

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC. 0333

Ecole Supérieure Polytechnique  
Centre de THIES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## PROJET DE FIN D'ETUDES

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

*PLAN DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DE LA ZAC DE ZIGUINCHOR :  
CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'EVACUATION  
DES EAUX PLUVIALES ET DE COLLECTE DES EAUX USEES PAR COVADIS*

Auteur : Mr Birahim FALL, élève ing.  
Directeur interne : Dr Séni TAMBA  
Directeur externe : Mr Pape Samba DIOP, ing.

Année académique : 2005-2006

**DEDICACES**

*Le présent projet est dédié à ma famille et plus particulièrement à mes parents qui, après le Tout Puissant, sont les seuls à qui je dois ma situation actuelle. Ce projet est, pour essayer de les remercier de l'éducation qu'ils ont su me donner, don qui me permet jusqu'aujourd'hui, et me permettra de toujours faire face aux épreuves de la vie.*

## **REMERCIEMENTS**

Elles vont à l'endroit de mon encadreur, le Dr Séni TAMBA qui est à l'origine de ce projet de fin d'études, de Mr Pape Samba DIOP, directeur externe, ingénieur à l'O.N.A.S. de Mr Ibrahima THIAM, pour le professionnalisme dont ils ont fait preuve dans le suivi de ce projet.

Il n'est sûrement pas à oublier Mr Mamadou GUEYE, ingénieur à l'ONAS, qui a eu à nous fournir des éléments pertinents à diverses étapes de notre cheminement.

Nous tenons enfin à remercier Mr Da Costa, professeur à l'U.C.A.D. pour son apport au présent projet.

## **SOMMAIRE**

PLAN DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DE LA ZAC DE ZIGUINCHOR : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'EVACUATION DES EAUX PLUVIALES ET DE COLLECTE DES EAUX USEES.

Le présent projet a pour but de dimensionner le réseau d'évacuation des eaux pluviales et de collecte des eaux usées de la zone d'aménagement concertée (ZAC) de Cobitène, localité de la ville de Ziguinchor. Il s'inscrit dans le cadre du plan directeur d'urbanisme mis en place par l'Etat du Sénégal.

La région de Ziguinchor est une zone pluvieuse. Le cumul annuel de ses pluies dépasse facilement 1000 mm.

La ZAC couvre une superficie de 380 ha environ dont 130 ha de zones à restructurer et 250 ha de zones d'extension. Le projet de fin d'études porte sur la zone d'extension, laquelle zone a été divisée en 12 bassins versants ayant des superficies ayant des surfaces allant de 4 à 12 ha.

Le travail a consisté en une étude théorique des différents paramètres physiques entrant dans le dimensionnement et en une modélisation des paramètres pluviométriques (par l'équation de Montana) avant de procéder à la transformation de la pluie en débit de ruissellement par la méthode de Caquot en générale, et par la méthode rationnelle pour des surfaces inférieures à 5 ha. Le dimensionnement a été fait par la formule de Manning Strickler. Cela a été possible grâce au logiciel Covadis.

Le dimensionnement par le calcul semi automatique sur Excel a permis de pallier l'inexistence de sections autres que celles circulaires ou ovoïdes dans le logiciel.

Les principaux résultats sont, pour les eaux pluviales, l'obtention de deux réseaux physiques bien distincts, et sur le plan conceptuel la ramification de ces deux réseaux de collecteurs en réseaux secondaires. Pour les eaux usées, le même tracé que celui du réseau de drainage des eaux pluviales a été adopté, mais il s'arrête aux collecteurs.

Enfin les résultats sont présentés sous forme cartographique, avec une base de donnée donnant accès à l'ensemble des paramètres sortis du dimensionnement par un simple click.

Mots-clés : dimensionnement, bassin versant, eaux pluviales, eaux usées, Cobitène.

## **TABLE DES MATIERES**

Introduction	1
CHAPITRE I : GENERALITES	3
Présentation du plan d'urbanisme de détail	3
CHAPITRE II : EVACUATION DES EAUX PLUVIALES	9
1 Définition des paramètres entrant dans le dimensionnement	9
1.1 Paramètres physiques :	9
1.2 Paramètres pluviométriques :	12
2 Choix de la méthode de dimensionnement	18
2.1 La méthode rationnelle	18
2.2 La méthode superficielle : modèle de Caquot	19
3 Dimensionnement	21
3.1 Présentation du logiciel Covadis	21
3.2 Application aux réseaux et présentation des résultats	36
4 Contrôles et vérifications	39
4.1 Contrôle du calcul de débit par Covadis	39
4.2 Contrôle du calcul de diamètres par Covadis	39
4.3 Vérification des cotes radiers.	40
5. Dimensionnement des canaux secondaires (réseau secondaire).	40
CHAPITRE III : COLLECTE DES EAUX USEES	43
1 Choix du système de canalisation	43
2 Dimensionnement.	44
3 Calcul des débits et diamètres	46
3.1 Contrôle du calcul et remarques	47
3.2 Présentation des résultats	48
CHAPITRE IV : MISE EN PLACE DU SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZAC	50
CONCLUSION et RECOMMANDATIONS	52
BIBLIOGRAPHIE	53
WEBIOGRAPHIE	54

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1 : valeurs moyennes mensuelles des pluies, année 2001, en mm.	8
Tableau 2 : valeurs du coefficient de ruissellement pour différentes surfaces	10
Tableau 3 : valeurs du coefficient de ruissellement pour différentes localités	11
Tableau 4 : Calcul des temps d'entrée des bassins versants	12
Tableau 5 : Intensités récurrentielles des averses à la station de Ziguinchor	13
Tableau 6a : Domaines de validité de la méthode de Caquot pour le logiciel Covadis.	22
Tableau 6b : Domaines de validité de la méthode rationnelle pour le logiciel Covadis	23
Tableau 7a : caractéristiques des tronçons du réseau co	38
Tableau 7b : caractéristiques des tronçons du réseau co 1	39
Tableau 8a : vérification des cotes radier du réseau co	40
Tableau 8b : vérification des cotes radier du réseau co 1	40
Tableau 9 : populations des zones d'habitation	45
Tableau 10 : populations des bassins versants	46
Tableau 11a : calage des nœuds du réseau d'eaux pluviales (réseau co)	48
Tableau 11b : caractéristiques hydrauliques des tronçons (réseau co)	49
Tableau 12a : calage des nœuds du réseau d'eaux pluviales (réseau co 1)	49
Tableau 12b : caractéristiques hydrauliques des tronçons (réseau co 1)	49

**LISTE DES FIGURES**

Figure 1 : délimitation de la ZAC	5
Figure 2 : subdivision de la ZAC	6
Figure 3a et 3b : Cartes des isohyètes 2000 et 2001	7
Figure 4 : courbes IDF globales	14
Figure 5 : équation IDF globale	15
Figure 6 : courbe log log IDF pour $T = 10$ ans et $5 \text{ min} < t < 24 \text{ h}$	16
Figure 7 : équations IDF pour $T = 10$ ans et $5 \text{ min} < t < 24 \text{ h}$	16
Figure 8 : courbes IDF réelle et modélisée	17
Figure 9 : Entrée des coefficients de Montana et calcul de $K$ , $\alpha$ , $\beta$ et $\gamma$	23
Figure 10 : Bibliothèque de Covadis	24
Figure 11a : Entrée des contraintes imposées au réseau	24
Figure 11b : Bibliothèque des contraintes	24
Figure 12a : Entrée d'une conduite dans la bibliothèque	25
Figure 12b : Bibliothèque des conduites	25
Figure 13 : Délimitation des sous bassins versants et courbes de niveau.	26
Figure 14 : Saisie de la canalisation et propriétés des bassins versants	27
Figure 15 : Réseau d'évacuation	28
Figure 16 : Réseau d'évacuation et bassins versants	28
Figure 17 : Courbe IDF CHAUSSEE et coefficients de Montana.	29
Figure 18 : Canal à section rectangulaire	30
Figure 19 : Canal à section trapézoïdale	31
Figure 20 : volume de béton par mètre de canal en fonction du débit	31
Figure 21a : choix des calques	33
Figure 21b : propriétés des canalisations	33
Figure 21c : tracé des canalisations	34
Figure 21d : caractéristiques de la canalisation	34
Figure 21e : bouton « bassin versant »	34
Figure 21f : propriétés du bassin versant	35
Figure 21g : paramétrage du calcul	36
Figure 21h : entrée de la cote piézo avale	36
Figure 21i : affichage des résultats	36
Figure 22a : caractéristiques des bassins versants du réseau co par Covadis	37

Figure 22b : dimensionnement des tronçons du réseau co par Covadis	37
Figure 22c : assemblage des bassins versants du réseau co	37
Figure 23a : caractéristiques des bassins versants du réseau co 1 par Covadis	38
Figure 23b : dimensionnement des tronçons du réseau co 1 par Covadis	38
Figure 23c : assemblage des bassins versants du réseau co 1	38
Figure 24 : informations sur les collecteurs circulaires (réseau co)	41
Figure 25 : informations sur les collecteurs circulaires (réseau co 1)	42
Figure 26 : calcul du débit d'eaux usées	47
Figure 27 : caractéristiques du tronçon N14-N15 par Arcview	51
Figure 28 : caractéristiques du nœud N14 par Arcview	51

**LISTE DES ANNEXES**

Annexe 1 : réseau secondaire. Détermination des débits des tronçons par règle de trois.	i
Annexe 2 : réseau secondaire. Caractéristiques hydrauliques des tronçons du réseau secondaire.	ii
Annexe 3 : types d'ouvrages autonomes	iii

## **INTRODUCTION**

Il fait partie du rôle de la ville d'assurer, afin d'être en phase avec l'urbanisation, un service adéquat aux populations.

La zone de Cobitène est un secteur presque marécageux, dans lequel il a été décidé l'implantation d'une zone d'aménagement concertée (Z.A.C.) devant répondre aux exigences de milieu fédérateur dans l'après guerre. L'urbanisation de cette zone doit nécessairement être devancée par un paysage urbain adéquat dont des réseaux adéquats de drainage des eaux pluviales et de collecte des eaux usées.

La forte pluviométrie régnant dans la zone sud et la proximité de la nappe dans la zone de Cobitène entraînent une certaine peur eu égard aux plus diluviennes ayant causés à Dakar le déplacement de 6.000 personnes, dont 2.500 étaient en situation de grande détresse, et des dégâts importants et légitimement de ce fait le projet de fin d'études.

Pour prévenir ces accidents, il y a à trouver un compromis entre un dimensionnement juste et précis des réseaux cités plus haut et le coût du volet assainissement, qui, selon certaines statistiques, peut varier de 30 à 300 millions de francs CFA. Comprenons par là une optimisation de tous les paramètres entant dans la conception des réseaux.

Le présent projet de fin d'études vise la satisfaction des habitants de la Z.A.C. en matière d'hydraulique urbaine, avec toutefois la prise en compte d'un certain risque.

Et cette finalité sera atteinte par la conjonction de plusieurs objectifs qui consisteront en une étude physique du terrain, une étude des conditions pluviométriques, un choix de la méthode de dimensionnement avant de procéder au dimensionnement proprement dit du ou des réseaux choisi(s). Finalement la présentation des résultats et les vérifications seront une synthèse de ce travail.

Un autre objectif sera par ailleurs l'utilisation de ce projet comme moyen de test pour un logiciel de dimensionnement des réseaux hydrauliques.

Concernant la démarche de travail, elle sera basée sur les méthodes usuelles de dimensionnement implémentées grâce aux outils informatiques disponibles. Ainsi sera-t-il procédé à une modélisation de paramètres physiques, de paramètres pluviométriques, au traitement informatique des résultats à partir des logiciels Autocad, Arcview, Covadis, Maple, et Excel.

Plus précisément, le dimensionnement avec le logiciel Covadis permet l'exploration d'un nouveau type de conception, qui, comme nous le verrons, permet le traitement rapide et fiable

de données de grande envergure. En effet Covadis donne droit à l'exploitation de bassins versants pouvant atteindre 20 ha de surfaces et d'un nombre impressionnant des points topographiques acquis à partir de levés.

Enfin, le sujet est un moyen d'apprentissage pertinent permettant la maîtrise pratique de la conception et prépare au monde du travail dans le domaine de l'hydraulique.



## **CHAPITRE I : GENERALITES**

### **Présentation du plan d'urbanisme de détail**

#### **1 Le contexte d'étude**

Le contexte d'étude ne peut mieux être établi que par le rapport de présentation du plan d'urbanisme de détail (PUD) de la zone. Voici un extrait de ce dernier.

« Ziguinchor est au Sud-ouest du Sénégal, mais au carrefour des liaisons entre plusieurs capitales Ouest africaines : Dakar, Bissau, Banjul, Conakry etc.

La ville de Ziguinchor, orientée principalement vers le fleuve Casamance, a vu ces dernières années diminuer considérablement ses activités à cause de l'insécurité créée par la rébellion d'une partie des populations.

Cité périphérique au Sud du Sénégal, située à proximité de la frontière avec la Guinée-Bissau, la ville de Ziguinchor avec une population de 185 000 habitants, risque de voir avec le retour à la paix et celui des immigrés, se poser des problèmes de logements exceptionnellement importants.

Ziguinchor possède cet attrait instinctif du Sud avec une nature accueillante et un climat balnéaire attractif.

Son rang de capitale régionale, regroupant en son sein toutes les institutions d'une capitale administrative, permettra de promouvoir et de gérer tous les signes évidents d'activité, de dynamisme, et de transformation qui s'y manifestent actuellement. Sa chance, c'est encore plus l'avenir universitaire, que justifie d'ailleurs largement son importance, sa position géographique et son passé culturel.

