est donc pris égal au taux d'imperméabilisation du bassin :

$$C = \frac{A_{imp}}{\sum A_j}$$

Avec A correspondant à la fraction de surface imperméabilisée et à la surface totale des aires A du bassin j considéré.

En fait, la fraction de surface imperméabilisée, dont le coefficient serait théoriquement égal à 1, est en pratique égal à 0.90 pour tenir compte de l'eau stockée dans les dépressions (inégalités du sol) et des pertes résiduelles. Par ailleurs, les espaces libres, les sols nus, etc., dont la perméabilité varie en fonction du taux de saturation, conduisent en pratique à la notion de surface active S_a , définie par l'expression suivante :

$$S_a = 0.9A_{imp} + S_{(A_j - A_{imp})}$$

Le coefficient de ruissellement devient :

$$C = \frac{S_a}{A_j}$$

- *Esquisse de l'ossature du réseau*

Ainsi, il est essentiel, avant toute délimitation des bassins élémentaires, de bien esquisser l'ossature du réseau en se fondant sur les deux principes suivants :

- aux extrémités amont de l'ossature, il conviendra d'étudier la « potentialité » de débit à prendre en compte. Pour cette recherche de potentialité, on pourra utiliser la formule rationnelle appliquée à un linéaire de desserte ;
- dans le cours du réseau, on considérera que l'extrémité aval d'un tronçon correspondra au point de jonction de tronçons convergents, qu'il s'agisse de tronçons homogènes par nature ou de tronçons homogènes par équivalence après assemblage en « série » des tronçons composants.

- *Délimitation des sous bassins élémentaires*

L'ossature du réseau étant résolue par application de ces principes, on procédera alors à la délimitation proprement dite des sous bassins élémentaires considérés comme des surfaces

d'influence aux points caractéristiques. On adoptera comme règle que le découpage doit être réalisé :

- suivant les lignes de plus grandes pentes, si ces lignes sont continues et sans obstacles ;
- en contournant les obstacles naturels ou accidentels, dès lors qu'ils contrarient les écoulements.

Cette opération terminée, il conviendra de relever les surfaces des bassins élémentaires, des sous-bassins et, dans chacun, la surface imperméable de chaque zone permettant l'estimation du taux d'imperméabilisation.

3) Allongement M (coefficient correcteur m)

Le modèle de Caquot a introduit un allongement moyen défini comme le rapport de la longueur du plus long cheminement hydraulique (L en hectomètres) de l'eau au côté du carré d'une aire équivalente (A en hectares) à la surface du bassin considéré :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} = 2$$

Le facteur de forme du bassin est très important car, si le résultat du calcul de M est différent de la valeur 2 de base, le débit résultant de l'application des formules superficielles doit être corrigé.

- *Correction de l'allongement*

Dans la pratique, on procédera en deux temps :

- d'abord, on évaluera le rapport M sur le plus long parcours d'écoulement en réseau en y adjoignant, éventuellement, le parcours d'écoulement dans les caniveaux pour les tronçons de tête de réseau ;

- ensuite, on évaluera le facteur correcteur m qui permettra de corriger le débit brut par application de la formule suivante :

$$m = \left[\frac{4A}{L} \right]^{\frac{-0.42b(F)}{1-b(F).f}} = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{-0.84b(F)}{1-b(F).f}}$$

Dans laquelle A est la surface en hectares du bassin, L la longueur en hectomètres du plus long parcours de l'eau, $b(F)$ un des paramètres d'expression de la pluviométrie et f le facteur d'ajustement du débit de pointe dans l'expression du temps de concentration. M est bien évidemment la valeur de l'allongement, calculée par résolution de la formule précédente.

En se référant à des expériences dans ce domaine, on pourrait adopter cette valeur :

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{0.7b(F)}$$

b étant l'un des paramètres de la pluviométrie.

- *Influence de l'allongement sur l'évaluation du débit de pointe*

Comme on vient de le voir, le paramètre M joue un rôle essentiel dans l'évaluation du débit, le coefficient m étant minorateur si $M > 2$, ou majorateur si $M < 2$.

Aussi conviendra-t-il de s'appliquer à rechercher un découpage aussi homogène que possible pour éviter des « dérives » de débits. Encore que cette recherche ne soit pas facilitée par les problèmes découlant directement des assemblages.

Lorsqu'il s'agit d'assemblages en série, les difficultés ne sont pas exagérées, les évaluations successives des valeurs équivalentes M_{eq} s'effectuant sur la base de la formule générale :

$$M_{eq} = \frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$$

Au contraire, lorsqu'il s'agit d'assemblages en parallèle, les difficultés apparaissent réellement. A la conjonction des tronçons du réseau, il convient de retenir pour le calcul de

$M_{\text{éq}}$ la longueur du plus long cheminement par lequel circule le plus fort débit. C'est ainsi que la formule devient :

$$M_{\text{éq}} = \frac{L(Q_{Pj\text{max}})}{\sqrt{\sum A_j}}$$

(iv) Limites d'application

La formule de Caquot, paramétrée par l'instruction de 1977, permet de déterminer les débits maximaux circulant dans les divers tronçons de canalisation d'un réseau ramifié classique, mais à la condition que le réseau ne soit pas en charge. Dans la pratique, cette condition hydraulique est posée au niveau du calcul pour satisfaire à l'évacuation du flot d'une période de retour donnée (quinquennale ou décennale par exemple).

Dans un autre domaine, l'application des formules superficielles suppose que les bassins soient aussi homogènes que possible. Cette perspective suppose que la caractéristique de leur relief et de leur aptitude au ruissellement n'implique pas l'introduction d'autres termes décrivant la répartition des pentes et de l'imperméabilisation sur le bassin.

Les ajustements des paramètres e , β , δ , μ , c , d et f ont été déterminés dans le cadre des prescriptions de l'instruction de 1977, en s'inspirant de ces principes fondamentaux. En fait, à l'expérience, il n'existe pas, à proprement parler, de bassins versants rigoureusement homogènes. Par conséquent, les vérifications ne peuvent s'effectuer que sur des unités de superficie limitée, afin de ne pas nécessiter de modification des formules superficielles. La vérification par simulation à l'aide d'autres modèles mathématiques a montré que l'ajustement actuel sous-estimait les débits de pointe et, sur certains secteurs, pentus par exemple, pouvait les surestimer du double.

Comme les études expérimentales sur les bassins de grande superficie n'avaient pas été entreprises à l'époque de la rédaction de cette instruction technique de 1977, il convenait de ne pas dépasser cette limite contraignante de 200 ha pour demeurer dans la cohérence des nouveaux ajustements. Aussi, pour bien signifier que la limite en surface s'adresse à l'assemblage des bassins, on a :

$$\sum A_j \leq 200 \text{ ha}$$

En ce qui concerne le coefficient de ruissellement C , il a été admis que la limite inférieure devrait correspondre à l'imperméabilisation observée sur les bassins versants caractérisés par un habitat diffus. Sur les secteurs du type pavillonnaire à caractère résidentiel, avec toitures raccordées au réseau, l'imperméabilisation ne dépassant guère 20 % de la surface totale, c'est finalement ce seuil qui a été retenu ; en zone urbaine, on a d'ailleurs vérifié que les voiries et leurs dépendances (places et aires de service) représentaient à elles seules 20 % de l'ensemble du site urbain.

Aussi, partant du principe que l'imperméabilisation des aires urbaines pouvait atteindre 100 % de la surface offerte, le coefficient de ruissellement devait évaluer entre ces limites, d'où :

$$0.20 \leq C \leq 1$$

Dans le domaine des pentes, les valeurs limites imposées

$$0.002 \leq I \leq 0.05$$

relèvent exclusivement des conditions de vérifications expérimentales. Comme il y a toujours lieu de penser que la pente est un facteur influant sur le mode de transformation de la pluie en débit, il est encore trop tôt pour envisager un nouvel ajustement des paramètres $\beta + \delta$ caractérisant l'effet de capacité du réseau égale à 1.1.

La limite plafond $I = 0.05$ permet tout de même de résoudre l'évacuation des eaux pluviales dans les zones de relief accusé, moyennant de recourir à des chutes. Mais il ne faudra jamais sous-estimer l'influence de la vitesse du ruissellement en surface, vitesse qui se traduit généralement par l'observation de temps de concentration très court aux divers points d'engouffrement dans le réseau.

Comme dans tout modèle d'expression monôme, il faudra prendre en compte des paramètres représentatifs, en l'occurrence :

- Le bilan volumétrique, qui tient compte de l'effet de capacité et d'évacuation du système hydrologique et hydraulique, peut varier de 0.5 à 1 ;
- Le coefficient de ruissellement qui, compte tenu du taux d'imperméabilisation, de la nature du sol, de la saturation, de la couverture végétale, de la pente, etc., peut varier de 1 à 10, et cela indépendamment du modèle utilisé. En effet, un sol non urbanisé sur

lequel serait affecté a priori un coefficient $C = 0.05$ pourrait, une fois saturé et compte tenu de sa nature perméable, sans couverture végétale et pentue, atteindre un coefficient $C = 0.50$;

- L'intensité, qui, selon l'analyse des données météorologiques régionales ou locales et l'ajustement mathématique, peut varier de 1 à 2 ;
- La superficie concernée et toutes les surfaces contribuant au ruissellement, qui sont généralement les plus faciles à appréhender. Cependant, un manque d'analyse des sites pourrait entraîner un écart non marginal ;
- La répartition spatiale de l'orage, qui, avec des formulations très différentes, peut faire varier de 1 à 2.

Selon l'hypothèse médiane comparée aux extrêmes, en passant par toutes les combinaisons possibles d'écarts, le résultat pourrait varier de 1 à 3 en plus et en moins.