Un plan directeur d'urbanisme (PDU) de Ziguinchor a été élaboré en 1980 par l'Etat du Sénégal. Ce plan a été relativement respecté et l'essentiel de ses prévisions bien que décalées dans le temps a abouti à une exécution convenable. »

#### **2 Objectifs**

Les objectifs du PUD sont les suivants :

- la mise en valeur d'un site remarquable, encore occupé par des activités agricoles (riziculture) ;
- la création d'un ensemble d'espaces réservés aux équipements de pêche, de tourisme et de loisirs ;

- le développement :
    - d'une zone centrale d'habitat mixte ;
    - d'une zone de résidences de standing ;
    - de différentes zones d'habitat économique et de moyen standing.
  - l'implantation de zones de commerces d'accompagnement (marchés et centres commerciaux) ;
    - la réservation de tous les espaces nécessaires aux équipements socio-éducatifs, sanitaires et administratifs ;
    - L'amélioration des liaisons et des échanges avec les quartiers limitrophes et l'ensemble de la ville de Ziguinchor.
- Pour arriver à ces fins, des équipements de types scolaire, culturel, commercial et sanitaire y seront implantés.

- Equipement social

- 2 maisons des jeunes
- 2 foyers pour personnes âgées
- 2 foyers de la femme

- Equipement culturel

- 1 centre culturel
- 1 grande mosquée de vendredi
- 4 mosquées de quartier
- 1 institut islamique
- équipement culturel catholique

- Equipement scolaire

- 4 écoles maternelles
- 7 écoles primaires
- 3 collèges (CES) :
- 1 lycée enseignement général :
- 1 lycée Technique

- Equipement commercial

- Marchés
- centres commerciaux
- artisanat de service

- Equipement sanitaire

- 1 centre de santé
- 2 postes de santé

### 3 Délimitation géographique et administrative, subdivision de la zone

La ville de Ziguinchor est située au sud ouest du Sénégal et est limitée au nord par le fleuve Casamance, au sud par la Guinée Bissau, à l'est par la localité de Sédhiou et a une ouverture sur la mer à l'ouest. Elle est localisée entre les méridiens 16° et 17° et les parallèles 12° et 13°.

La ZAC, quant à elle, est située dans la ville de Ziguinchor sur la rive sud du fleuve.

La ZAC est subdivisée comme suit :

1. La zone d'habitat d'extension (délimitée par une bande rouge sur la carte)
2. Les zones à restructurer constituées notamment par la partie existante des quartiers de Boudody-village, de Cobiténe et de Colobane ;
3. La zone touristique ;
4. La zone réservée aux activités de pêche ;
5. Les emprises d'équipements collectifs et socio-économiques ;
6. Les espaces verts et places publiques.

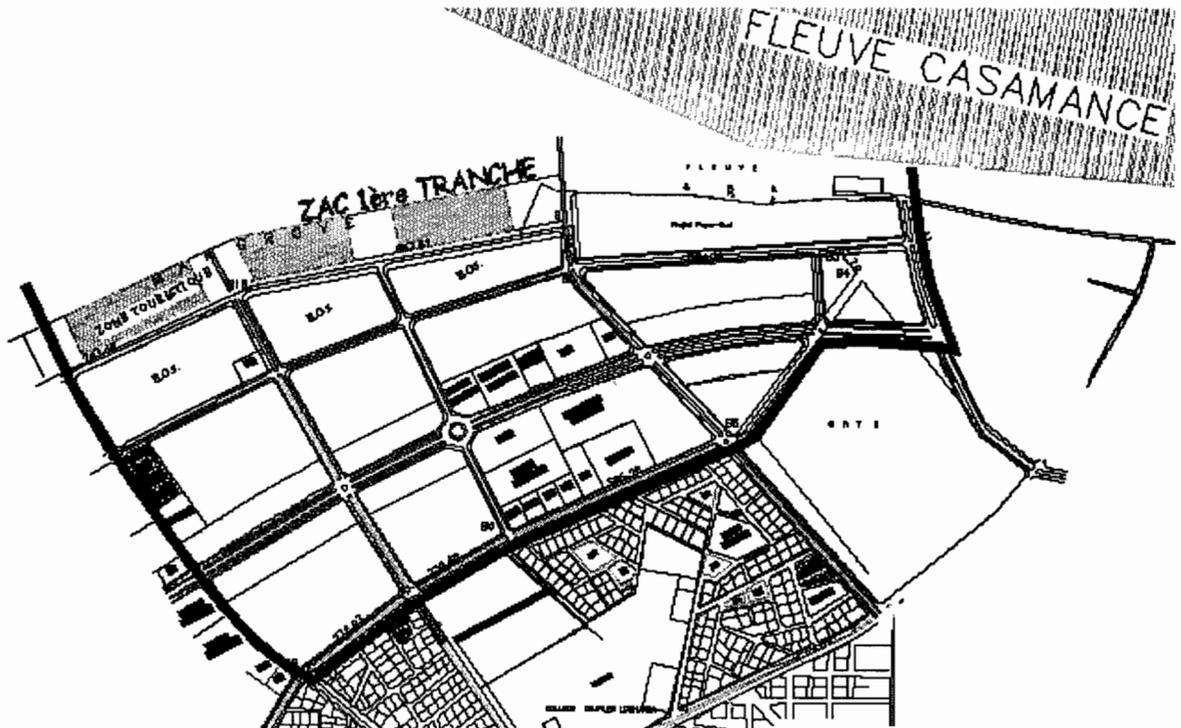


Figure 1 : délimitation de la ZAC

C'est la zone d'habitat d'extension qui fait l'objet de l'étude. Elle s'étend sur 117 ha et comprend :

- a) Les secteurs réservés à l'Habitat de standing (HGS) ; la surface de cette zone est de 16.87 ha. Les terrains ont des surfaces de 400 m<sup>2</sup>.
- b) Les secteurs mixtes habitat commerce, situés le long du Boulevard central de la nouvelle cité ; la surface de cette zone est de 42.11 ha. Les terrains ont des surfaces de 300 m<sup>2</sup>.
- c) Les secteurs réservés à l'habitat économique et de moyen standing ; La surface de cette zone est de 32.96 ha. Les terrains ont des surfaces de 150 m<sup>2</sup>.

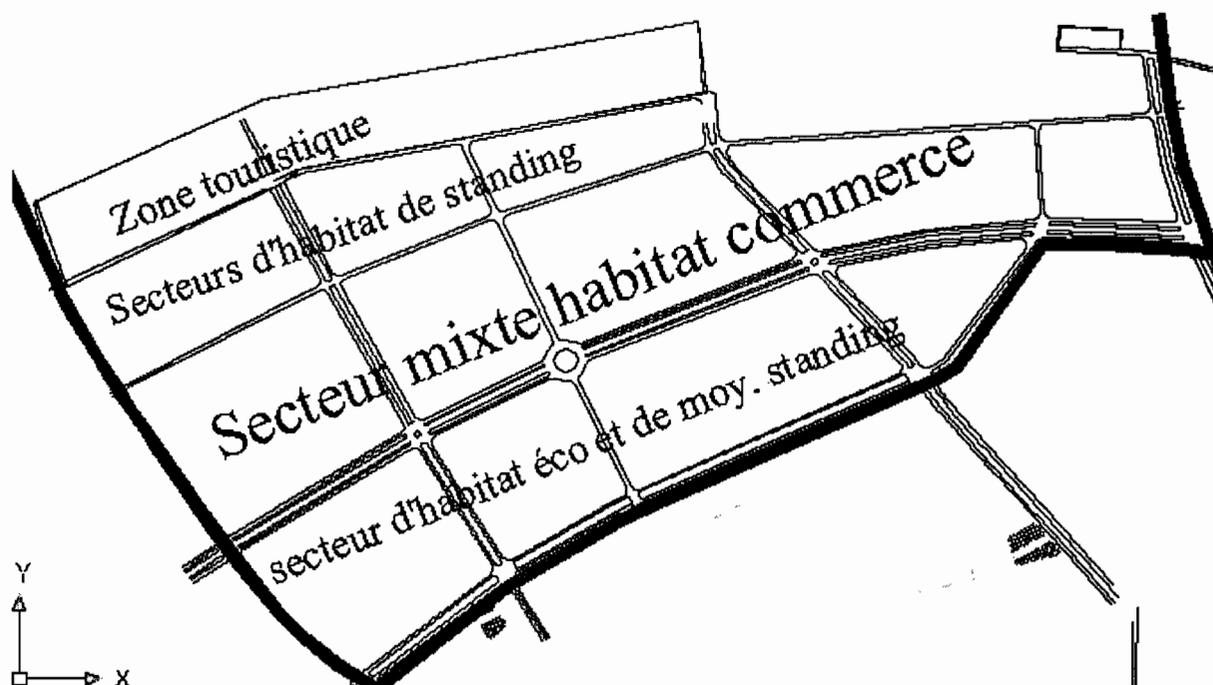


Figure 2 : subdivision de la ZAC

#### 4 Situation hydrologique et météorologique

La zone de Cobitène est située sur une zone presque marécageuse sur la rive du fleuve. La nappe y est proche (1m). La zone est comprise entre une partie haute susceptible de se déverser sur elle et une partie basse, le fleuve qui constitue un exutoire de choix. La situation météorologique, quant à elle, est bien illustrée par les éléments suivants tirés du site Web du gouvernement du Sénégal.

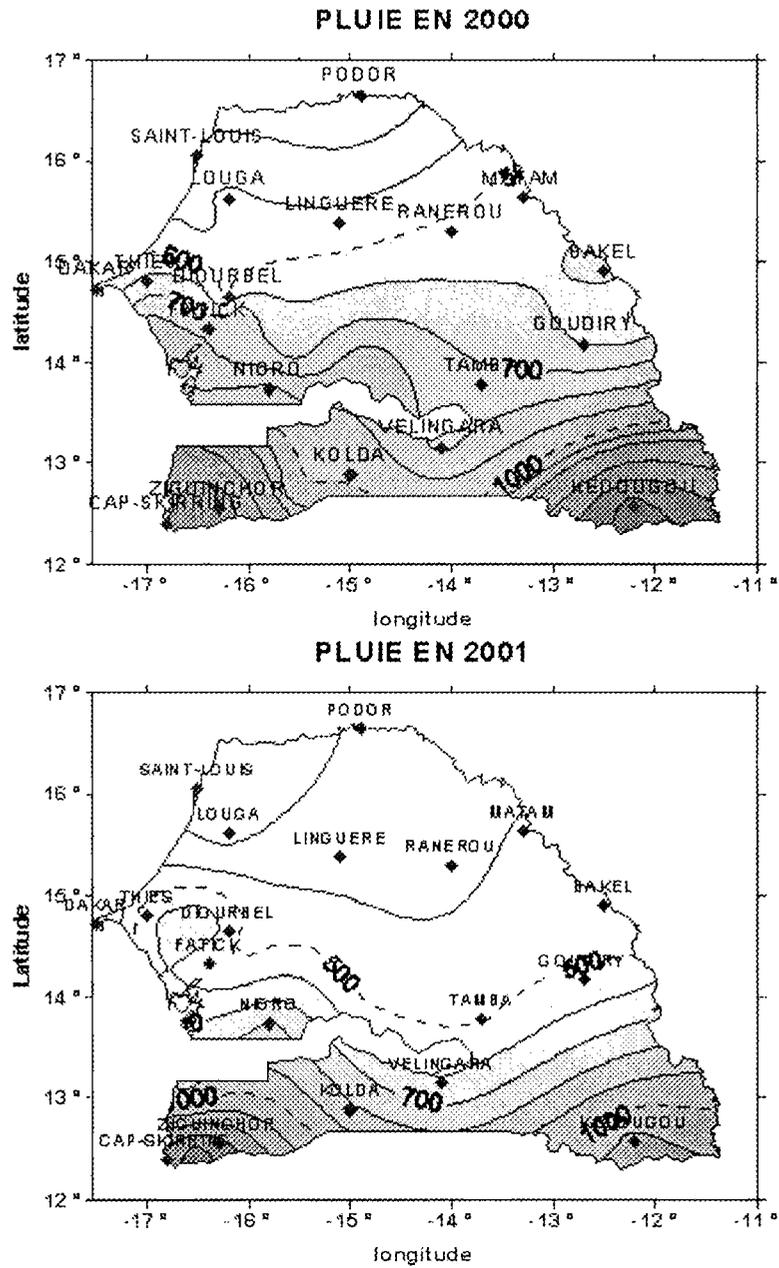


Figure 3a et 3b : Cartes des isohyètes 2000 et 2001

Ville	Mois											
	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	août	sept	oct	nov	déc
Dakar	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	66.5	103.9	55.4	9.2	0.0	0.0
Saint-Louis	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	77.1	83.5	92.8	19.1	0.0	0.0
Ziguinchor	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	134.8	447.4	325.5	358.7	59.1	0.0	0.0
Diourbel	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	253.1	128.8	177.8	9.6	0.0	0.0
Tambacounda	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	46.0	216.5	92.0	130.2	54.2	0.0	0.0
Thiès	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	185.4	154.8	191.5	52.6	0.0	0.0
Kaolack	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.4	88.7	169.0	261.8	29.6	0.0	0.0
Mbour	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	139.0	158.2	238.3	44.2	0.0	0.0

Tableau 1 : valeurs moyennes mensuelles des pluies, année 2001, en mm.

Ziguinchor est la région du Sénégal la plus arrosée. Il y pleut 5 mois sur 12. Cela, conjugué à la proximité de la nappe, pousse à craindre une forte accumulation d'eau lors des pluies et après celles-ci. Il est déjà à entrevoir un important ruissellement. Les isohyètes montrent que l'on se trouve en zone tropicale humide avec un cumul annuel de pluies dépassant 1000 mm.

## **CHAPITRE II : EVACUATION**

### **DES EAUX PLUVIALES**

#### **1 Définition des paramètres entrant dans le dimensionnement**

Le dimensionnement du réseau de drainage des eaux pluviales requiert la maîtrise des paramètres physiques et des pluviométriques.

##### **1.1 Paramètres physiques**

###### **1.1.1 Le bassin versant**

C'est la surface sur laquelle toute eau météorique qui tombe s'écoule vers un point unique appelé exutoire. C'est donc une surface hydrologiquement close. Les lignes de partage des différents bassins versants sont appelées lignes de crête. En hydrologie urbaine le bassin versant est une surface de ruissellement telle que le réseau qui la draine possède un exutoire. On parle de *bassin versant urbain*.

Le bassin versant possède plusieurs caractéristiques qui sont la surface, la pente moyenne, la longueur, la forme... les paramètres entrant directement dans la détermination du débit de ruissellement sont les suivants :

###### **1.1.1.1 Délimitation des bassins versants**

La délimitation des bassins versants se fait en théorie en partant de l'exutoire par le tracé suivant la ligne de plus grande pente et ensuite suivant les lignes de crêtes qui joignent un sommet à l'autre.

Dans le cas du projet basé sur un bassin versant urbain, la délimitation se fera eu égard aux contraintes suivantes :

- les chaussées seront traversées le moins possible par l'eau de ruissellement. Les axes de route représentent donc les lignes de crête
- Les cotes des axes de routes sont supérieures à celles des accotements.

Suivant ces contraintes, les lignes de crête seront constituées par les axes de routes et les surfaces de sous bassins versants seront quant à elles des polygones délimités par les chaussées.

### 1.1.1.2 Longueur et pente moyenne du bassin versant S

Elles interviennent dans le calcul du temps de concentration et dans celui du débit de pointe.

La longueur du bassin permet de définir le rectangle équivalent, c'est-à-dire un rectangle ayant comme surface la surface du bassin versant. Comme les bassins sont de forme rectangulaire, la longueur sera à peu près égale à la longueur maximale de parcours de l'eau.

La pente moyenne est donnée par  $S = \frac{d \times l}{A}$  avec

d = pas des courbes de niveau [m],

l = longueur totale des courbes de niveau dans le bassin versant [m],

A = surface du bassin [m<sup>2</sup>],

### 1.1.1.3 Coefficient de ruissellement C

Il quantifie le degré d'imperméabilité du réceptacle de la pluie. Il sert, dans le modèle de calcul du débit de ruissellement, à traduire le fait qu'une partie de la pluie seulement est sujette au ruissellement. Il est compris entre 0 et 1.

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$
 pour un bassin versant comportant plusieurs surfaces de perméabilités

différentes (bassin versant hétérogène).

Il est à signaler que C possède une formule permettant de le faire varier dans le temps mais dans les zones urbanisées comme c'est le cas dans notre projet, il est considéré comme constant.

Pour différents types de revêtements, nous avons :

surface	Toits	asphalte	pavé	dalle	gravier	Parc-gazon
C	0.7 à 0.95	0.85 à 0.90	0.75 à 0.85	0.4 à 0.5	0.15 à 0.3	0.05 à 0.25

Tableau 2 : valeurs du coefficient de ruissellement pour différentes surfaces

Le PUD propose, à titre indicatif les valeurs suivantes :

Type de surface	Valeur du coefficient C
Zone de centre ville	0.70 – 0.95
Zone résidentielle, pavillons isolés	0.30 – 0.5
Zone résidentielle, pavillons groupés	0.60 – 0.75
Zone industrielle	0.50 – 0.90
Cimetières, parcs	0.10 – 0.25
Rue	0.80 – 0.85
Trottoirs	0.75 – 0.90
Pelouse (sols sableux, faible pente)	0.05 – 0.10
Pelouse (sols terreux, faible pente)	0.15 – 0.20

Tableau 3 : valeurs du coefficient de ruissellement pour différents secteurs

#### 1.1.1.4 Temps de concentration

C'est le temps qui s'écoule entre le début de la pluie et le débit maximal enregistré à l'exutoire et il correspond aussi au temps que met la goutte d'eau qui tombe au point le plus éloigné pour atteindre l'exutoire. Après le temps de concentration, le débit de pointe est diminué.

Si l'on considère que la surface du bassin est divisée en n isochrones écartés de  $\Delta t$ , et que  $\Delta q$  est le débit drainé par la surface comprise entre deux isochrones, le débit à l'exutoire augmente de manière régulière par pas de  $\Delta q$  jusqu'à ce que l'eau tombée entre l'avant dernière et la dernière isochrone arrive au point bas. A partir de ce moment, aucune surface en plus ne pourra fournir son eau et le débit à l'exutoire n'augmentera plus. Il diminuera en fait à cause de l'effet d'emmagasinement qui a tendance à retarder le ruissellement des eaux et à aplatir donc l'hydrogramme de ruissellement.

Le temps de concentration est divisé en

- temps d'entrée  $t_e$  qui est le temps de ruissellement en surface. Kerby en donne la

formule suivante  $t_e = \left( \frac{2.187 \times L \times n}{S^{0.5}} \right)^{0.467}$  où

L est la longueur de parcours maximale de l'eau dans le bassin [m],  $L < 365$  m.

n est la rugosité de la surface

et S la pente moyenne de la surface

Selon Kirpich  $t_e = 0.0195 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$ .

- temps d'écoulement en conduite [min]  $t_{ec} = \frac{L_{conduite}}{60 \times V}$

avec V = vitesse d'écoulement en conduite [m/s],

$L_{conduite}$  [m] est la longueur de conduite entre le bassin et le point de rencontre avec la conduite dérivant du bassin versant suivant dans le sens de l'écoulement.

Le temps d'entrée pour chaque bassin sera calculé avec la formule de Kerby pour des longueurs de parcours maximales inférieures à 365 m et par la formule de Kirpich pour des longueurs supérieures à 365 m.

BV	$\Sigma L_i$ (m)	surface (ha)	pente moyenne	C	Longueur (m)	temps d'entrée (min)	
						Kerby	Kirpich
BV 1	1308,15	7,73	0,17%	0,6	433,95	17,54	24,43
BV 2	994	4,93	0,20%	0,6	276,70	13,65	16,15
BV 3	760	4,21	0,18%	0,6	400,25	16,64	22,39
BV 4	2052	11,44	0,18%	0,75	443,58	17,49	24,29
BV 5	1505	7,85	0,19%	0,75	364,33	15,70	20,35
BV 6	2085	10,07	0,21%	0,75	408,93	16,28	21,59
BV 7	2607	8,51	0,31%	0,5	522,33	16,65	22,42
BV 8	1217	4,24	0,29%	0,5	244,58	11,86	12,82
BV 9	1782	9,78	0,18%	0,5	428,74	17,15	23,52
BV 10	1091	6,79	0,16%	0,5	346,48	15,99	20,96
BV 11	2210	11,96	0,18%	0,6	548,12	19,17	28,27
BV 12	617	4,43	0,14%	0,5	264,64	14,57	17,99

Tableau 4 : Calcul des temps d'entrée des bassins versants

Le choix de la plage d'intensité pour chaque bassin versant dépend directement du temps de concentration obtenu.

## 1.2 Paramètres pluviométriques :

### 1.2.1 Intensité de dimensionnement et courbes IDF (intensité - durée - fréquence)

Il s'agit de trouver l'intensité de pluie qui donne le débit maximal à l'exutoire.

L'intensité de dimensionnement est donnée par plusieurs formules dont la plus utilisée au Sénégal est celle de

- Montana  $i(t, T) = a(T).t^{-b(T)}$ .

t est le temps, qui donne l'intensité maximale à  $t = t_c$  [min].

$i(t, T)$  : intensité maximale moyenne de période de retour T observée sur une durée t [mm/ in].

$a(T)$ ,  $b(T)$  : paramètres d'ajustement obtenus à partir de la modélisation des courbes IDF.

Il existe aussi d'autres formules telles que :

- celle de Talbot  $i = \frac{a}{b+t}$ ,
- celle de Keiffer et Chu  $i = \frac{a}{t^b + c}$ .

Ces formules sont une modélisation des courbes IDF. Le travail consistera à déterminer les coefficients a et b de la formule de Montana à partir de ces courbes par la méthode des moindres carrés linéaires.

Les courbes IDF sont tracées pour plusieurs périodes de retour T et donnent les intensités maximales de pluies journalières pour des pas de durée 2, 5, 10, 20 minutes...

Pour la région de Ziguinchor, les données pluviométriques sont fournies par le C.I.E.H. (Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques). Elles se présentent comme suit :

durées (min)	intensités (mm/min)	
	T = 1 an	T = 10 ans
5	3,180	6,220
10	2,420	3,920
15	2,053	3,047
30	1,410	2,100
45	1,087	1,664
60	0,873	1,323
90	0,624	0,969
180	0,327	0,507
240	0,285	0,460
720	0,110	0,178
1440	0,066	0,112

Tableau 5 : Intensités récurrentielles des averses à la station de Ziguinchor

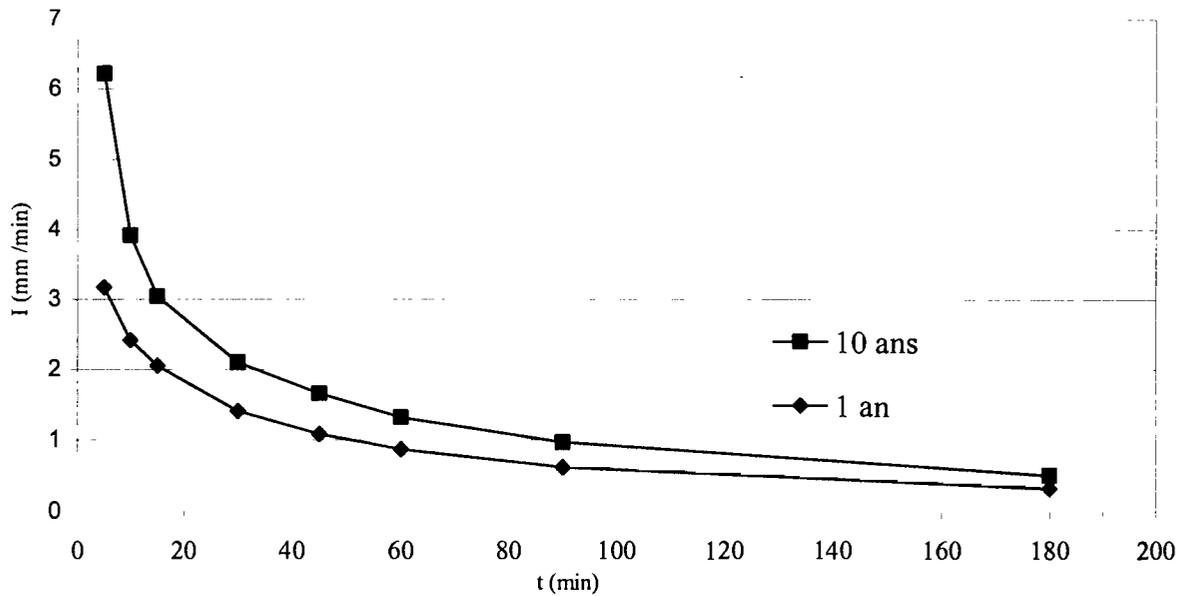


figure 4 : courbes IDF globales

### 1.2.1.1 Choix de la période de retour T

La fréquence de dépassement  $F_d$  de la pluie  $p$  est définie comme étant la probabilité que l'événement « la pluie est plus forte que la pluie  $p$  » se produise.

Pour donc  $N$  pluies journalières maximales recueillies durant un nombre d'années, la fréquence expérimentale de dépassement de la  $i^{\text{ème}}$  pluie la moins forte est théoriquement

$$F_d = \frac{N-i}{N}. \text{ On y ajoute en pratique } \frac{1}{2N} \text{ pour avoir } F_d + \bar{F}_d = F_d + F_{nd} = 1, F_{nd} \text{ étant la}$$

fréquence de non dépassement.

La période de retour  $T$  est définie comme étant l'inverse de la fréquence de dépassement de cette pluie. Son choix réside du consensus entre l'importance des biens à protéger, le coût de l'ouvrage et celui de son entretien et la tolérance des dégâts permis. La période choisie pour le travail à effectuer est 10 ans.

### 1.2.1.2 Modélisation de la courbe IDF : détermination de l'équation IDF.

Cela revient à déterminer les coefficients  $a$  et  $b$  de la formule de Montana. Le logiciel Excel permet d'obtenir les équations des courbes de tendance pour une courbe quelconque par la méthode des moindres carrés linéaires.

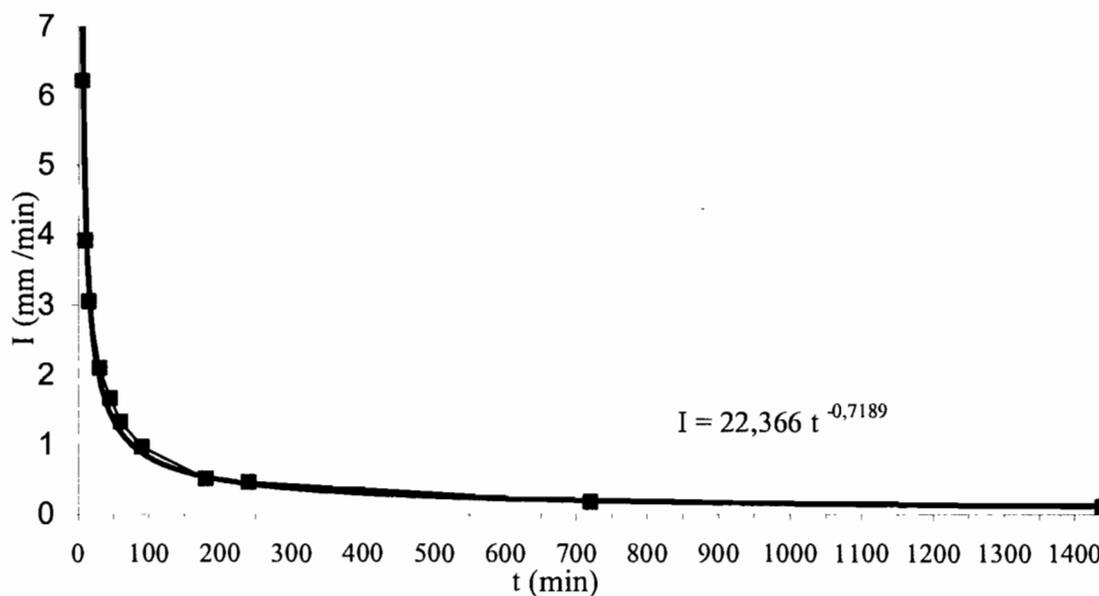


Figure 5 : équation IDF globale

La courbe de tendance est tracée pour la courbe de période 10 ans mais elle ne sied pas à la précision qui convient. Cela est dû au fait qu'une seule courbe de tendance ne peut pas modéliser une courbe IDF qui présente plusieurs types de pentes. Si la série de données est représentée sur une échelle log-log, elle montre clairement une brisure à  $t = 60$  minutes. Son équation ne sera donc pas prise pour la modélisation de la courbe.