En résumé, il s'agit bien d'un modèle où chaque paramètre fourni doit être analysé ; il ne faut donc pas hésiter à recourir à des méthodes comparatives afin d'expliquer les divergences d'appréciation et, dans tous les cas, ne pas négliger les observations directes, les analyses fines de sites, les données statistiques même sommaires, qui sont toujours préférables aux calculs, même s'ils paraissent satisfaisants.

CHAPITRE III. : ANALYSE DU RESEAU EXISTANT

3.1 Ouvrages existants

Le réseau existant est constitué :

- de caniveaux qui recueillent les eaux à l'intérieur du CICES. Ces eaux sont ensuite acheminées vers la sortie du CFPT par l'intermédiaire d'un canal à ciel ouvert qui sert en même temps d'exutoire aux eaux de ruissellement en provenance du CFPT. Cet ouvrage, de section trapézoïdale, avec une largeur en gueule de 470 cm, une largeur au plafond de 90 cm et une profondeur de 160 cm, ceinture le CICES.

Vu ses dimensions, cet émissaire peut évacuer un débit assez important et éviter ainsi les risques de submersion des zones environnantes. Mais avec le manque d'entretiens, ce canal est en partie obstrué par l'ensablement et les déchets solides (incluant des sacs plastiques, de pneus etc.), ce qui entraîne une réduction drastique des sections mouillées sur certains endroits. Tous ces problèmes sont à l'origine du débordement du canal à la moindre pluie, endommageant les infrastructures riveraines (routes, bâtiments etc.).

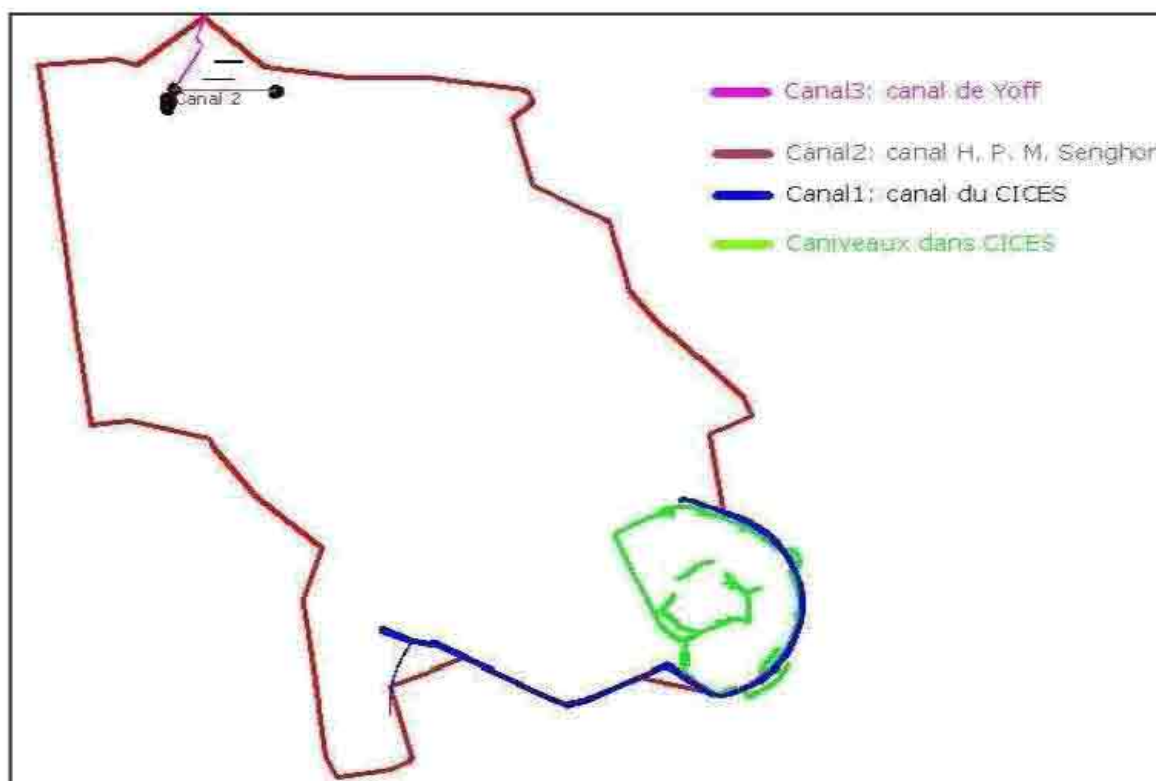


Figure 3. 1 – Ouvrages existants

- du canal Philippe Maguilène SENGHOR ; ce dernier longe la route de l'aéroport et passe devant l'hôpital Philippe Maguilène SENGHOR. Ce canal, de section rectangulaire, a une largeur de 88 cm, mais il faut dire que sa hauteur est fortement réduite par l'ensablement qui l'a ramené à 20 cm. Il se jette sur le canal de Yoff (qui traverse le quartier de Yoff). Ce dernier, de section trapézoïdale, a une largeur en gueule de 400 cm, une largeur au plafond de 200 cm et une profondeur de 90 cm. Il est également relié à notre zone d'étude par deux buses jumelées de 110 cm chacune pour la traversée de la route de l'aéroport.
- Par ailleurs, dans le cadre du projet de réhabilitation de la route de l'aéroport, une conduite en PVC DN 400 mm est posée tout au long. Elle draine les eaux de ruissellement et trouve son exutoire dans les buses sus décrites. Des regards à grilles sont utilisés comme ouvrage d'engouffrement et les eaux sont admis dans le canal par l'intermédiaire d'une conduite en PVC diamètre 250 mm. Cependant, ce réseau, en cours de construction, n'est pas encore fonctionnel.

3.2 Problèmes d'écoulement

Jusqu'à un passé récent, les eaux du bassin versant, en amont de la VDN étaient drainées par le canal de ceinture du CICES. Elles passaient sous la chaussée de la VDN à travers un dalot, avant d'emprunter le fossé naturel traversant la zone d'Ouest Foire. Ensuite ces eaux s'acheminaient vers les canaux et buses qui sont autour de l'Hôpital PHILIPPE MAGUILENE SENGHOR pour se déverser dans le grand canal trapézoïdal qui mène en mer.

Par la suite, avec l'occupation irrégulière du fossé par des habitations qui ne répondent pas toujours aux normes urbanistiques les plus élémentaires, l'ensablement des canaux et l'accumulation de déchets solides dans le réseau, les eaux ne parviennent plus à s'écouler normalement et par conséquent, stagnent dans la zone d'Ouest Foire occasionnant ainsi une mare qui séjourne longtemps après l'hivernage. Cette situation s'est aggravée avec les travaux de voirie en cours sur la VDN par le dépôt de gravats dans le canal.

On assiste à la stagnation et au pourrissement des eaux de pluie. Cette situation s'empire d'année en année et se traduit par :

- ✓ une augmentation des maladies d'origine hydrique comme le paludisme ;

- ✓ la prolifération de mouches, moustiques, microbes et autres vecteurs de maladies d'origine hydrique ;
- ✓ la détérioration prématurée des voies bitumées ;
- ✓ les risques d'effondrement des habitations face aux poussées et à l'action de l'eau stagnante ;
- ✓ la pollution de l'air par la pourriture des déchets contenus dans les eaux stagnantes ;

Tous ces problèmes ont fini d'inquiéter les populations. Les photos prises durant l'hivernage passé montrent une grande nécessité de revoir le réseau en tenant compte aussi bien de l'urbanisation actuelle que des projections en vue.



Figure 3.2 – Débouché du dalot sous la VDN.

CHAPITRE IV. : PROPOSITION DE SOLUTIONS

A l'issue de la première phase de diagnostic qui a permis de recenser l'ensemble de la canalisation et selon la topographie du terrain naturel, deux solutions majeures ont été dégagées :

4.1 Solution numéro 1 : canal gravitaire

La première solution proposée consiste à la réalisation d'un canal à écoulement gravitaire dans le prolongement de celui du CICES. Pour cette solution, deux variantes ont été retenues.

Soit :

- Raccorder, par une conduite, le canal du CICES à la nouvelle canalisation en cours de construction et qui longe la route de l'aéroport (PVC DN400) à hauteur de l'hôpital Philippe Maguilène SENGHOR. Cette canalisation se raccordera, à travers un dalot, au canal de Yoff. Cette solution nécessitera la construction d'un bassin d'écrêtage en amont de la canalisation avant le raccordement pour éviter le débordement du canal et en raison du débit important en provenance de notre bassin versant.
- La deuxième variante envisagée consistera à raccorder directement le canal du CICES à celui du canal de Yoff.

La deuxième variante semble la mieux indiquée pour les raisons suivantes :

- ✓ la construction d'un bassin d'écrêtage nécessite la disponibilité d'un espace assez importante, ce qui n'est pas le cas au niveau de cette zone.
- ✓ Les débits à faire transiter, en sus de celui véhiculé par la conduite DN 400 mm, sont importants par rapport au diamètre.
- ✓ Les coûts additionnels résultant de la construction du bassin d'écrêtage

4.2 Solution numéro 2 : station de pompage

La présence de contre pente sur le tracé de la zone la plus dégagée nécessiterait la réalisation d'une station de pompage, juste à la sortie du dalot du CICES. Cette dernière constitue une alternative à des conditions topographiques non favorables, à moins de se retrouver avec des surprofondeurs très importantes à certains endroits du canal projeté.

Le refoulement sera constitué par une conduite qui déversera sur le canal de Yoff.

Après analyse des données topographiques, nous constatons la possibilité d'un tracé d'une canalisation principale suivant un écoulement gravitaire. En plus, ce tracé ne nécessite pas la démolition d'habitations existantes. C'est ainsi que nous avons retenu la **solution numéro 1** qui fera l'objet de notre étude.