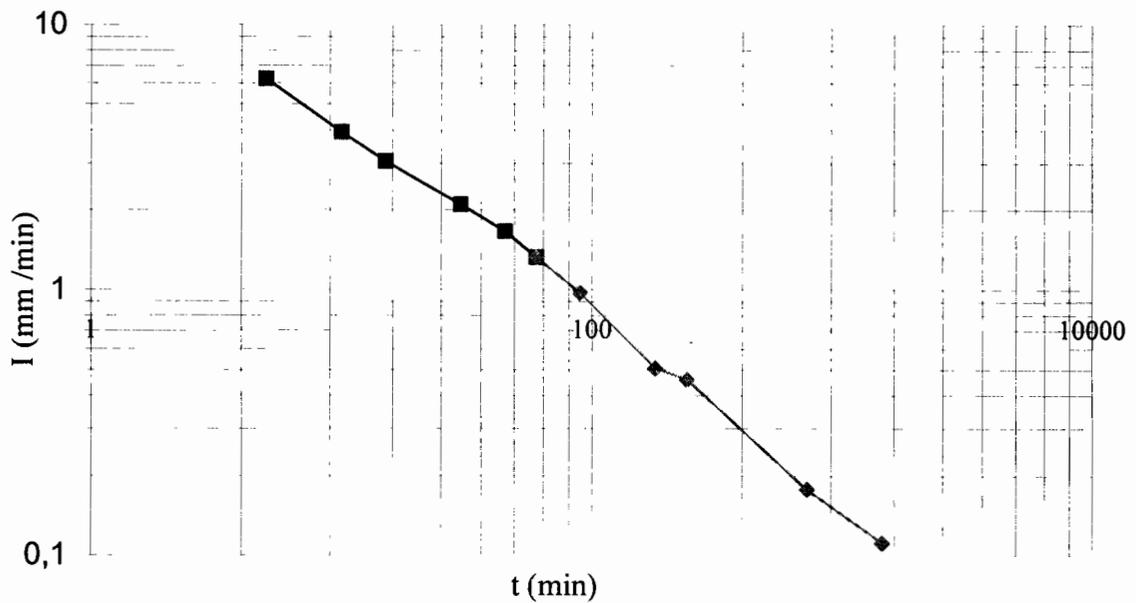


Figure 6 : courbe log log IDF pour T = 10 ans et 5 min < t < 24 h

Deux équations sont donc nécessaires pour cette courbe.

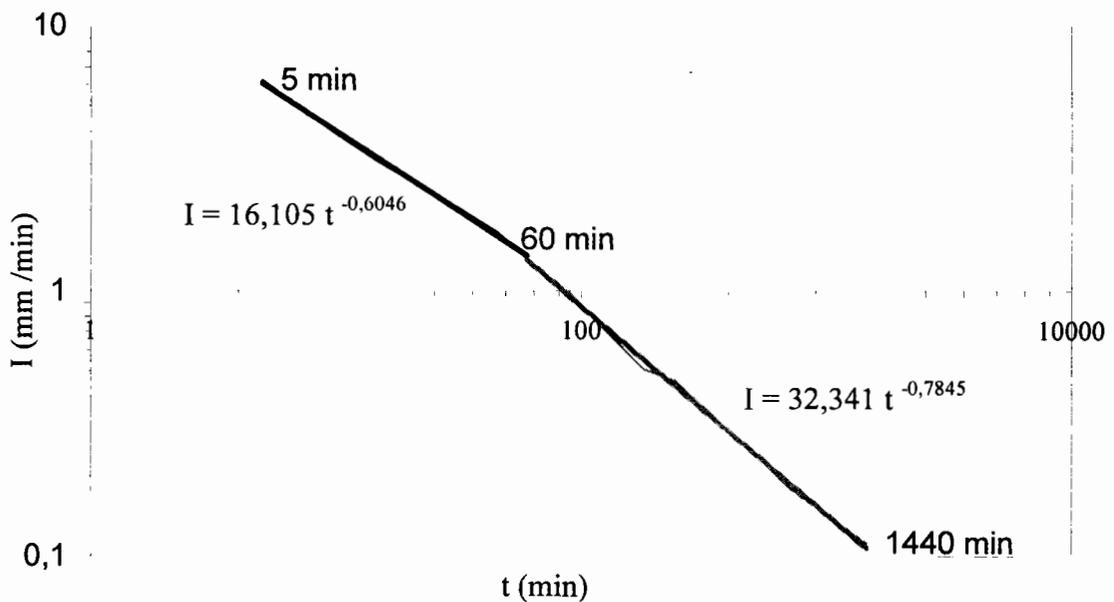


Figure 7 : équations IDF pour T = 10 ans et 5 min < t < 24 h

Elles sont :

$$I = 16.105 t^{-0.6046} \text{ [mm/min] pour } 5 \text{ min} < t < 1 \text{ h,}$$

$$I = 32.341 t^{-0.7845} \text{ [mm/min] pour } 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h.}$$

Et ces équations se confirment lors du retour à la courbe IDF sur échelle arithmétique. Les courbes de tendances obtenues sur les périodes 5 min – 1 h et 1 h – 24 h couplées épousent totalement la courbe IDF et surtout pour la tranche allant de 5 min à 1 h, qui nous concerne le plus.

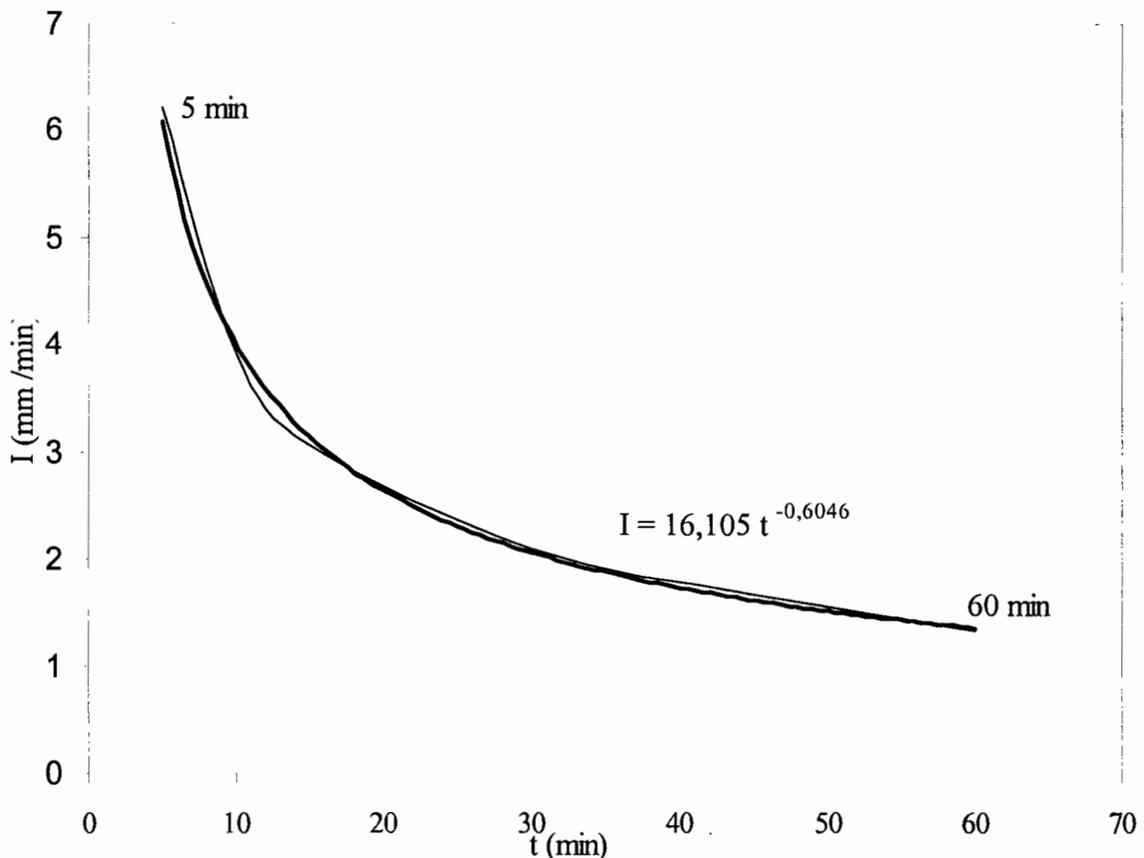


figure 8: courbes IDF réelle et modélisée

De la même manière aussi, on obtient pour T = 1 ans

$$I = 7.2841 t^{-0.4875} \text{ [mm/min] pour } 5 \text{ min} < t < 45 \text{ min,}$$

$$I = 25.741 t^{-0.8294} \text{ [mm/min] pour } 45 \text{ min} < t < 240 \text{ min.}$$

En fin de compte nous obtenons pour la zone de Ziguinchor les équations de Montana suivantes :

- T = 1 an  $I = 7.2841 t^{-0.4875}$  [mm/min] pour 5 min < t < 45 min,  
 $I = 25.741 t^{-0.8294}$  [mm/min] pour 45 min < t < 240 min
- T = 10 ans  $I = 16.105 t^{-0.6046}$  [mm/min] pour 5 min < t < 1 h,  
 $I = 32.341 t^{-0.7845}$  [mm/min] pour 1 h < t < 24 h.

## 2. Choix de la méthode de dimensionnement

Deux méthodes sont les plus usitées pour le calcul des débits maximaux de ruissellement : la méthode rationnelle et celle de Caquot.

### 2.1 La méthode rationnelle

Elle est simplement basée sur une estimation du débit maximal de ruissellement qui arrive à l'exutoire comme étant un pourcentage de l'intensité d'eau précipitée sur la surface du bassin versant.

$$Q_p(T) = \frac{1}{360} \cdot C \cdot I \cdot A$$

$Q_p(T)$  : Débit maximal à l'exutoire [ $m^3 / s$ ] ;

$C$  : Coefficient de ruissellement [%] ;

$I$  : Intensité de l'averse [mm / h]

$A$  : Aire du bassin versant [ha].

Elle ne consiste pas à proprement parler une méthode de simulation car étant basée sur une approximation pondérée du débit de pointe de l'hydrogramme. Elle donne donc les valeurs globales des débits à véhiculer mais ne permet pas de prévoir les situations critiques. L'intensité de la pluie est obtenue par diverses formules ajustables à la région et modélisant les courbes IDF pour le temps de concentration du bassin.

Il est à signaler comme insuffisances de cette méthode que :

- la méthode rationnelle ne prend en compte ni le stockage éventuel de l'eau dans le bassin (cause de surdimensionnement), ni la réception d'une partie de l'eau par la végétation, ni de l'évapotranspiration.

- Elle ne prend pas en compte la pente du terrain alors que la formule de Manning-Strickler  $V = K \cdot R_H^{2/3} \cdot S^{1/2}$  démontre bien que la vitesse et donc le débit dans un écoulement à surface libre est une fonction linéaire et croissante de la racine carrée de la pente.

Les critiques pouvant être développées à l'encontre de cette méthode dite rationnelle vis-à-vis du traitement informatique sont les suivantes :

- le logiciel COVADIS ne prend pas en compte la variation du coefficient de ruissellement dans le temps.

- Le calcul du logiciel ne se fait qu'avec des surfaces de bassin versant inférieures à 5 hectares.

## 2.2 La méthode superficielle : modèle de Caquot

C'est une dégénérescence de l'équation de conservation du volume d'eau ruisselé durant le temps de montée (ou temps de concentration), c'est-à-dire le temps écoulé entre le début de la pluie et l'enregistrement d'un débit maximal au niveau de l'exutoire.

Il se présente sous la forme :

$$Q_p(T) = K \cdot S^\alpha \cdot C^\beta \cdot A^\gamma$$

$$t_c = \mu \cdot S^e \cdot A^d \cdot Q_p^f$$

$Q_p(T)$  : Débit de pointe [ $m^3/s$ ];

S : la pente moyenne du sous bassin selon le plus long chemin hydraulique [%].

C : le coefficient de ruissellement [%]

A : surface [ha]

L'interprétation de cette équation est facilitée par le bilan originel duquel découle la formule de Caquot, à savoir :

$$1/6 \alpha_r I A (1 - \gamma_r) = Q (\delta + \beta_r) t_c$$

1/6 : facteur résultant des changements d'unités,

Q : débit à l'exutoire [ $m^3 / s$ ],

$t_c$  : temps de concentration [min],

$\alpha_r$  : Coefficient d'abattement spatial =  $A^{-\varepsilon}$ , Caquot donne  $\varepsilon = 0.178$

I : hauteur de pluie tombée entre  $t = 0$  et  $t = t_c$  [mm],

A : aire du bassin [ha],

$\delta = 0.75$  et  $\beta_r = 0.75$  : paramètres du bilan volumétrique (circulaire CG 1333),

$1 - \gamma_r = C$  : coefficient de ruissellement brut.

$\beta_r * t_c * Q$  représente le volume écoulé à l'exutoire entre l'instant  $t = 0$  et  $t = t_c$ .

$\delta * t_c * Q$  est le volume stocké en surface et dans le réseau entre l'instant  $t = 0$  et  $t = t_c$ .

### 2.2.1 Détermination des paramètres K, $\alpha$ , $\beta$ et $\gamma$ de la formule de Caquot.

Le cours de drainage des eaux pluviales de l'université de Lille donne la formule suivante pour le modèle de Caquot.

$$Q = k^{\frac{1}{u}} S^{\frac{v}{u}} A^{\frac{w}{u}} C^{\frac{1}{u}}$$

Par identification à notre formulation du débit dans la méthode de Caquot, nous avons :

$$K = k^{1/u},$$

$$\alpha = v / u,$$

$$\beta = 1 / u,$$

$$\gamma = w / u.$$

$$k = \frac{a}{6.6 \times 0.5^b}$$

Or ce cours donne aussi :  $u = 1 - 0.287b$

$$v = 0.41b$$

$$w = 0.95 - 0.507b$$

a et b sont les coefficients de la formule de Montana  $i(t, T) = a(T)t^{-b(T)}$ .

Nous aurons donc pour nos coefficients :

$$K = \left[ \frac{a}{6.6 \times 0.5^b} \right]^{\frac{1}{1-0.287b}}$$

$$\alpha = \frac{0.41b}{1 - 0.287b}$$

$$\beta = \frac{1}{1 - 0.287b}$$

$$\gamma = \frac{0.95 - 0.507b}{1 - 0.287b}$$

Et après application numérique, cela donne :

- pour  $5 \text{ min} < t < 1 \text{ h}$ , (c'est-à-dire  $a = 16.105$ ,  $b = 0.6046$ )

$$K = 4,886$$

$$\alpha = 0,29993$$

$$\beta = 1,20995$$

$$\gamma = 0,77856$$

$$Q_p(10) = 4.886 \cdot S^{0.3} \cdot C^{1.210} \cdot A^{0.779}$$

- pour  $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$ , (c'est-à-dire  $a = 32.341$ ,  $b = 0.7845$ )

$$K = 15,687$$

$$\alpha = 0,415$$

$$\beta = 1,291$$

$$\gamma = 0,713$$

$$Q_p(10) = 15.687 \cdot S^{0.415} \cdot C^{1.291} \cdot A^{0.713}$$



### 2.2.2 Remarques

Des remarques peuvent être formulées à l'endroit de cette formule :

- Le produit  $\alpha_r * A = A^{1-\epsilon} = A^{0.822}$  peut être pris comme étant la minoration de l'intensité de la pluie eu égard à la partie du volume précipité en dehors du bassin versant, à l'interception d'une partie par la végétation, à la grandeur du bassin versant...
- Les paramètres  $\delta$  et  $\beta_r$  dont la somme est supérieure à 1 permettent de diminuer le débit calculé en vue d'éviter les surdimensionnements et de rendre ainsi le modèle plus réaliste.

Les avantages d'une telle méthode sont :

- La prise en compte des pentes
- L'adjonction de puissances (inférieures à 1 pour la surface et la pente), obtenus à partir des paramètres a et b de la formule de Montana, aux différents termes de la formule afin de garantir un ajustement pour chaque région considérée.

Concernant le traitement informatique du modèle par le logiciel COVADIS, ce dernier signale que :

- il ne prend pas en compte la variation du coefficient de ruissellement dans le temps
- les calculs sont préférables pour des surfaces de bassin comprises entre 5 et 20 ha.

*Après analyse des deux méthodes ci-dessus présentées, le choix se porte sur la méthode de Caquot, eu égard à la précision apportée.* Cependant pour les surfaces de bassins inférieures à 5 ha la méthode rationnelle sera utilisée.

### 2.2.3 Prise en compte de bassins versants adjacents

La zone du projet est située entre le fleuve au nord et la région de Ziguinchor au sud. Il existe donc du côté sud, des parcelles adjacentes, hors du domaine d'études qui se déversent sur les bassins versants situés en partie sud de la ZAC. Ces éventuels déversements sont pris en compte dans le dimensionnement par Covadis comme débits d'apport (débit forfaitaire de  $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$  additionné au débit calculé).

## 3 Dimensionnement

### 3.1 Présentation du logiciel Covadis

Covadis est un logiciel utilisant l'interface graphique d'Autocad avec en arrière plan un procédé de calcul utilisant les formules topographiques usuelles. Il procède par modélisation du terrain qui lui est donné par interpolation linéaire. Rappelons que

l'interpolation linéaire offre le minimum de risque d'erreurs car l'erreur d'interpolation entre deux points est toujours inférieure à  $\frac{1}{2}$ . La modélisation permet, à partir d'un nombre fini de points, d'obtenir les coordonnées de tous les points d'un espace délimité. A partir de cela, il est possible de faire tous les calculs topographiques imaginables. Il y a dans Covadis :

- un module topographie,
- un module projets routiers,
- un module VRD.

### 3.1.1 Méthodologie

La démarche générale pour un dimensionnement de réseaux d'eaux pluviales est la suivante :

1. dessin du contour des bassins versants (optionnel),
2. dessin des canalisations,
3. saisie de la canalisation (cote TN, éventuellement cote radier),
4. saisie des propriétés des bassins versants (aire, pente, longueur, coefficient de ruissellement, période de retour),
5. paramétrage du calcul du débit et dimensionnement du réseau,
6. calcul de la ligne piézométrique (optionnel),
7. dessin des éléments de type regard, obstacle et branchement.

### 3.1.2 Méthodes de calcul utilisées et domaines de validité

Le calcul du débit est faisable aussi bien avec la méthode rationnelle qu'avec la méthode de Caquot mais pour des plages de paramètres différentes. Les domaines de validité des deux méthodes sont donnés par les tableaux suivants :

Libellé	Minimum	Maximum
Pente.	0.002 m / m	0.05 m / m
Coefficient de ruissellement	0.2	1
Surface du bassin versant	5 ha	200 ha

Tableau 6a : Domaines de validité de la méthode de Caquot pour le logiciel Covadis.

Libellé	Minimum	Maximum
Pente	0.002 m / m	0.05 m / m
Coefficient de ruissellement	0.2	1
Surface du bassin versant	0 ha	5 ha

Tableau 6b : Domaines de validité de la méthode rationnelle pour le logiciel Covadis

La méthode de Caquot est plus précise pour des surfaces comprises entre 5 et 20 ha.

Concernant la méthode rationnelle, elle n'est valable que pour une surface comprise entre 1 et 5 ha.

### 3.1.3 Principes du logiciel

Covadis utilise l'équation de Montana pour la modélisation des courbes IDF et est capable de recevoir des enregistrements des coefficients a et b de cette formule, de la période de retour correspondante, et de générer les termes K,  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  de la formule de Caquot comme montré par la figure suivante.

**Modification d'un coefficient de Montana**

Paramètres

Région/ville : COBI 5-60

Période de retour

Année : 10 Mois : 0

Coefficients de pluviométrie

Coefficient a : 16.105 Coefficient b : -0.6046

Coefficient multiplicateur : 1

Coefficients de Caquot

K : 4.890 Alpha : 0.300

Beta : 1.210 Gamma : 0.779

Modifier Annuler

Figure 9 : Entrée des coefficients de Montana et calcul de K,  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$ 

Les régions concernant le projet se nomment COBI 5-60 et COBI 60-1440 respectivement pour les deux équations de Montana obtenues à la section 1.2.1.2 : *Modélisation de la courbe IDF : détermination de l'équation IDF*, du chapitre II. La figure 10 montre les coefficients de Montana et les autres coefficients dérivés.

Bibliothèque des paramètres pluviométriques

Coefficients de Montana		Tuyaux		Caniveaux/fossés		Contraintes		Matériaux	
Région	Année	Mois	Coeff a	Coeff b	Coeff multi	K	Alpha	Beta	Gamma
CHAUSSÉE	10	0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.950
COBI 5-60	10	0	16.105	-0.605	1.000	4.890	0.300	1.210	0.779
COBI 60-1440	10	0	32.341	-0.784	1.000	15.690	0.415	1.291	0.713
LILLE	5	0	5.900	-0.640	1.000	2.180	0.366	1.256	0.741
LILLE	10	0	7.500	-0.630	1.000	3.090	0.372	1.260	0.737
PARIS-MONTSOURIS	5	0	9.200	-0.710	1.000	2.820	0.366	1.256	0.741
PARIS-MONTSOURIS	10	0	9.300	-0.670	1.000	2.720	0.340	1.238	0.756

Figure 10 : Bibliothèque des données pluviométriques

Notons en passant que les valeurs de  $K$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  trouvées par le logiciel sont bien conformes à celles obtenues par le calcul semi automatique (Excel). Le logiciel est donc fiable sur le plan de la détermination des coefficients de la formule de Caquot.

Les autres rubriques c'est-à-dire tuyaux, caniveaux/fossés, contraintes (vitesses max, min, pentes max, min) et matériaux sont aussi dans la bibliothèque de Covadis comme montrées aux figures suivantes.

Nom :

Hauteur de recouvrement minimale :

Hauteur de chute maximale :

Profondeur minimale du radier :

Pentes de pose de la canalisation

Minimale :  Maximale :

Vitesses d'écoulement

Minimale :  Maximale :

Figure 11a : Entrée des contraintes imposées au réseau

Coefficients de Montana		Tuyaux		Caniveaux/fossés		Contraintes		Matériaux	
Nom	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur mini (m)	Pente mini (%)	Pente maxi (%)	Vitesse mini (m/s)	Vitesse maxi (m/s)		
CONTRAINTE-1	1.00	2.00	2.50	0.200	4.000	0.60	4.00		
CONTRAINTE-2	1.00	2.00	3.00	0.200	1.000	0.10	2.00		
CONTRAINTE-3	0.90	0.50	2.00	0.200	4.000	1.00	4.10		
CONTRAINTE-4	0.90	1.00	1.00	0.500	0.700	0.10	5.00		

Figure 11b : Bibliothèque des contraintes

Nom : 135A-1500

Géométrie : Circulaire Diamètre intérieur : 1500 mm  
 Ovale Largeur : 1500 mm  
 Hauteur : 1500 mm  
 Rayon hydraulique : 1125 mm  
 Section intérieure : 1766250 mm<sup>2</sup>

Autres caractéristiques

Matériau : BETON ARME 135A  
 Rugosité : 90  
 Epaisseur : 148.0 mm  
 Long. utile : 2.93 m  
 Prix : 284.62 €/ml  
 Pente : 0.0 %

Figure 12a : Entrée d'un conduites dans la bibliothèque

Coefficients de Montana		Tuyaux		Caniveaux/fossés		Contraintes		Matériaux	
Nom	Type	Diamètre (C) Largeur (T)	Hauteur (mm)	Rayon hydr. (m)	Section (m <sup>2</sup> )	Epaisseur (mm)	Matériau	Prix (€/ml)	Longueur utile (m)
135A-0300	C	300	0	0.000	0.00	37.0	BA-135A	18.73	3.00
135A-0400	C	400	0	0.000	0.00	45.0	BA-135A	29.63	3.00
135A-0500	C	500	0	0.000	0.00	53.0	BA-135A	39.79	3.00
135A-0600	C	600	0	0.000	0.00	62.0	BA-135A	53.14	2.95
135A-0800	C	800	0	0.000	0.00	80.0	BA-135A	93.89	2.95
135A-1000	C	1000	0	0.000	0.00	100.0	BA-135A	144.83	2.93
135A-1200	C	1200	0	0.000	0.00	120.0	BA-135A	196.40	2.93
135A-1400	C	1400	0	0.000	0.00	140.0	BA-135A	224.86	2.93
135A-1500	C	1500	0	0.000	0.00	148.0	BA-135A	284.62	2.93
135A-1800	C	1800	0	0.000	0.00	170.0	BA-135A	0.00	2.93

Figure 12b : Bibliothèque des conduites

Les sections peuvent être calculées par la formule de Bazin-Chézy ou par celle de Manning Strickler. Cette dernière formule sera utilisée pour le dimensionnement

$$D = \left( \frac{Q}{0.312K \times \sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

D est le diamètre de la conduite circulaire [m],

Q est le débit [m<sup>3</sup>/s],

K est le coefficient de rugosité de Manning-Strickler, fonction de la rugosité des parois.

### 3.1.3.1 Paramètres physiques

Les temps de concentration sont déterminées automatiquement et insérés dans le calcul des intensités de design.

*Topographie du terrain* : La mise en place des courbes de niveau (figure 13) montre une ligne de crête longitudinale (entre les bv 4, 5, 6, 7, 8 et les bv 9, 10, 11, 12) et deux pentes régulièrement descendantes d'une part vers le nord, et vers le sud d'autre part.

La délimitation des sous BV a été effectuée selon les principes de la section 1.1.1.1 du chapitre II

Afin d'éviter les éventuels écoulement parallèlement aux courbes de niveau, le tracé des lignes de crêtes suivra celui des chaussées perpendiculairement à ces courbes comme montré à la figure 13. Les bassins versants sont au nombre de 12 et 4 d'entre elles ont une surface inférieure à 5 ha. Ces derniers seront donc dimensionnés par la méthode rationnelle.

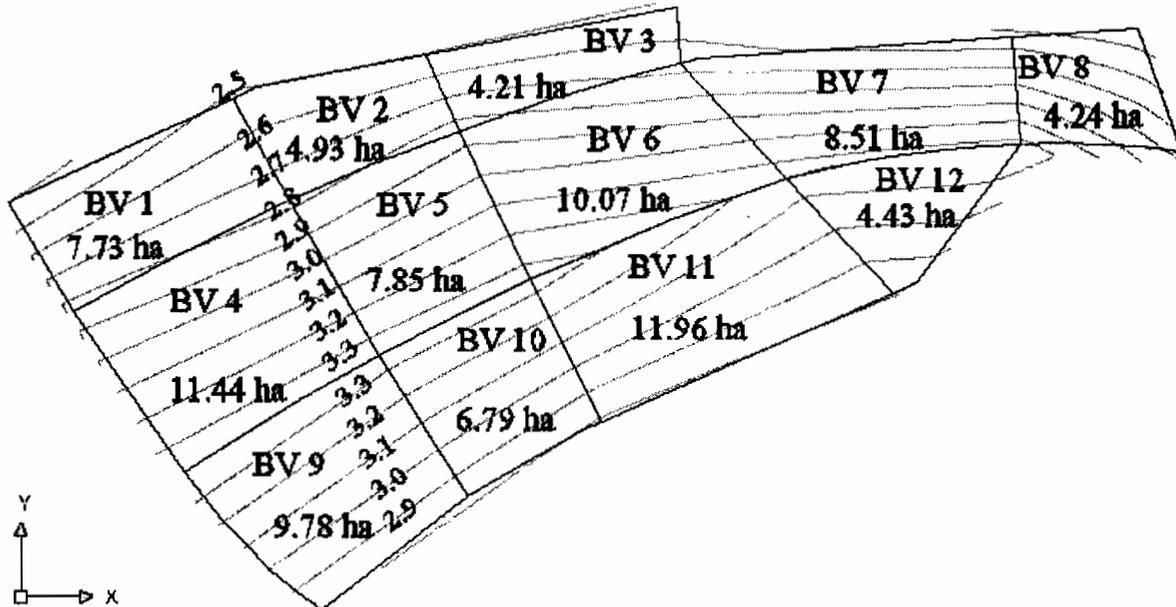


Figure 13 : Délimitation des sous bassins versants et courbes de niveau.