Les objectifs spécifiques de cette solution s'articulent sur :

- Eviter les débordements des eaux drainées par le talweg passant à l'intérieur du quartier d'OUEST FOIRE provenance du canal du CICES. Pour cela, il s'agira de prolonger le canal de ceinture du CICES et de le raccorder au canal de Yoff par une canalisation dont les paramètres physiques seront déterminés par la suite.
- Eviter la submersion de la route de l'aéroport et l'inondation du dispensaire MAGUILENE SENGHOR.

CHAPITRE V. : DIMENSIONNEMENT

5.1 Tracé de la canalisation principale

Le tracé de la canalisation principale est fait en tenant compte aussi bien de la topographie que des conditions d'urbanisme.

Il s'agira d'adopter un tracé à travers la zone habitée d'Ouest Foire qui présente le moins de contre pente possible, tout en évitant la démolition d'habitations mal implantées. Néanmoins, sur une petite portion, nous avons une légère contre pente.

Le tracé du canal est illustré en annexe 5 avec les profils en long.

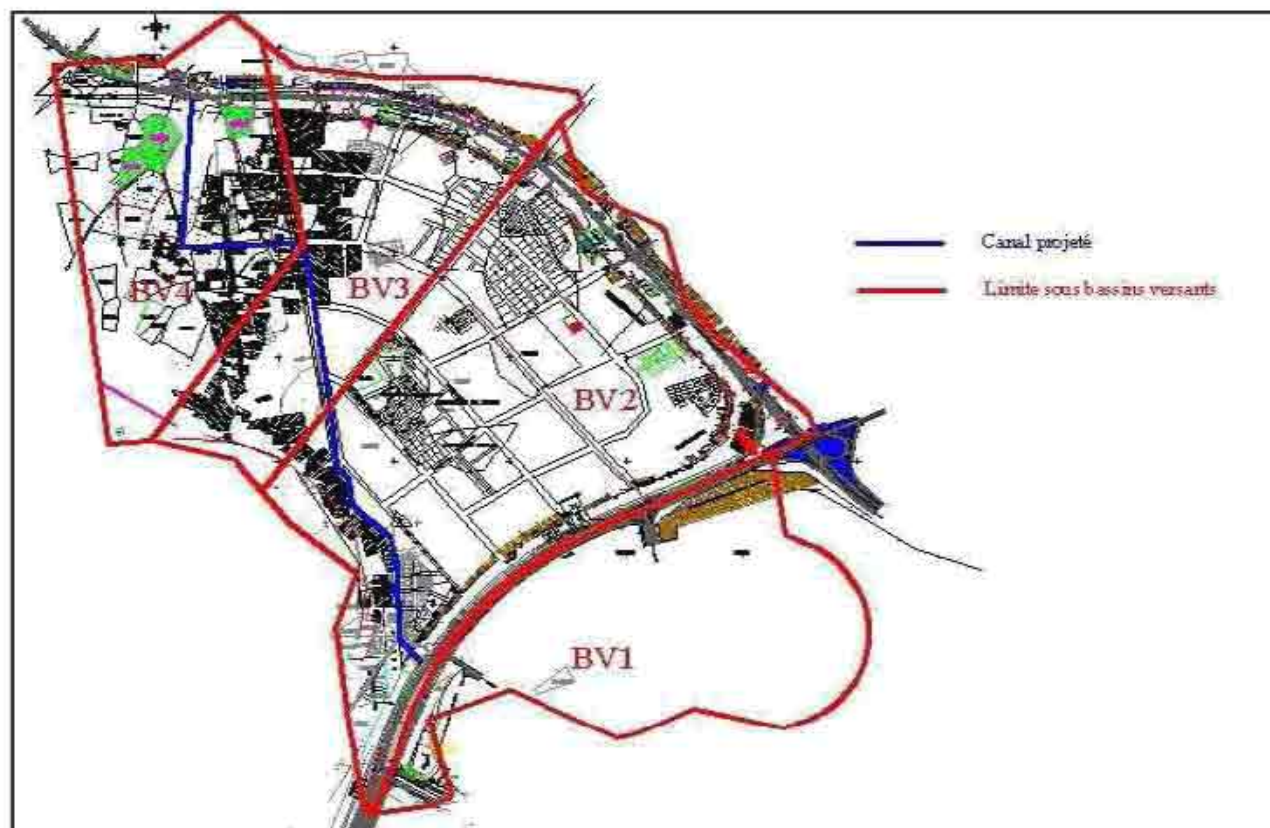


Figure 5. 1 – Tracé de la canalisation principale

5.2 Dimensionnement de la canalisation principale

(a) Choix de la méthode de dimensionnement

Avec les données de nos sous bassins versants, aussi bien la méthode rationnelle que la méthode superficielle peuvent être utilisées pour l'estimation du débit. Néanmoins, nous nous proposons d'utiliser la méthode rationnelle car cette dernière est la plus utilisée par l'ONAS.

(b) Choix de la section de la canalisation

Les débits à transiter étant important, un choix de section circulaire paraîtrait inadapté car il est très difficile de trouver les grandes sections sur le marché et la mise en œuvre est également très difficile. C'est la raison principale qui a fait que nous avons opté pour un canal en béton armé.

Il s'agira dès lors de faire une comparaison entre un canal à section rectangulaire et un canal à section trapézoïdale. Nous allons nous baser sur un critère prépondérant à savoir le coût. Pour se faire, nous allons évaluer le volume minimal de béton nécessaire par mètre de canal.

Nous nous proposons de faire la comparaison sur une section économique.

Dans les deux cas la formule de Manning donne pour le tirant d'eau :

$$y = \left[\frac{Q_p}{2^{1/3} \cdot K_s \cdot S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Q_p : débit véhiculé par le canal [m^3 / s].

K_s : coefficient de Manning-Strickler = 70 (canal revêtu en béton, parois en bon état). Ce choix permet d'anticiper sur l'état de l'ouvrage même en phase de vieillesse.

S : pente du canal (pente proche de celle du terrain naturel).

(i) Cas de la section rectangulaire

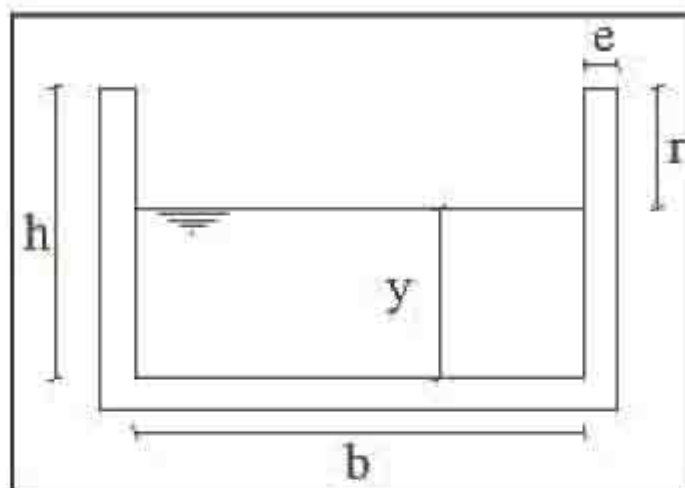


Figure 5.2 - Canal à section rectangulaire

$$b = 2y$$

$$r = 0.2 + 0.15 \cdot Q^{1/3} \quad (\text{formule empirique de Lacey})$$

$$h = y + r$$

Le volume de béton par mètre est de :

$$V_{b.c} = 2 \cdot e \cdot h + e(b + 2e) = 2eh + eb + 2e^2$$

$$V_{b.c} = 2e(2y + r + e)$$

$$V_{b.c} = 2e \left[2 \frac{Q^{3/8}}{2^{1/8} K_s^{3/8} S^{3/8}} + 0.2 + 0.15 \cdot Q^{1/3} + e \right]$$

(ii) Cas de la section trapézoïdale

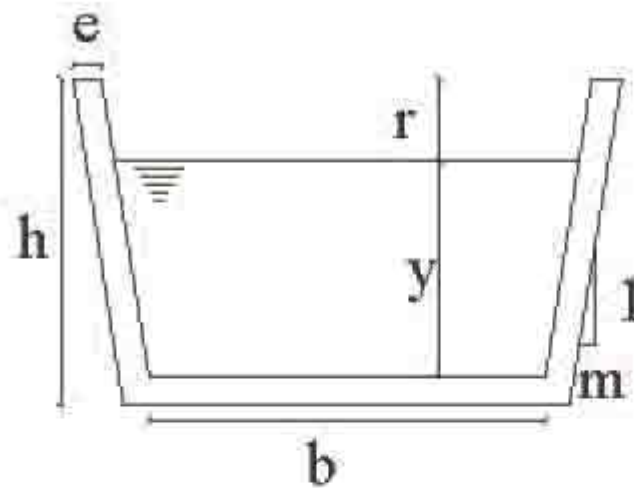


Figure 5.3 - Canal à section trapézoïdale

$$b = 2y \left\{ (1 + m^2)^{0.5} - m \right\}$$

$$r = 0.2 + 0.15 Q^{1/3} \quad (\text{formule empirique de Lacey})$$

$$h = y + r$$

Le volume de béton par mètre est de :

$$V_{a.T} = 2.e.h(1 + m^2)^{0.5} + e(b + 2e)$$

$$V_{a.T} = 2.e.h(1 + m^2)^{0.5} + eb + 2e^2$$

$$V_{a.T} = 2e \left[h(1 + m^2)^{0.5} + y(1 + m^2)^{0.5} - ym + e \right]$$

$$V_{a.T} = 2e \left[(1 + m^2)^{0.5} (h + y) - ym + e \right]$$

$$V_{a.T} = 2e \left[(1 + m^2)^{0.5} (2y + r) - ym + e \right]$$

$$V_{a.T} = 2e \left[(1 + m^2)^{0.5} \left(2 \frac{Q^{3/8}}{2^{1/8} K_s^{3/8} S^{3/16}} + 0.2 + 0.15 Q^{1/3} \right) - \frac{Q^{3/8}}{2^{1/8} K_s^{3/8} S^{3/16}} m + e \right]$$

Pour les canaux en béton de profondeur $h < 1$ m, $e = 8$ cm et $m = 0.25$ (PFE FALL Birahim, Août 2006).

Prenons $S = 0.25$ %.

$$\begin{cases} V_{B.R} = 0.183 Q^{3/8} + 0.024 Q^{1/3} + 0.045 \\ V_{B.T} = 0.166 Q^{3/8} + 0.025 Q^{1/3} + 0.046 \end{cases}$$

Tableau 5. 1 – Volume de béton en fonction du débit pour un canal rectangulaire et trapézoïdal.

Q (m ³ /s)	V _{BR} (m ³)	V _{BT} (m ³)
0	0,045	0,046
2	0,33032164	0,31127537
4	0,44876809	0,42517761
6	0,54730908	0,52102353
8	0,63612583	0,60804857
10	0,71896139	0,68964804
12	0,79766938	0,76750337
14	0,87332184	0,84258703
16	0,94660216	0,9155189
18	1,01797635	0,98672172
20	1,08777829	1,05649834

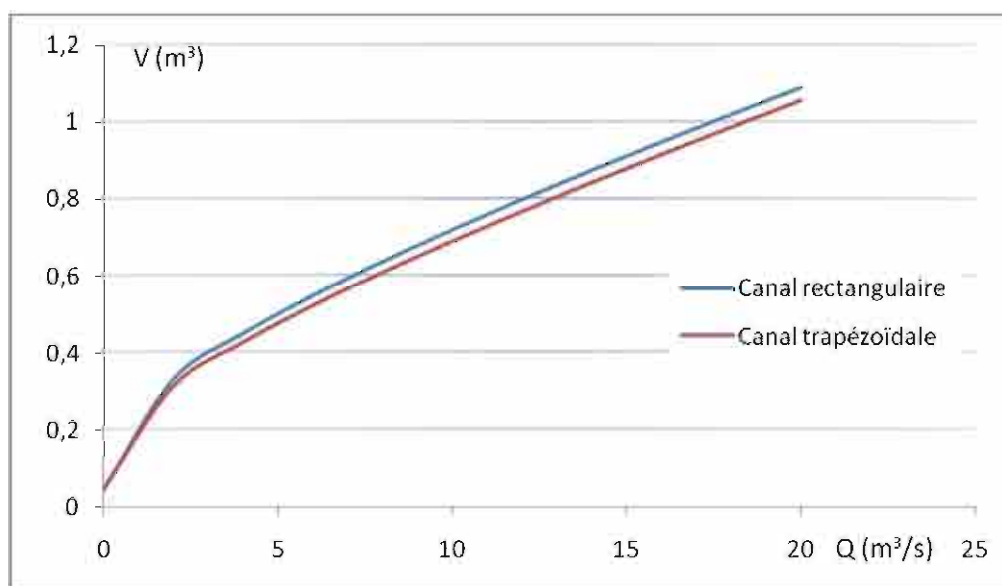


Figure 5. 4 – Volume de béton par mètre de canal en fonction du débit.

Le graphique tracé permet de voir nettement l'économie en volume de béton qu'on peut faire en choisissant un canal trapézoïdal au détriment d'un canal rectangulaire.

Par exemple le choix d'une section trapézoïdale pour un débit de $10 \text{ m}^3 / \text{s}$ permet de faire une économie de 0.029 m^3 de béton par mètre de canalisation, soit 29 m^3 pour un tronçon d'un kilomètre, soit un montant de 3 848 938 F CFA pour un béton armé se vendant à 132 722 F CFA le m^3 .

En dehors de ce contexte économique, l'expérience a montré que les canaux à section trapézoïdale ont une capacité hydraulique beaucoup plus importante que ceux à section rectangulaire.

Avec ces résultats, le choix d'une section trapézoïdale prévaut sur un canal à section rectangulaire.

(c) Calcul des dimensions des ouvrages

Dans le cadre du dimensionnement, nous avons considéré des sections économiques ou hydrauliquement favorables. Cela se traduit par une minimisation des grandeurs que sont la section mouillée (S_m) et le périmètre mouillé (P_m).

Le calcul est fait sur chaque tronçon à partir des grandeurs d'entrée tirées des données topographiques ou déterminées à partir de Covadis.

(i) Données de base :

Tableau 5. 2 – Données caractérisant les bassins élémentaires

SBV	Nœud	A (ha)	C	Altitude (m)	L (m)	Δ (m)	I (%)	te (mn)
SBV1	A	41.83	0.75	25,79	<u>802,01</u>	4,54	0,65	6,34
SBV2	B	<u>76,53</u>	0.6	21.25	<u>677,86</u>		0,7	8,75
		118.36			1397,51			
SBV3	C	38,57	0,6	<u>15,56</u>	397.89	5.69	1,43	5,06
SBV4	D	<u>35,9</u>	0,15	<u>14,31</u>	<u>614,53</u>	1.25	0,2	6,03
		74,47			1018,94			

- Limitation de la vitesse d'écoulement : $0.60 \text{ m/s} \leq V \leq 5 \text{ m/s}$;

- Coefficient de Manning : $k = \frac{1}{n}$

(K = 70 pour canal revêtu en béton en bon état)

- Période de retour choisie : 10 ans (comme le conseille ONAS).

- Paramètres représentatifs de la pluie (paramètre de Montana) :

a = 5 ; b = 0.41 (tous les temps de concentration sont inférieur à 60 mn).

(ii) Calcul correspondant au nœud A : tronçon A-B

te = 6.34 mn ; A = 41.83 ha ;

L = 677.86 m ; S = 0.7 %.

• Calcul du débit :

$$Q_p = 0.167 . C . at_c^{-b} . A^{0.95}$$

$$Q_p = 0.167 * 0.75 * 5 * 6.34^{-0.41} * 41.83^{0.95}$$

$$\underline{\underline{Q_p = 10.19 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

- **Calcul du tirant d'eau :**

$$y = \left[\frac{Q_p}{2^{1/3} \cdot K_s \cdot S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Q_p : débit véhiculé par le canal [m^3/s].

K_s : coefficient de Manning-Strickler = 70 (canal revêtu en béton, parois en bon état). Ce choix permet d'anticiper sur l'état de l'ouvrage même en phase de vieillesse.

S : pente du canal (pente proche de celle du terrain naturel).

$$y = \left[\frac{10.19}{2^{1/3} \cdot 70 \cdot 0.007^{1/2}} \right]^{3/8}$$

$$\underline{\underline{y = 1.15 \text{ m}}}$$

- **Calcul de la largeur b du canal :**

$$b = 2y \left[(1 + m^2)^{1/2} - m \right]$$

m étant le fruit des berges.

Plus m est grand plus la hauteur du canal est faible et plus la largeur de tête est importante.

Puisque on a prévu de recouvrir le canal en partie supérieur, il est nécessaire de faire un compromis.

Nous choisissons $m = 1$, ce qui correspond à une inclinaison par rapport à l'horizontal de 45° .

$$b = 2 * 1.15 \left[(1 + 1^2)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\underline{\underline{b = 0.95 \text{ m}}}$$

- **Calcul de la revanche r :**

D'après la formule de Lacey, on a :

$$r = 0.2 + 0.15 * Q_p^{\frac{1}{3}}$$

$$r = 0.2 + 0.15 * 14.67^{\frac{1}{3}}$$

$$\underline{\underline{r = 0.567 \text{ m}}}$$

Pour de grands débits, la formule de Lacey donne des revanches un peu élevés. On se fixe alors une revanche constante de 20 cm

- **Calcul de la profondeur h du canal :**

$$h = y + r$$

$$h = 1.15 + 0.20$$

$$\underline{\underline{h = 1.35 \text{ m}}}$$

- **Calcul du rayon hydraulique R_h :**

$$R_h = \frac{y}{2}$$

$$R_h = \frac{1.15}{2}$$

$$\underline{\underline{R_h = 0.575 \text{ m}}}$$

- Calcul de la vitesse V_P :

$$V_P = \frac{R_h^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$V_P = \frac{0.575^{2/3} * 0.007^{1/2}}{0.014} \text{ s}$$

$$\underline{\underline{V_P = 4.13 \text{ m/s}}}$$

$$0.6 \text{ m/s} \leq V_P \leq 4.5 \text{ m/s} \Rightarrow \text{ok}$$

On retient en résumé :

$$\begin{array}{l} y = 1.15 \text{ m} \\ b = 0.95 \text{ m} \\ h = 1.35 \text{ m} \\ r = 0.20 \text{ m} \\ m = 1.00 \end{array}$$

On obtient alors :

$$t_1 = \frac{677.86}{60 * 4.13} = \underline{\underline{2.74 \text{ mn}}}$$

$$\text{Et } t_c = 6.34 + 2.74 = 9.08 \text{ mn.}$$

(iii) Calcul correspondant au nœud B : tronçon B-C

$$A = 41.83 + 76.53 = 118.36 \text{ ha}; \quad t_e = 8.75 \text{ mn};$$

$$L = 397.89 \text{ m}; \quad S = 1.3 \text{ \%}.$$

$$C = \frac{0.75 * 41.83 + 0.6 * 76.53}{118.36} = \underline{\underline{0.65}}$$

$$t_c = \text{Max} (9.08 \diamond 8.75) = 9.08 \text{ mn}$$

- **Calcul du débit :**

$$Q_p = 0.167 * 0.65 * 5 * 9.08^{-0.41} * 118.36^{0.95}$$

$$\underline{\underline{Q_p = 20.48 \text{ m}^3/\text{s}}}$$

- **Calcul du tirant d'eau :**

$$y = \left[\frac{20.48}{2^{1/3} * 70 * 0.013^{1/2}} \right]^{3/8}$$

$$\underline{\underline{y = 1.30 \text{ m}}}$$

- **Calcul de la largeur b du canal :**

$$b = 2 * 1.30 \left[\left(1 + 1^2 \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\underline{\underline{b = 1.10 \text{ m}}}$$

- **Calcul de la revanche r :**

$$\underline{\underline{r = 20 \text{ cm}}}$$

- **Calcul de la profondeur h du canal :**

$$h = 1.30 + 0.20$$

$$\underline{\underline{h = 1.50 \text{ m}}}$$

- **Calcul de R_h :**

$$R_h = \frac{1.30}{2}$$

$$\underline{\underline{R_h = 0.65 \text{ m}}}$$

- **Calcul de la vitesse :**

$$V_p = \frac{0.65^{2/3} * 0.013^{1/2}}{0.014}$$

$$\underline{\underline{V_p = 6.11 \text{ m/s}}}$$

$$V_p > 4.5 \text{ m/s}$$

Cela s'explique par la pente qui est assez importante (1.3%).