### 3.1.3.2 Conception du réseau

Dans le souci d'obtenir des sections de canalisations convenables du point de vue dimensionnel et dans le but d'avoir un écoulement gravitaire tout au long du tracé, le réseau a été partitionné en deux. D'autres raisons sont aussi la facilitation de la mise en œuvre des canalisations et la diminution des paramètres géométriques trop importants. Nous avons donc, comme montrés aux figures 15 et 16 :

- un réseau au sud de la ZAC, nommé co, regroupant les bassins versants 7 à 12 avec son propre exutoire,
- un réseau au nord, nommé co 1, regroupant les bassins 1 à 6 avec son propre exutoire.

Il y a à signaler l'existence d'un réseau secondaire (figures 15 et 16) qui est assujéti à ces deux réseaux de collecteurs et qui permet de prendre en compte l'eau tombée sur l'emprise de la chaussée. Ce réseau secondaire est constitué de tronçons qui encerclent les bassins versants (parce qu'ils suivent le tracé des routes). Le dimensionnement est fait en annexes.

Les canalisations sont mises en places parallèlement au tracé des chaussées.

Les choix sont portés sur les caniveaux à sections trapézoïdales et rectangulaires (sections hydrauliquement favorables) au détriment des conduites circulaires pour les raisons suivantes :

- le curage est plus facile pour les caniveaux que pour les conduites circulaires. Il faut en effet pour ces derniers un équipement spécial pour les conduites bouchées. Cela pose néanmoins une contrainte pour le calcul automatique car le logiciel n'utilise que des conduites circulaires dans son dimensionnement. Cette difficulté sera contournée par un calcul semi automatique sur Excel à partir des débits calculés automatiquement par Covadis.

- Les débits calculés, très importants, donnent des sections de conduites difficilement réalisables (diamètre 2500 mm). La fabrication et la technologie de mise en place (enfouissement ou non) de conduites à sections trapézoïdales ou rectangulaires est plus accessible pour de telles dimensions.

Les caniveaux seront en B.A. et fermés pour éviter d'éventuels accidents et les dalles de fermeture comporteront des alvéoles permettant la collecte des eaux sur toute la longueur de la canalisation.

Concernant le dimensionnement, seuls les collecteurs, dans un premier temps, seront mis en place. Ils prendront le débit provenant de chaque bassin versant et les canalisations secondaires qui prendront l'eau des chaussées et des quartiers seront dimensionnées par Excel et cela à partir des débits fournis par Covadis (voir annexes).

### 3.1.3.3 Mise en place des canalisations.

Pour la saisie automatique des canalisations, il s'agit tout simplement de tracer une polygone sur l'interface de dessin et de donner les renseignements sur la canalisation et le bassin versant drainé à partir des deux fenêtres suivantes.

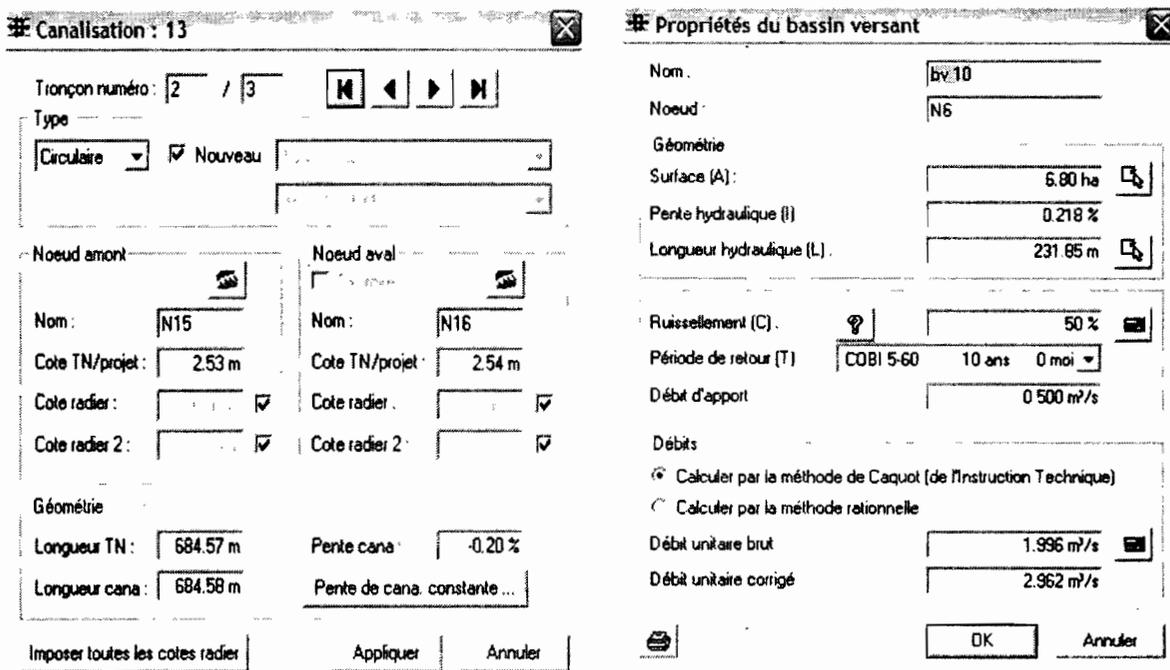


Figure 14 : Saisie de la canalisation et propriétés des bassins versants

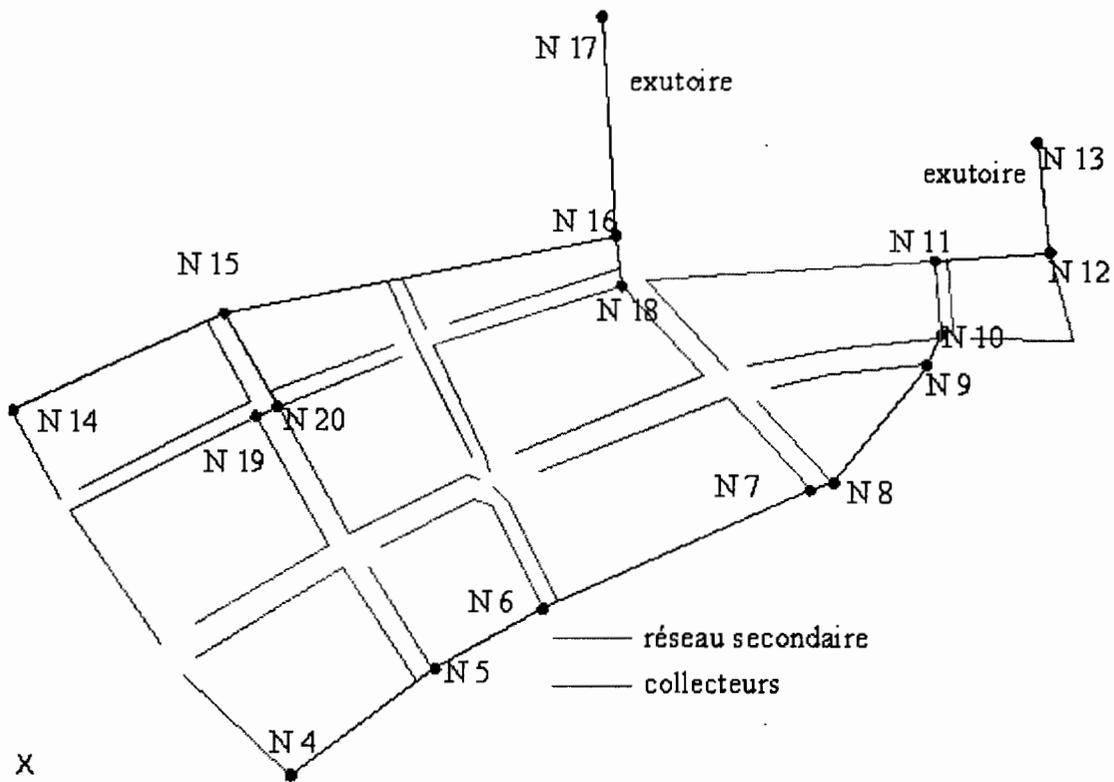


Figure 15 : Réseau d'évacuation

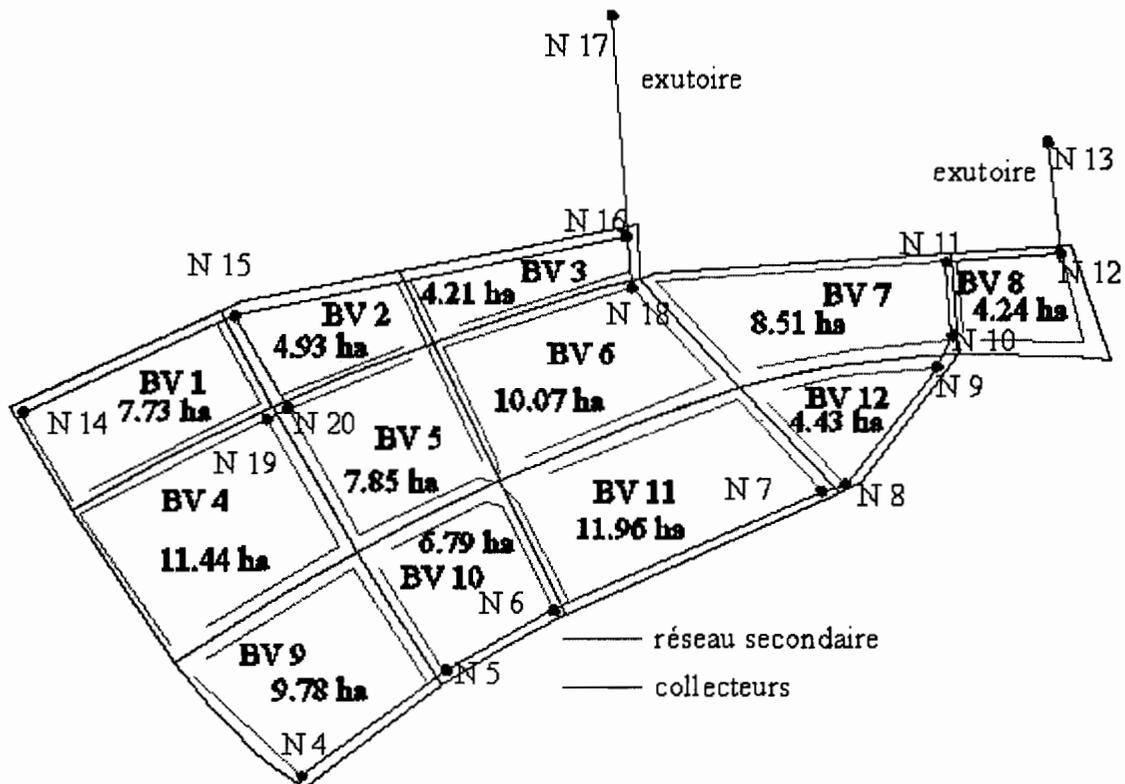
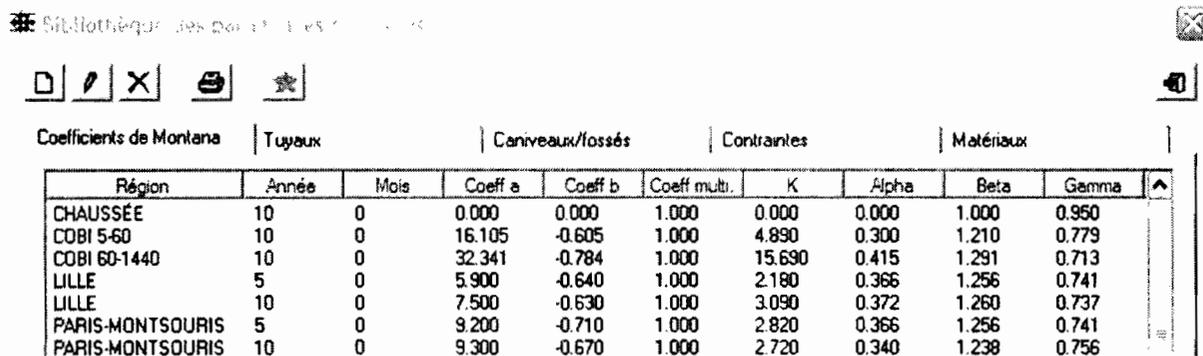


Figure 16 : Réseau d'évacuation et bassins versants

### 2.3.1.4 Dimensionnement des tronçons

Les différents paramètres sont entrés et concernant les intensités, ils sont choisis à partir des temps de concentration donnés par le tableau 6. Le logiciel exige pour chaque nœud un bassin versant à désigner mais pour les changements de directions de canalisations, ces nœuds ne prennent aucun bassin. Pour contourner ce problème, une équation de courbe IDF fictive dénommée CHAUSSEE (figure 17) a été créée. Elle a des coefficients a et b de Montana nuls et est affectée aux nœuds ne recevant pas de bassins versants. Et dans la même veine, les bassins versants correspondant aux courbes IDF CHAUSSEE ont été nommés avec l'additif (+ 1) ou (+2) (figure 22a). Cela, pour les différencier des bassins versants réels, lors de l'assemblage.



Coefficients de Montana		Tuyaux		Caniveaux/fossés		Contraintes		Matériaux	
Région	Année	Mois	Coeff a	Coeff b	Coeff multi.	K	Alpha	Beta	Gamma
CHAUSSEE	10	0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.950
COBI 5-60	10	0	16.105	-0.605	1.000	4.890	0.300	1.210	0.779
COBI 60-1440	10	0	32.341	-0.784	1.000	15.690	0.415	1.291	0.713
LILLE	5	0	5.900	-0.640	1.000	2.180	0.366	1.256	0.741
LILLE	10	0	7.500	-0.630	1.000	3.090	0.372	1.260	0.737
PARIS-MONTSOURIS	5	0	9.200	-0.710	1.000	2.820	0.366	1.256	0.741
PARIS-MONTSOURIS	10	0	9.300	-0.670	1.000	2.720	0.340	1.238	0.756

Figure 17 : Courbe IDF CHAUSSEE et coefficients de Montana.