Fixons $b = 1.85 \text{ m}$ et $m = 1.5$

$$S_m = (1.1 + 1 * 1.3) * 1.3 = 3.12 \text{ m}^2$$

$$S_m = (1.85 + 1.5 * y) * y$$

$$\underline{\underline{y = 0.95 \text{ m}}}$$

$$R_h = \frac{0.95}{2}$$

$$\underline{\underline{R_h = 0.475 \text{ m}}}$$

Recalculons V_p

$$V_p = \frac{0.475^{\frac{2}{3}} * 0.013^{\frac{1}{2}}}{0.014}$$

$$\underline{\underline{V_p = 4.95 \text{ m/s}}}$$

On retient en résumé :

$y = 0.95 \text{ m}$
$b = 1.85 \text{ m}$
$h = 1.15 \text{ m}$
$r = 0.20 \text{ m}$
$m = 1.50$

On obtient alors :

$$t_1 = \frac{397.89}{60 * 4.95} = 1.33 \text{ mn}$$

$$\text{Et } t_c = 9.08 + 1.33 = 10.41 \text{ mn}$$

(iv) Calcul correspondant au nœud C : conduite C-D

$$A = 41.83 + 76.53 + 38.57 = 156.93 \text{ ha ;} \quad t_e = 5.06 \text{ mn ;}$$

$$L = 614.53 \text{ m ;} \quad S = 0.2 \text{ \% .}$$

$$C = \frac{0.75 * 41.83 + 0.6 * 76.53 + 0.6 * 38.57}{156.93} = \underline{\underline{0.64}}$$

$$t_c = \text{Max} (10.41 \diamond 5.06) = 10.41 \text{ mn}$$

- **Calcul du débit :**

$$Q_p = 0.167 * 0.64 * 5 * 10.41^{-0.41} * 156.93^{0.95}$$

$$\underline{\underline{Q_p = 24.92 \text{ m}^3 / \text{s}}}$$

- **Calcul du tirant d'eau :**

$$y = \left[\frac{24.92}{2^{1/3} \cdot 70 \cdot 0.002^{1/2}} \right]^{3/8}$$

$$\underline{\underline{y = 2.00 \text{ m}}}$$

- **Calcul de la largeur b du canal :**

$$b = 2 * 2.00 \left[(1 + 1^2)^{1/2} - 1 \right]$$

$$\underline{\underline{b = 1.70 \text{ m}}}$$

On remarque que la dimension de b pour ce tronçon est inférieure à celle du tronçon B-C.

Nous fixons donc $b = 1.85 \text{ m}$

Recalculons y :

$$S_m = (1.7 + 1 * 2) * 2 = 7.40 \text{ m}^2$$

$$S_m = (1.85 + 1 * y) * y$$

$$\underline{\underline{y = 1.90 \text{ m}}}$$

- **Calcul de la revanche r :**

$$r = 20 \text{ cm}$$

- **Calcul de la profondeur h du canal :**

$$h = 1.90 + 0.20$$

$$\underline{\underline{h = 2.10 \text{ m}}}$$

- **Calcul de R_h :**

$$R_h = \frac{1.90}{2}$$

$$\underline{\underline{R_h = 0.95 \text{ m}}}$$

- **Calcul de la vitesse :**

$$V_p = \frac{0.95^{2/3} * 0.002^{1/2}}{0.014}$$

$$\underline{\underline{V_p = 3.09 \text{ m/s}}}$$

$$0.6 \text{ m/s} \leq V_p \leq 4.5 \text{ m/s} \Rightarrow \text{ok}$$

On retient en résumé :

$y = 1.90 \text{ m}$
$b = 1.85 \text{ m}$
$h = 2.10 \text{ m}$
$r = 0.20 \text{ m}$
$m = 1.00$

On obtient alors :

$$t_1 = \frac{614,53}{60 * 3,09} = 3,31 \text{ mn}$$

Et $t_c = 10,41 + 3,31 = 13,72 \text{ mn}$

Tableau 5. 3 – Récapitulatif du dimensionnement.

Tronçon	L (m)	b (m)	y (m)	h (m)	r (m)	m (m)	V _P (m/s)
A - B	677,86	0,95	1,15	1,35	0,2	1	4,13
B - C	397,89	1,85	0,95	1,15	0,2	1,5	4,95
C - D	614,53	1,85	1,90	2,10	0,2	1	3,09

CHAPITRE VI. : EXPLOITATION ET ENTRETIEN DES OUVRAGES

Les interventions d'exploitation, de maintenance et d'entretien des ouvrages d'assainissement sont une réalité quotidienne, qui nécessite des dispositions et des moyens appropriés. Les contrôles, le curage des réseaux, l'extraction des boues, l'élimination des déchets, la révision des organes électromécaniques, des matériels et des installations sont autant d'opérations indispensables à un fonctionnement normal du système d'assainissement.

Le réseau d'assainissement et l'ensemble des installations associées nécessitent donc une organisation et une planification des moyens pour assurer un entretien périodique, faute de quoi les canalisations s'engorgent ou se dégradent, le matériel se détériore rapidement et la remise en état nécessaire au bon fonctionnement devient de plus en plus coûteuse. Le choix des investissements en matière d'ouvrages principaux et annexes (canalisations, regards, bouches d'égout, branchements, etc.) a d'ailleurs initialement été effectué dans le souci d'assurer une bonne exploitation.

L'entretien périodique peut se concevoir sous une forme préventive ou curative.

La première solution, qui semble la meilleure, consiste à engager des actions systématiques et régulières dans le temps, tels les contrôles de fonctionnement (tout appareillage dans un égout nécessite un entretien fréquent), les inspections, surveillances, diagnostics et auscultations des ouvrages.

La seconde solution, moins efficace, consiste à engager des interventions sur des points singuliers du réseau, en des zones de dysfonctionnement connues, qui constituent les « points noirs » sur lesquels, par exemple, le déclenchement du curage s'opère s'il y a débordement. Celui-ci est réalisé à partir d'une certaine épaisseur de dépôt, ou est envisagé à période fixe, sur tout un secteur du réseau, bouches d'engouffrement comprises.

Dans la pratique, en raison de la nécessité d'optimiser économiquement et techniquement les interventions, c'est un compromis entre entretien préventif et entretien curatif qui doit être appliqué.

6.1 Dispositions et moyens d'investigation

Pour assurer une organisation convenable d'un service d'entretien et de maintenance, les dispositions suivantes se révèlent particulièrement utiles.

- Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnels, en matériels et en budget mis à la disposition des services d'études de l'exploitation, des ateliers de réparation et groupes d'entretien.
- Disposer d'un personnel compétent habitué à travailler en équipe. Les services d'entretien font appel, en régie ou en prestations, à des moyens mécanisés (engins de nettoyage, cureuses hydrodynamiques et aspiratrices combinées, etc.), parfaitement adaptés, conçus à partir de l'expérience et des compétences des agents. L'appréhension d'un réseau n'est pas chose facile et la connaissance des équipes d'entretien, qui s'acquiert au fil du temps, est indispensable non seulement pour leurs propres tâches, mais également à tous les niveaux d'études et de gestion des patrimoines.
- Posséder des plans de gestion donnant les caractéristiques des collecteurs et des ouvrages, la localisation exacte des tracés et l'emplacement des regards, plans qui sont à tenir à jour en permanence. Dans ce cas le *système d'information géographique* de l'ONAS constitue un outil adapté.
- Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statistiques annuels intéressants les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages.
- Gérer les opérations d'exploitation et les coûts qu'elles entraînent ; il convient de définir le minimum d'actions et d'interventions en dessous duquel on ne peut pas descendre sans altérer la qualité du service, qui, pour être efficace passe par :
 - La connaissance du taux de collecte et de la nature des effluents. En effet, le réseau étant prévu pour un rejet d'eaux pluviales, il faut surveiller minutieusement les effluents d'origine domestique, les rejets d'activités, les apports d'eaux parasites, dans le cadre du diagnostic permanent ;
 - La tenue d'un registre des branchements secondaires;

- La connaissance globale de l'état du réseau et de son évolution, qui permet d'élaborer des programmes cohérents d'entretien et de réhabilitations éventuelles, via un *système d'informations géographiques* ;
- La connaissance des techniques d'auscultation, d'entretien, de réparation des ouvrages, des techniques d'injection de produits et des procédés de traitement des matériaux par le biais de chantiers expérimentaux ;
- La connaissance des applications courantes en matière de nettoyage des bouches d'engouffrement, de curage, de réparation périodique des réseaux et des organes mécaniques par des interventions programmées ;
- La connaissance des modalités d'exploitation fonctionnelle par des mesures *in situ* des débits et de la pollution, permettant la régulation des flux et la synchronisation collecte-transit ;
- La connaissance des valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels.