#### 2.3.1.4.1 Choix de la section de canal

Le dimensionnement se fera par Excel (tableau 7a) pour des sections rectangulaires ou trapézoïdales hydrauliquement favorables.

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 Mannig-Strickler =  $71 = 1 / 0.014$  (canal revêtu en béton, parois en bon état). Ce choix (0.014 au lieu de 0.011) 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).

De la même formule, nous tirons pour la vitesse :

$$V = K \cdot R_H^{2/3} \cdot S^{1/2} = K \cdot \left[ \frac{y}{2} \right]^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Le critère de choix est, ici, le volume minimal de béton par mètre de canal.

a) Pour la section rectangulaire, nous avons comme paramètres :

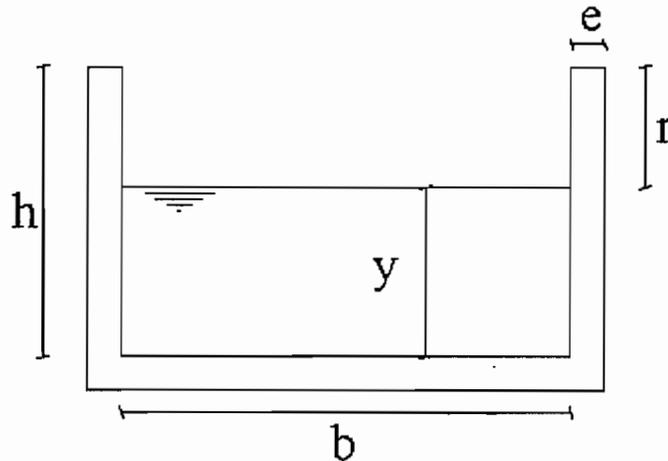


Figure 18 : Canal à section rectangulaire

- la largeur  $b$  du canal [m]

$$b = 2y$$

- la profondeur  $h$  du canal [m]

$$h = y + r$$

La revanche  $r = 0.2 + 0.15 Q^{1/3}$  (formule empirique de Lancey).

Le volume de béton par mètre est

$$\text{Volume} = 2 e h + e (b + 2 e) = 2 e (h + y) + 2 e^2 = 2 e (r + 2 y) + 2 e^2$$

$e$  est l'épaisseur de la paroi [m].

Or  $h = y(Q) + r(Q)$ ,

$$\text{Donc volume} = f(Q) = 2e \left[ 0.2 + 0.15 Q^{1/3} + 2 \times \frac{Q^{3/8}}{2^{1/8} K^{3/8} S^{3/16}} \right] + 2e^2$$

Signalons que pour les canaux en béton de profondeur  $h < 1$  m,  $e = 8$  cm.

b) Pour la section trapézoïdale, nous avons :

- la largeur  $b$  du canal [m].

$$b = 2y((1+m^2)^{1/2} - m)$$

- la profondeur  $h$  du canal [m].

$$h = y + r$$

- La revanche  $r = 0.2 + 0.15 Q^{1/3}$ .

Le volume de béton par mètre est  $\text{volume} = 2 e h (1 + m^2)^{1/2} + e (b + 2 e)$

$m$  est la pente de la paroi.

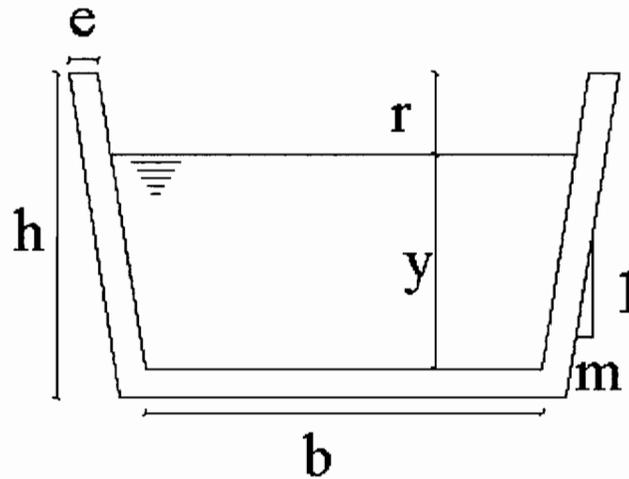


Figure 19 : Canal à section trapézoïdale

Or  $h = y(Q) + r(Q)$  et  $b = 2y((1+m^2)^{1/2}-m)$ .

$$\text{Donc, volume} = 2e \frac{Q^{3/8}}{2^{1/8} K^{3/8} S^{3/16}} (2\sqrt{1+m^2} - m) + 2e(0.2 + 0.15Q^{1/3})\sqrt{1+m^2} + 2e^2.$$

Pour les canaux en béton de profondeur  $h < 1$  m,  $e = 8$  cm et  $m = 0.25$

Nous avons ainsi les courbes ci après :

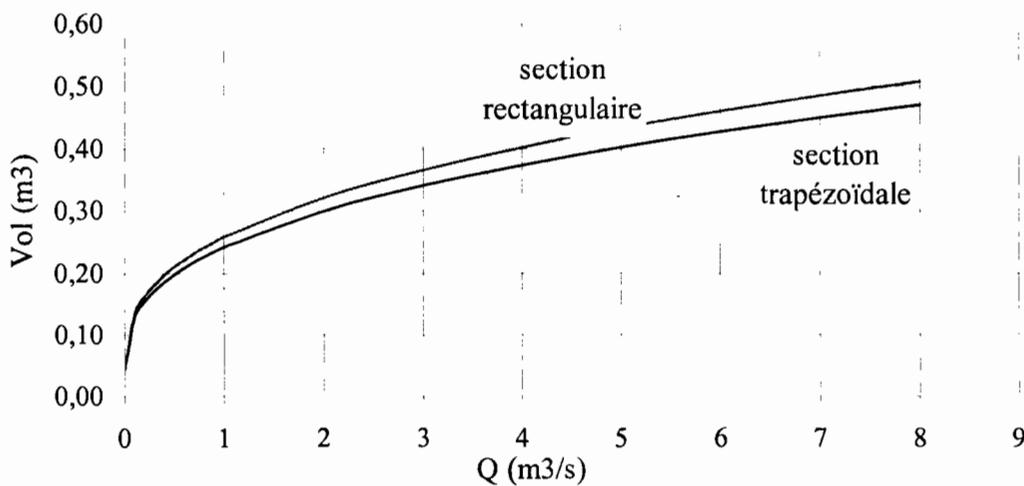


Figure 20 : volume de béton par mètre de canal en fonction du débit

La figure 20 montre que le choix d'une section trapézoïdale pour un débit de  $1 \text{ m}^3 / \text{s}$  permet une économie de  $0.0162 \text{ m}^3$  de béton par mètre de canalisation, soit  $16.2 \text{ m}^3$  pour un tronçon d'un kilomètre, qui correspond à une somme de 1.296.310 F CFA pour un béton se vendant à 80.000 F CFA le  $\text{m}^3$ .

**Il est donc clair que la section choisie est celle trapézoïdale.**

### 3.1.4.2 Etude de cas : dimensionnement du tronçon N14-N15 de la canalisation 13 du réseau co1

Les étapes du dimensionnement sont les suivantes :

- tracé de la canalisation
- entrée des caractéristiques de la canalisation et calcul du débit recueilli à partir du bassin versant
- paramétrage du calcul
- affichage des résultats

#### a) tracé de la canalisation

Il s'agit de matérialiser, sur le MNT, par une polyligne, la conduite.

Le chemin est le suivant : *covadis 3D, dimensionnement, canalisation, créer*.

Le logiciel demande la spécification du calque des points MNT avec lesquels on voudrait travailler. Le nôtre se nomme *prmnt* (figure 21a).

Après cela, une fenêtre apparaît et permet la définition des propriétés de la canalisation (figure 21b) ; signalons qu'une canalisation est constituée de plusieurs nœuds reliés par des tronçons. La validation de cette étape donne droit au tracé, avec le curseur, de la canalisation (figure 21c).

La canalisation 13 (elle va du BV 1 au BV 3) contient les tronçons N14-N15 et N15-N16 et les nœuds N14, N15, N16. Le logiciel affecte automatiquement les numéros de nœuds à ces derniers.

#### b) entrée des caractéristiques de la canalisation et calcul du débit recueilli à partir du bassin versant

Tout de suite après le tracé, une fenêtre permet l'entrée des caractéristiques de la canalisation (figure 21d).

Elle donne les informations d'ordre physique et permet de fixer les pentes au lieu des pentes données par défaut. Dans notre cas, la pente est de 0.5 %. Le choix des sections y est aussi possible.

Le click sur le bouton de la figure 21e donne droit à l'entrée des caractéristiques du bassin versant.

En effet Covadis fait apparaître la fenêtre de la figure 21f qui permet la mise en jeu de données physiques et pluviométriques, mais aussi le calcul des débits par une méthode choisie.

Ici la méthode choisie est celle de Caquot.

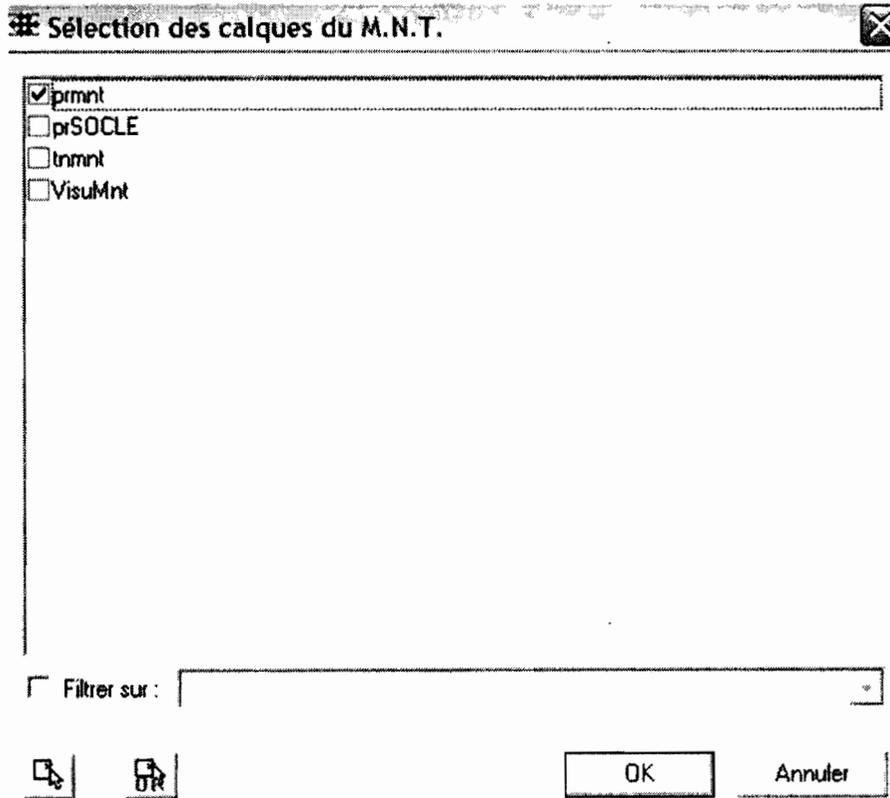


Figure 21a : choix des calques

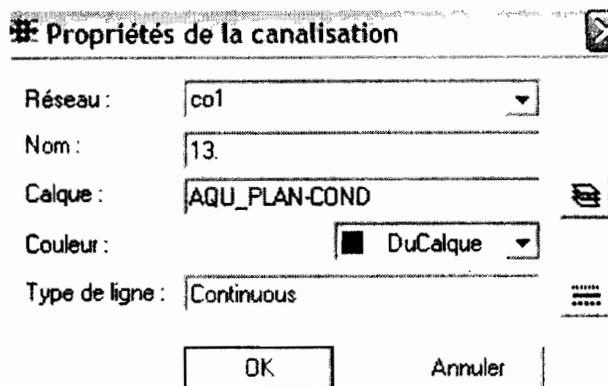


Figure 21b : propriétés des canalisations

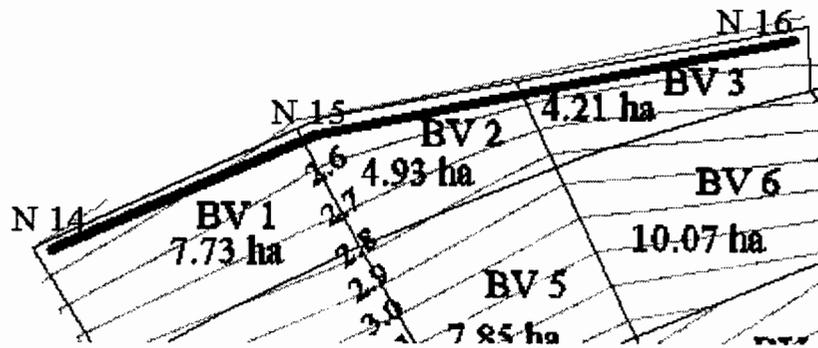


Figure 21c : tracé des canalisations

**Canalisation : 13**

Tronçon numéro : 1 / 3

Type : Circulaire  Nouveau

Noeud amont : Nom: N14, Cote TN/projet: 2.44 m, Cote radier: 0.00 m, Cote radier 2: 0.00 m

Noeud aval : Nom: N15, Cote TN/projet: 2.53 m, Cote radier: 0.00 m, Cote radier 2: 0.00 m

Géométrie : Longueur TN: 406.10 m, Longueur cana: 406.11 m, Pente cana: -0.50 %, Pente de cana constante ...

Imposer toutes les cotes radier, Appliquer, Annuler

Figure 21d : caractéristiques de la canalisation



Figure 21e : bouton « bassin versant »

* Propriétés du bassin versant	
Nom :	bv 1
Noeud :	N14
<b>Géométrie</b>	
Surface (A) :	7.73 ha
Pente hydraulique (I) :	0.209 %
Longueur hydraulique (L) :	188.53 m
<b>Ruissellement (C) :</b> ? 60 %	
Période de retour (T) :	COBI 5-60 10 ans 0 moi
Débit d'apport :	0.000 m³/s
<b>Débits</b>	
<input checked="" type="radio"/> Calculer par la méthode de Caquot (de l'Instruction Technique) <input type="radio"/> Calculer par la méthode rationnelle	
Débit unitaire brut :	2.037 m³/s
Débit unitaire corrigé :	3.578 m³/s
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Annuler"/>	

Figure 21f : propriétés du bassin versant

Pour la méthode de Caquot  $Q_{\text{corr}} = m * Q_{\text{brut}}$

$m$  est le coefficient de forme.  $m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0.84b}{1+0.287b}}$

avec  $b$  un des deux coefficients de Montana

et  $M$  le coefficient d'allongement  $M = \max\left\{0.8, \frac{L}{100 \times \sqrt{A}}\right\}$ .