Les méthodes d'investigation, qui, auparavant, avaient quelque peu négligé l'entretien et la conservation des patrimoines, suscitent un regain d'intérêt en raison des coûts d'investissement élevés des renouvellements. En effet, la recherche d'une optimisation du coût global et d'une meilleure valorisation du patrimoine conduit à rechercher un équilibre entre les ouvrages neufs et les travaux de conservation. La programmation raisonnée des travaux d'entretien nécessite au préalable la mise en place des méthodes d'investigation (fig. 6.1) décrites ci-après.

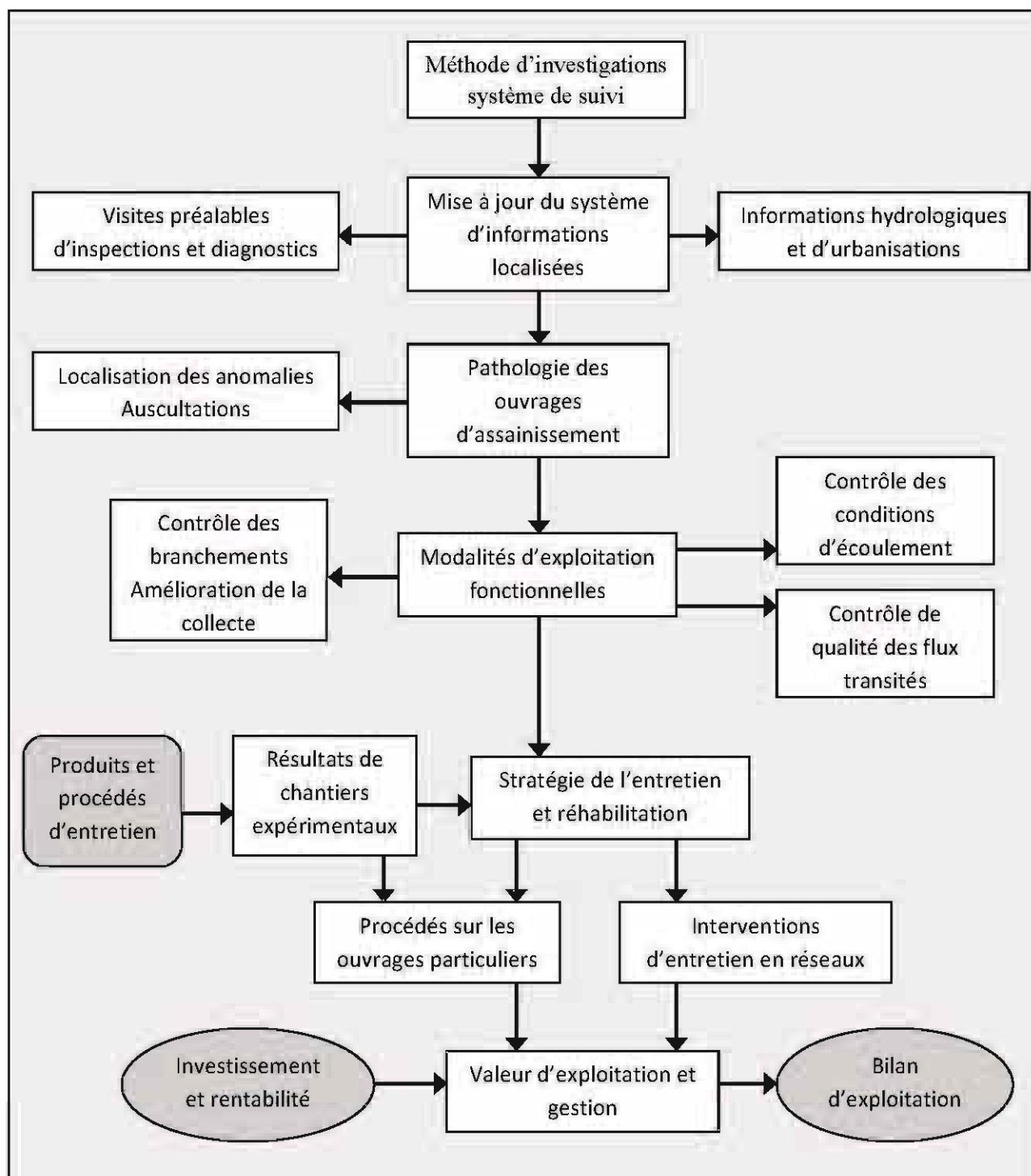


Figure 6. 1 – Méthodologie des interventions en réseau et sur les ouvrages particuliers. [2]

(a) Les cartographies

En complément des plans des réseaux et des ouvrages, les cartes moins détaillées offrent, en appui du plan de gestion, des strates d'informations relatives à l'exploitation, qui peuvent être visualisées sous forme thématique.

- *La carte des contraintes ou des points noirs* peut concerner une gamme de dysfonctionnement tels les insuffisances d'écoulement, les secteurs d'encrassement, les débordements de réseau, les sinistres (connus par le nombre d'interventions des pompiers par épisode orageux d'une fréquence donnée), etc.

On peut en effet se doter d'une méthode de quantification des dépôts dans les collecteurs parallèlement au suivi des opérations courantes d'entretien. Le zonage obtenu permet, à la suite des inspections, un contrôle permanent de l'état d'encombrement et d'ensablement des canaux.

- *La carte des risques* a pour objet de situer les ouvrages dans leur contexte hydrogéologique et leur environnement (solicitations extérieures dues au trafic intense des poids lourds, actions de déstabilisation des travaux de proximité...). Il s'agit aussi de connaître les paramètres liés aux caractéristiques des canalisations (âge, nature, résistance, profondeur, etc.) et aux conditions d'exploitation (qualité des effluents, curage, entretien particulier). Ainsi, il est possible d'expliquer les dégradations potentielles et les risques liés à différents facteurs.

La pathologie des ouvrages et l'évaluation d'un facteur indicateur de risque (IR) sur chaque tronçon de collecteur résultent de la superposition de ces contraintes internes et externes.

- *La carte des résultats d'inspection télévisée et d'auscultation* par les moyens décrits ci-après fait état des anomalies détectées et des défauts structurels, permettant ainsi de planifier les prévisions en matière de travaux de réhabilitation, de renouvellement, etc.
- *La carte du schéma fonctionnel*, établie sur la base des résultats des investigations, des contrôles réguliers, etc., et des mesures hydrauliques et charges polluantes, constitue un outil de réflexion sur le comportement des flux à exploiter.

(b) Les systèmes de suivi d'exploitation

Les agglomérations se sont dotées de systèmes de suivi d'exploitation pour coordonner, dans l'espace urbain, l'utilisation des sols, les voiries et les réseaux.

Certains grands services de l'eau et de l'assainissement ont créé des systèmes particuliers d'études et d'exploitation, dont certains sont examinés ci-après.

(i) Les matrices de décision

Ce sont des outils simples permettant une analyse des constats et une hiérarchisation des actions à mener. Le principe consiste à « noter » de 1 à 3, par exemple, les dégradations relevées ou détectées à l'inspection télévisée, selon leur importance. Les risques et effets peuvent être estimés de la même manière suivant l'exemple donné dans le tableau 6.1.

La somme (ou le produit) des notes de l'état et du risque permet de dégager les travaux d'entretien prioritaires. En effet, si l'on est en présence d'un effondrement important (note = 3) avec un risque d'atteinte à la résistance fort (note = 3), on a une valeur de décision maximale égale à $3 + 3 = 6$ (ou $3 \times 3 = 9$).

Tableau 6. 1 – *Spécimen simplifié d'analyse et d'évaluation des dysfonctionnements*

Situation dans le tronçon	Désignation du sinistre	Etat de dégradation*	Atteinte à la résistance*	Entrave à l'écoulement*	Encrassement, ensablement*	Infiltration*
0	RAS	-	-	-	-	-
5	Fissure longitudinale	2	2	-	-	3
10	Effondrement du piédroit	3	3	2	-	3
12	Décollage d'enduit	1	-	2	-	2

* : notation selon l'état et le risque ;

- : néant. 1 : faible. 2 : moyen. 3 ; important.

(ii) Les systèmes experts

Ils exploitent le savoir-faire, les pratiques et l'expérience des techniciens dans les différents domaines d'études et d'exploitation et en tirent des règles de diagnostic et de décision, qui sont ensuite fournies par les responsables des services d'assainissement. Ces règles peuvent être modifiées et enrichies au gré des utilisateurs du système expert, qui est capable de raisonner avec des informations incertaines, incomplètes, et de présenter le résultat de ces raisonnements sur des supports graphiques thématiques.

(iii) La formation des personnels d'exploitation

Le système d'assainissement doit être perçu par le personnel de production du service d'exploitation comme un ensemble fonctionnel homogène. Ce personnel doit être initié à la théorie des phénomènes hydrologiques. La maîtrise d'œuvre interne ou externe se doit d'associer à ses projets les personnels qui auront à exploiter les ouvrages. Des notices sont à utiliser à cet effet.

Il n'y a pas de mise en service d'un équipement d'assainissement sans qu'une équipe de professionnels compétents, structurée d'un point de vue tant matériel qu'intellectuel, ne soit mise en place pour assumer la responsabilité du service. C'est une responsabilité quotidienne qui ne souffre pas de relâchement. Ces agents doivent être aptes à la mise en œuvre des travaux d'entretien et des grosses réparations. Ainsi s'imposent aux collectivités la recherche de la meilleure qualification professionnelle de l'ensemble du personnel.

Les techniques d'assainissement évoluent très vite et le personnel (cadres et maîtrise) doit mettre à jour périodiquement ses connaissances et sensibiliser les opérateurs aux procédés modernes.

(iv) La maintenance des ouvrages et des équipements

Surtout dans les grandes agglomérations, mais pas seulement, le responsable du service assainissement est confronté à de plus en plus d'ouvrages ; il lui est demandé de leur assurer une fiabilité maximale pour un coût raisonnable. D'une part, l'investissement consenti par la collectivité doit être suivi d'effets permanents sur la qualité du service fourni à l'utilisateur et sur la protection de l'environnement. D'autre part, les administrations (agences de l'eau ; ONAS par exemple) sont toujours plus exigeantes quant au rendement des ouvrages en place.

Dans ce cadre, les moyens de l'industrie, en terme d'optimisation de la maintenance, sont maintenant mis en œuvre sur les stations d'épuration, et de façon encore assez rare sur les systèmes de collecte (pompages notamment). On parle alors de GMAO (Gestion de la Maintenance Assistée à l'Ordinateur).

Il s'agit de maintenir les installations dans un état tel qu'elles puissent constamment répondre aux spécifications et sollicitations pour lesquelles elles ont été conçues, et cela d'une manière efficace et économique. Ce type de logiciel est alors une aide pour la traçabilité, l'archivage, l'analyse et la prise de décision.

Toutefois, le choix de l'implantation d'une GMAO nécessite obligatoirement, au préalable, une analyse approfondie des besoins, une définition précise des objectifs et l'adhésion des personnels concernés. En effet, la mise en place d'une GMAO requiert souvent un changement de « culture » des différents services (exploitation, études, marchés, comptabilité...). En résumé, il ne s'agit pas simplement d'acheter un logiciel de GMAO, mais plutôt d'acquérir les fonctions utiles pour la gestion de la maintenance du système d'assainissement concerné.

D'une manière générale, la GMAO est un outil d'assistance et d'aide à la décision qui doit permettre :

- D'assurer la pérennité du patrimoine, en maîtrisant les coûts de maintenance ;
- D'optimiser les moyens techniques et humains à affecter à cette maintenance ;
- De disposer d'un inventaire documenté et régulièrement mis à jour des installations en place ;
- De maîtriser la planification des interventions en optimisant le stock de pièces de rechange, pour limiter sa valeur tout en garantissant la disponibilité des équipements.

6.2 Intervention sur les réseaux

(a) Surveillance et inspection télévisée

La surveillance et l'analyse des états physiques, hydrauliques et d'ensablement des réseaux permettent d'appréhender les parties vulnérables (pentes faibles ou trop fortes, passages en siphon, obstacles résultant de dispositifs de protections tels que les rétentions de flottants, les installations de grillage, etc.), de déterminer la formation des dépôts, d'établir des programmes de curage périodiques de ces points critiques.

Comme il est impossible d'avoir une vue directe simple, pour examen, d'un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 m, même avec un miroir et une surface lumineuse, le procédé d'inspection par caméra vidéo est devenu maintenant classique. Il permet des visites systématiques, à un rythme adapté à l'importance du réseau. La visualisation des anomalies constatées permet d'analyser les éventuelles détériorations et d'en programmer la réhabilitation. Par exemple, pour l'inspection d'un patrimoine de 100 km, il est concevable d'inspecter 10 km par an ; c'est le pourcentage qui est suggéré en général. Or, cet aspect reste à moduler : en effet, si l'inspection télévisée « décennale » reste de la connaissance pure (à insérer dans le SIG), cette approche est correcte ; mais si l'on souhaite utiliser les résultats de l'inspection pour réaliser des travaux, il faut que le rythme de celle-ci soit en cohérence avec les capacités annuelles financières de la collectivité ; on ne peut fonder techniquement et économiquement un CCTP de réhabilitation de collecteur sur une inspection télévisée trop ancienne.

Aussi, l'approche pragmatique de la collectivité devra constituer un juste milieu entre ces deux principes, en tablant sur le fait qu'une partie du patrimoine inspecté sur l'année n ne nécessitera pas de travaux avant l'année $n + 10$ au moins.

(b) Les outils d'auscultation

Le radar semble être la technique d'auscultation physique la mieux adaptée aux structures des collecteurs d'assainissement et aux objectifs d'études sur la pathologie des ouvrages. Il permet d'ausculter rapidement les piédroits et voûtes et de déterminer les points suspects tels que les vides à l'extrados de l'ouvrage. Le radar nécessite souvent un calage préalable sur des carottages ponctuels.

La thermographie infrarouge, déjà employée dans d'autres domaines (hydrogéologie, pédologie par exemple), s'applique dans les contextes hydrophysiques et hydromorphes d'ouvrages baignant dans la nappe phréatique.

L'échographie par ultrasons, utilisée expérimentalement en Seine-Saint-Denis, en laboratoire et sur site, a permis de mesurer l'épaisseur d'enduit et son adhérence à la maçonnerie, et d'établir une cartographie en trois dimensions des ouvrages soumis à essais.

Le vérinage interne est fondé sur la mesure de la résistance mécanique des ouvrages soumis à des efforts de déformation : des vérins sont mis en place à l'intérieur du collecteur et appuient sur les parois.

Ces divers procédés peuvent être employés sur un ouvrage de façon indépendante ou combinée, selon l'état hétérogène du patrimoine.

(c) Méthodes traditionnelles de curage

Un réseau, même parfaitement construit, doit périodiquement être curé pour supprimer les obstructions et maintenir constant l'écoulement des eaux. En dehors de circonstances particulières, un réseau doit être entièrement curé et nettoyé a priori tous les deux à cinq ans ; cela ne comprend pas, bien entendu, les interventions sur les points singuliers. Toutefois, rappelons qu'il vaut mieux chercher à piéger les matières les plus susceptibles d'obstruer le réseau avant qu'elles n'y entrent ! Les grilles sur les bouches d'engouffrement sont autant de moyens de retenir, à la source, des matières qu'il faudrait sinon aller curer dans le réseau.

Par ailleurs, il est nécessaire de bien connaître le réseau pour optimiser le curage, qu'il soit préventif ou curatif. Là encore, le SIG est un outil d'assistance précieux, une fois que toutes les connaissances « empiriques » du personnel ont pu être transcrites.

C'est enfin l'occasion de réfléchir, en certains points particuliers, à l'amélioration des conditions hydrauliques du réseau ou à la création d'une « chasse » des dépôts.

Dans notre cas, nous préconisons un entretien systématique lorsque la hauteur des matières atteint 20 cm sur le canal. Quant aux interventions d'urgence, elles sont bien entendu de caractère imprévu, nécessitant une réactivité sans faille de la part des équipes, pour limiter les conséquences d'un engorgement, notamment chez les riverains.

Il existe plusieurs techniques de curage mises en œuvre mais la plus utilisée est l'hydrocurage à haute pression.

Afin d'éviter l'encombrement du réseau par le phénomène d'ensablement ou de dépôt d'ordure, et pour des raisons de sécurité vis-à-vis des riverains, nous avons décidé de couvrir les canaux. Néanmoins, il sera aménagé des dalles amovibles à intervalles réguliers (tous les 50 mètres) pour permettre de visiter les canaux en vue de leur réfection ou de leur entretien.

CHAPITRE VII. : ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

Dans le cadre de la protection de la nature, il s'avère plus que nécessaire d'introduire la prise en compte, de façon systématique, des préoccupations liées à l'environnement pour les projets publics ou privés d'aménagement ou de travaux ; cette prise en compte doit se matérialiser par une étude d'impact pour les projets qui, en raison de leur importance, sont de nature à entraîner des incidences sensibles sur l'environnement.

Cette étude permettra d'identifier les impacts du projet, aussi bien positifs que négatifs, sur les milieux sensibles que sont :

- le milieu biophysique ;
- le milieu humain.

C'est un volet complémentaire aux études techniques, économiques et financières permettant d'éclairer les décisions quant à la faisabilité du projet.

7.1 Analyse de l'état actuel de l'environnement

En l'état actuel, l'environnement du site peut être jugé non pollué. Néanmoins, il faut noter qu'on constate des dépôts d'ordure sur le canal de ceinture du CICES. La plus grande partie étant habitée, la faune et la flore ne constitue pas une grande préoccupation.

7.2 Impacts sur le milieu biophysique

L'étude des impacts sur le milieu biophysique des systèmes d'assainissement consistera à mettre en relief les nuisances sur :

- l'air et l'atmosphère ;
- le sol et les ressources hydriques ;
- la végétation et la faune ;
- les infrastructures.

(a) L'air et l'atmosphère

Les désagréments notés dans ce cas se manifestent surtout lors de l'exécution des travaux. Il s'agit des nuisances sonores et de la poussière causée par l'utilisation des engins de terrassement pour la mise en œuvre des tranchées. Ces effets, étant temporaires, ne constituent pas une grande contrainte.

Les conséquences qui peuvent paraître inquiétantes sont surtout les mauvaises odeurs et la prolifération des moustiques si des dispositions idoines ne sont pas prises. Il s'avère également nécessaire de procéder à un entretien rigoureux des ouvrages.

(b) Le sol et les ressources hydriques

Les impacts du projet sur le sol concernent principalement la modification géomorphologique du terrain naturel lors des terrassements. Dans ce cas, après l'exécution des travaux la remise en état du chantier réglera d'une certaine manière le problème.

En ce qui concerne les ressources hydriques, il s'agit d'éviter une éventuelle contamination des nappes. Cela nécessite beaucoup d'attention lors de l'exécution des canaux afin de s'assurer de l'étanchéité parfaite de ces derniers.

(c) La végétation et la faune

En ce qui concerne la végétation et la faune, les impacts du projet ne se feront pas du tout sentir car le site est presque entièrement habité.

(d) Les infrastructures

Les conséquences concernent en gros les routes et les réseaux de téléphonie et de distribution d'eau potable existants.

Pour les routes, le projet ne causera pas beaucoup de dommage. La démolition et la réfection de chaussées ne se feraient que sur une petite portion de voirie. Il faut noter que les travaux porteront préjudices, temporairement, aux populations et aux automobiles. Néanmoins, cette voirie, avec sa position, n'empêchera pas l'accès aux zones environnantes. En plus, si les dispositions de transition nécessaire sont prises durant l'exécution, les dommages ne se feront presque pas sentir.

Pour les réseaux, les informations sur les tracés existants au niveau des structures *ad hoc* et une bonne exécution des travaux permettront de venir à bout des éventuels problèmes.

7.3 Impacts sur le milieu humain

Les impacts sur le milieu humain sont les plus sévères et ceux qui nécessitent une plus grande attention. En effet, ils sont les plus ressentis à travers les conditions de vie des populations.

Cette étude se fera par une analyse des conséquences sur le cadre de vie des populations et sur l'environnement socio-économique.

(a) Le cadre de vie des populations

L'objectif principal de l'assainissement est l'amélioration du cadre de vie des populations. Dans les cas des eaux pluviales, il est nécessaire de s'assurer de la réduction significative, voire de l'éradication, de certaines maladies hygiéniques et de certaines épidémies. C'est en ce sens que, dans le cadre de l'entretien des ouvrages, il faut éviter tout dépôt d'ordure dans le réseau et les phénomènes d'ensablement qui peuvent entraîner des stagnations d'eaux, favorisant ainsi le développement des maladies hydriques.

(b) L'environnement socio-économique

Dans le cadre socio-économique, le projet, durant son exécution, générera de l'emploi. Il y'aura un recrutement d'ouvriers et le développement de petits commerces ; cela permettra d'améliorer les revenus (ou le développement d'AGR) des populations limitrophes, voire même plus loin.

CHAPITRE VIII. : COUT ET ETUDE FINANCIERE

8.1 Estimation des quantités

(a) Calcul du volume des fouilles en tranchée V_f

Ces fouilles concernent les excavations nécessaires pour la réalisation des travaux de pose de canalisations. Une partie de ces déblais sera réutilisée pour le remblaiement après exécution des travaux. Nous avons considéré un débord de 0.50 m sur chaque côté pour l'excavation.

L'essentiel des calculs a été fait sur Covadis. Après avoir tracé les profils du projet et du terrain naturel, nous avons calculé les cubatures en déterminant d'abord la surface au dessus du profil projet.

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant.

Tableau 8. 1 – Calcul des fouilles en tranchée.

Tronçon	b (m)	h (m)	m (m)	largeur d'excavation (m)	Surface (m ²)	V_f (m ³)
A - B	0,95	1,35	1	4,65	6968,8	32404,9200
B - C	1,85	1,15	1,5	6,3	4229,54	26646,1020
C - D	1,85	2,1	1	7,05	6462,37	45559,7085
Total						104610,7310

(b) Calcul du volume de béton pour les canalisations V_b

Il s'agit de procéder au mètre du béton utilisé pour la mise en œuvre des canaux et du béton de propreté sur chaque tronçon. On considère une épaisseur de 20 cm pour la canalisation et une épaisseur de 5 cm pour le béton de propreté.

Le béton pour la mise en œuvre des canaux, dosé à 350 kg/m³, est calculé avec l'expression suivante pour chaque tronçon :

$$V_{bi} = \left[2 \cdot h_i (1 + m^2)^{0.5} + (b_i + 2e) + (b_i + 2mh_i) \right] eL_i$$

Le béton de propreté utilisé pour le radier, dosé à 150 kg/m³, est calculé avec l'expression suivante :

$$V_{BPi} = (b_i + 2 * 0.05) eL_i$$

Tableau 8. 2 – Calcul du volume de béton.

Tronçon	L (m)	b (m)	h (m)	e (m)	m (m)	V _b (m ³)	V _{BP}
A - B	677,86	0,95	1,35	0,2	1	1195,52495	35,58765
B - C	397,89	1,85	1,15	0,2	1,5	930,774843	38,794275
C - D	614,53	1,85	2,10	0,2	1	1750,14419	59,916675
Total						3876,44399	134,2986

8.2 Devis estimatif des travaux

Tableau 8. 3 : Devis estimatif des travaux

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
Installations de chantier, mise en place de barrières + signalisation et repli de matériel	Forfait	1	50 000 000,00	50 000 000,00
Fouilles en tranchée	m ³	104610,7305	2 500,00	261 526 826,25
Remblai en sable provenant des fouilles (30% des déblais)	m ³	31 383,22	1 500,00	47 074 828,73
Evacuation des déblais impropres	m ³	73 227,51	3 452,00	252 781 369,18
Remblai avec sable d'apport	m ³	20 922,15	5 625,00	117 687 071,81
Béton pour Canalisation dosé à 350 kg/m ³ (canal + couverture)	m ³	3 876,44	132 722,00	514 489 399,64
Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ (sous radier canal)	m ³	134,2986	30 250,00	4 062 532,65
Fournitures et pose de dalot préfabriqué en BA 2.50m x 1,50m	ml	8	350 000,00	2 800 000,00
Démolition et réfection de chaussée et de dallage	m ²	20	25 000,00	500 000,00
TOTAL				1 250 922 028,26

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'assainissement des eaux est l'une des principales préoccupations des collectivités locales. Les politiques nationales et communautaires de l'environnement sont appelées à définir des objectifs de qualité pour garantir la protection des masses d'eau, sans toutefois constituer une entrave à tout développement économique. Les sciences et techniques évoluant plus vite que le droit, ces objectifs doivent être constamment améliorés et adaptés aux conditions locales et aux spécificités des ouvrages d'assainissement.

Les inondations qui sont survenues sur la zone de CICES et d'Ouest Foire en Août 2005 ont montré la nécessité de revoir le système de drainage dans cette zone.

Ce Projet de Fin d'Etude, qui s'est proposé de faire d'abord un diagnostic du réseau existant avant de proposer une solution pour pallier aux problèmes d'inondations, s'est basé sur certaines hypothèses : par exemple une analyse des cartes qui sont à notre disposition montre clairement que la zone d'étude s'inscrit dans un bassin versant beaucoup plus important que celui qui a été retenu ; il y'a lieu de considérer les apports éventuels provenant des sous bassins versants limitrophes.

Ce projet s'est principalement centré sur l'étude de la canalisation principale qui permettrait de drainer tout le bassin versant. C'est pour cela, il serait intéressant de procéder à l'étude du réseau secondaire dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude.

Les visites de la zone d'étude ont montré les insuffisances de la situation actuelle : réseau quasi inexistant, canalisations non entretenues, chemins de ruissellement coupés par les habitations. Pour résoudre ces manquements, un certain nombre de mesures ont été proposés : celle retenue est la construction d'un canal sur le prolongement du canal de ceinture de CICES à l'entrée du CFPT jusqu'au canal de Yoff qui drainera toute la zone. Nous proposons également un système d'entretien des ouvrages une fois le projet réalisé.

Pour une longueur de 1690 mètres, le canal projeté coûterait pour sa réalisation **un milliard deux cents cinquante millions neuf cents vingt deux mille vingt huit francs CFA (1 250 922 028 FCFA)**.

Par ailleurs, à la fin de notre étude, nous recommandons :

- ✓ L'utilisation de béton étanche lors de la réalisation pour éviter les fuites dans le réseau ;

- ✓ De recouvrir le canal projeté comme on l'a proposé pour éviter le dépôt d'ordures sur le réseau et pour des raisons d'ordre sécuritaire;
- ✓ L'application du programme d'entretien proposé (curage périodique des canalisations, réhabilitation si nécessaire, etc.) ;
- ✓ Le paramétrage de la GMAO (Gestion de la Maintenance Assistée à l'Ordinateur) au Sénégal dans le cadre d'un PFE ;
- ✓ La mise en place d'un plan d'urbanisme directeur de la zone qui est un préalable pour la mise en place d'un réseau fiable pour le drainage des eaux de pluie.

BIBLIOGRAPHIE ET WEBIOGRAPHIE

- [1] SATIN Marc et BECHIR Selmi, *Guide technique de l'assainissement*, 2^e édition Editions le MONITEUR, Paris 1999, 680 pages.
- [2] SATIN Marc et BECHIR Selmi, *Guide technique de l'assainissement*, 3^e édition Editions le MONITEUR, Paris 2006, 726 pages.
- [3] LABONTE Roger et PATRY Gilles, *Distribution et collecte des eaux en milieu urbain*, 2^e Edition Ecole Polytechnique de Montréal, janvier 1983, 348 pages.
- [4] DIAW El Hadji Bamba, *Cours Hydraulique Générale DUT2*, Département de Génie Civil, Ecole Supérieure Polytechnique, Thiès, année 2005.
- [5] TAMBA Sèni, *Notes de cours d'hydraulique urbaine et assainissement DUT2 génie civil*, Ecole Supérieure Polytechnique, Thiès, 2005.
- [6] TINE Gabriel Samba, *Conception d'un réseau d'assainissement de la ville de Pikine*, Ecole Polytechnique de Thiès, Département de Génie Civil Thiès, Aout 1993.
- [7] DOUMBOUYA Lamine, *Cours Hydraulique urbaine DIC3*, Département de Génie Civil Ecole Polytechnique de Thiès, Thiès, année 2008.
- [8] FALL Birahim, *Plan directeur d'assainissement de la ZAC de Ziguinchor*, Ecole Supérieure Polytechnique, Département de Génie Civil, Thiès, Août 2006.
- [9] NDIAYE Ousmane et SARR Abdou Gaye, *Etude du plan directeur d'assainissement de Touba* Ecole Supérieure Polytechnique Département de Génie Civil Thiès Août 2007.
- [10] Internet www.wikipedia.org
- [11] Ministère de l'intérieur français. *Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations*, Circulaire n° 77.284/INT, Paris, 1977, 70 p.
- [12] BONNIN Jaques, *Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance* Editions EYROLLES, 214 pages
- [13] Llamas José, *Hydrologie générale : principes et applications* Gaëtan Morin éditeur 1985 487 pages.

ANNEXES