$L$  est le plus long thalweg et  $A$  la surface du bassin versant.

### c) paramétrage du calcul

Le chemin est le suivant : *covadis 3D, dimensionnement, eaux pluviales, paramétrage du calcul.*

Et la fenêtre suivante permet de choisir les conditions d'exploitation, les contraintes et les modèles de calcul à utiliser.

Figure 21g : paramétrage du calcul

**d) affichage des résultats**

Il s'obtient par le chemin : *covadis 3D, dimensionnement, eaux pluviales, calcul des débits / sections*. Le logiciel demande de spécifier la cote d'eau en aval par la fenêtre suivante :

Figure 21h : entrée de la cote piézo avale

Et le tableau suivant est affiché après calcul.

Tronçon	Débit (m³/s)	Diam. (mm)	Collecteur	Pente (%)	V calc	V PS	Q PS
N14 - N15	3.578	1248	135A-1400	0.50	2.32	3.16	4.865

Figure 21i : affichage des résultats

Il y a aussi la possibilité d'obtenir les cotes amont et aval du tronçon, les longueurs de conduites, l'assemblage des bassins versant dans la même fenêtre.

**3.2 Application aux réseaux et présentation des résultats**

Le logiciel calcule les débits sortant des bassins versants, celui entrant dans les canalisations et les diamètres des conduites circulaires. Il procède aussi aux assemblages des bassins versants (figures 22a à c et figures 23a à c).

Les débits des canaux sont repris et à partir de là sont calculés sur Excel (pour les deux réseaux) les paramètres de canalisations et vérifiées les contraintes (tableaux 7a et b).

a) Réseau co

Nom	A [ha]	C (%)	I (%)	L [m]	Q <sub>apport</sub>	m	Q <sub>brut</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>corr.</sub> (m <sup>3</sup> /s)	T (ans)
bv 10	6.80	50	0.22	231.8	0.500	1.65	1.996	2.962	10
bv 10+1	6.80	50	0.21	241.1	0.000	1.00	0.000	0.000	10
bv 11	11.96	60	0.20	239.1	0.500	1.76	3.324	5.458	10
bv 12	4.43	50	0.20	248.9	0.500	1.38	1.545	1.942	10
bv 12+1	4.43	50	0.20	173.1	0.000	1.00	0.000	0.000	10
bv 7	8.52	50	0.28	187.4	0.500	1.76	2.415	3.862	10
bv 7+1	8.52	50	0.28	182.0	0.000	1.00	0.000	0.000	10
bv 8	4.24	50	0.34	152.7	0.500	1.76	1.681	2.573	10
bv 9	9.78	50	0.20	259.4	0.500	1.72	2.436	3.826	10

Figure 22a : caractéristiques des bassins versants du réseau co par Covadis

Tronçon	Débit [m <sup>3</sup> /s]	Diam. [mm]	Collecteur	Pente (%)	V <sub>calc</sub>	V <sub>PS</sub>	Q <sub>PS</sub>
N4 - N5	3.826	1519	135A-1800	0.20	1.50	2.36	6.015
N5 - N6	3.826	1519	135A-1800	0.20	1.50	2.36	6.015
N6 - N7	5.591	1751	135A-1800	0.20	2.20	2.36	6.015
N7 - N8	8.022	2005	135A-2200	0.20	2.11	2.70	10.271
N8 - N9	8.376	2038	135A-2200	0.20	2.20	2.70	10.271
N9 - N10	8.376	2038	135A-2200	0.20	2.20	2.70	10.271
N10 - N11	8.376	2038	135A-2200	0.20	2.20	2.70	10.271
N11 - N12	10.566	2224	135A-2500	0.20	2.15	2.94	14.443
N12 - N13	11.297	2280	135A-2500	0.20	2.30	2.94	14.443

Figure 22b : dimensionnement des tronçons du réseau co par Covadis

m représente le facteur de forme et  $Q_{corr} = m Q_{brut}$ .

Les assemblages des bassins sont les suivants :

Nom	A [ha]	C (%)	I (%)	L [m]	Q <sub>apport</sub>	Q [m <sup>3</sup> /s]
bv 9	9.78	50	0.20	259.4	0.500	3.826
S1=(bv 9+bv 10+1)	16.58	50	0.21	500.5	0.500	3.826
S2=(S1+bv 10)	23.38	50	0.21	732.4	1.000	5.591
S3=(S2+bv 11)	35.34	53	0.21	971.5	1.500	8.022
S4=(S3+bv 12)	39.77	53	0.21	1220.4	2.000	8.376
S5=(S4+bv 12+1)	44.20	53	0.20	1393.5	2.000	8.376
S6=(S5+bv 7+1)	52.72	52	0.21	1575.5	2.000	8.376
S7=(S6+bv 7)	61.23	52	0.22	1762.8	2.500	10.566
S8=(S7+bv 8)	65.47	52	0.22	1915.5	3.000	11.297

Figure 22c : assemblage des bassins versants du réseau co

Le logiciel Covadis dimensionne avec des conduites de sections circulaires et ovoïdes. Les diamètres commerciaux trouvés vont donc de 1800 à 2500 mm.

Avec les débits et pentes obtenus à partir du tableau ci-dessus,  $K_s$  étant connu, les caractéristiques des canaux à section trapézoïdale sont (pour le réseau co) :

tronçon	débit (m3/s)	S	tirant d'eau y (m)	base b (m)	larg. en gueule (m)	revanche r (m)	profondeur h (m)	Vitesse (m/s)
N4 -N5	3,826	0,0010	1,120	1,749	2,309	0,435	1,555	1,525
N5 -N6	3,826	0,0010	1,120	1,749	2,309	0,435	1,555	1,525
N6 -N7	5,591	0,0010	1,291	2,016	2,662	0,466	1,757	1,677
N7 -N8	8,022	0,0010	1,478	2,308	3,048	0,500	1,979	1,835
N8 -N9	8,376	0,0005	1,711	2,672	3,527	0,505	2,216	1,431
N9 -N10	8,376	0,0005	1,711	2,672	3,527	0,505	2,216	1,431
N10 -N11	8,376	0,0010	1,502	2,346	3,097	0,505	2,007	1,855
N11 -N12	8,376	0,0010	1,502	2,346	3,097	0,505	2,007	1,855
N12 -N13	11,297	0,0010	1,681	2,625	3,465	0,537	2,217	1,999

Tableau 7a : caractéristiques des tronçons du réseau co

b) Réseau col

Nom	A (ha)	C (%)	I (%)	L (m)	Q apport	m	Q brut (m³/s)	Q corr. (m³/s)	T (ans)
bv 1	7.73	60	0.21	188.5	0.000	1.76	2.037	3.578	10
bv 2	4.93	60	0.20	164.9	0.000	1.76	1.416	2.487	10
bv 3	4.21	60	0.26	108.0	0.000	1.76	1.346	2.363	10
bv 4	11.44	75	0.20	291.7	0.000	1.68	3.573	5.990	10
bv 5	7.85	75	0.20	255.5	0.000	1.62	2.664	4.316	10
bv 6	10.07	75	0.20	239.3	0.000	1.76	3.234	5.680	10

Figure 23a : caractéristiques des bassins versants du réseau co 1 par Covadis

Tronçon	Débit (m³/s)	Diam. (mm)	Collecteur	Pente (%)	V calc	V PS	Q PS
N14 - N15	3.578	1481	135A-1500	0.20	2.02	2.09	3.699
N15 - N16	9.684	2152	135A-2200	0.20	2.55	2.70	10.271
N16 - N17	13.321	2425	135A-2500	0.20	2.71	2.94	14.443
N18 - N16	5.680	1762	135A-1800	0.20	2.23	2.36	6.015
N19 - N20	5.990	1797	135A-1800	0.20	2.35	2.36	6.015
N20 - N15	7.178	1923	135A-2000	0.20	2.28	2.54	7.966

Figure 23b : dimensionnement des tronçons du réseau co 1 par Covadis

Les assemblages sont les suivants :

N°	Nom	A (ha)	C (%)	I (%)	L (m)	Q apport	Q (m³/s)
1	bv 1	7.73	60	0.21	188.5	0.000	3.578
4	bv 6	10.07	75	0.20	239.3	0.000	5.680
5	bv 4	11.44	75	0.20	291.7	0.000	5.990
6	S1=(bv 4+bv 5)	19.29	75	0.20	547.3	0.000	7.178
2	S2=((bv 1//S1)+bv 2)	31.96	69	0.20	712.2	0.000	9.684
3	S3=((S2//bv 6)+bv 3)	46.23	70	0.21	820.2	0.000	13.321

Figure 23c : assemblage des bassins versants du réseau co 1

Et le dimensionnement par Excel donne, à partir des débits de Covadis,

tronçon	débit (m <sup>3</sup> /s)	S	tirant d'eau y (m)	largeur b (m)	larg. en gueule (m)	revanche r (m)	profondeur h (m)	Vitesse (m/s)
N14 -N15	3,578	0,002	0,959	1,498	1,977	0,429	1,388	1,945
N15 -N16	9,684	0,001	1,586	2,477	3,271	0,520	2,106	1,924
N16 -N17	13,321	0,001	1,788	2,792	3,686	0,556	2,344	2,084
N18 -N16	5,68	0,005	0,960	1,500	1,980	0,468	1,428	3,079
N19 -N20	5,99	0,005	0,980	1,530	2,020	0,472	1,452	3,120
N20 -N15	7,178	0,005	1,049	1,637	2,162	0,489	1,538	3,264

Tableau 7b : caractéristiques des tronçons du réseau co 1

#### 4. Contrôles et vérifications

##### 4.1 Contrôle du calcul de débit par Covadis

Il est à faire un calcul avec Excel pour contrôler le calcul effectué par Covadis.

Pour le bassin versant bv 2 (réseau co 1), nous avons les paramètres suivants :

C = 0,6,

A = 4,93 ha,

L = 994 m,

$t_e$  = 16,15 min, formule de Kirpich.

On a alors  $I = 16.105 t_e^{-0.6046} \text{ mm / min} = 966.3 t_e^{-0.6046} \text{ mm / h}$  pour  $5 \text{ min} < t < 1 \text{ h}$ .

=>  $I = 179 \text{ mm / h}$ .

Cela donne  $Q = CIA / 360 = 1.47 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le logiciel trouve (figure 23a)  $1.416 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le résultat est donc acceptable. La différence est certainement due à la valeur de L qui est différente d'un utilisateur à un autre.

##### 4.2 Contrôle du calcul de diamètres par Covadis

Le calcul Excel par la formule de Manning-Strickler du tronçon N14-N15 (réseau co 1) donne

$$D = \left( \frac{Q}{0.312K \times \sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Q (m <sup>3</sup> /s)	K	S	D (mm)
3,578	90	0,002	1480,891

Le calcul Covadis donne exactement le même résultat.

Le logiciel Covadis est donc fiable vis-à-vis des formules utilisées et de la précision de calcul.

#### 4.3 Vérification des cotes radiers.

Lors du dimensionnement, des pentes de 0.2 % (qui est la pente minimale acceptable par Covadis) ont été utilisées mais elles ne satisfont pas les profondeurs radiers du fait de la grandeur des dimensions des canaux. Il a été donc procédé à un changement de pentes. Les cotes projets sont donc calées et il est procédé à une minimisation de la différence ( $z_{TN} - z_{nu}$ ). C'est ainsi que l'on obtient les tableaux 8a et 8b

##### a) réseau co

nœud	z TN	long	S	h	z radier	z nu	z TN - z nu
N4	2,85	308,54		1,555	1,295	2,850	0,000
N5	2,85	214,24	0,0010	1,555	0,986955	2,541	0,309
N6	2,83	498,82	0,0010	1,757	0,772715	2,530	0,300
N7	2,83	44,89	0,0010	1,979	0,273895	2,252	0,578
N8	2,83	248,44	0,0010	2,216	0,229005	2,445	0,385
N9	3,16	65,32	0,0005	2,216	0,104785	2,320	0,840
N10	3,03	130,35	0,0005	2,007	0,072125	2,079	0,951
N11	2,58	197,94	0,0010	2,007	-0,058225	1,949	0,631
N12	2,47	192,8	0,0010	2,217	-0,256165	1,961	0,509
N13	2		0,0010	2,217	-0,448965	1,768	0,232

Tableau 8a : vérification des cotes radier du réseau co

##### b) réseau co1

nœud	z TN	long	S	h	z radier	z nu	z TN - z nu
N14	2,440	406,100		1,388	1,052	2,440	0,000
N15	2,530	684,570	-0,002	2,106	0,239	2,346	0,184
N16	2,540	377,920	-0,001	2,344	-0,445	1,898	0,642
N17	2,000	44,890	-0,001	2,344	-0,823	1,520	0,480
N18 (N16)	2,690	86,200	0,005	1,428	-0,014	1,414	1,276
N20 (N15)	2,810	186,000	0,005	1,538	1,169	2,707	0,103
N19 (N20)	2,800	40,920	0,005	1,452	1,374	2,826	-0,026

Tableau 8b : vérification des cotes radier du réseau co 1

Ni (Nj) signifie que le nœud Ni est en amont de Nj.

#### 5. Dimensionnement des canaux secondaires (réseau secondaire).

Les canaux secondaires sont utilisés pour collecter les eaux tombant sur la chaussée. Elles encerclent donc les bassins versants.

Le dimensionnement de réseau secondaire a été fait suivant les principes suivants :

- les sections sont trapézoïdales.

- les débits sont obtenus par règle de trois entre la surface drainée et celle du bassin versant.
- les tronçons sont raccordés directement aux collecteurs. Il n'y a donc pas de tronçons en parallèles.
- Les assemblages sont obtenus en sommant tout simplement les débits.
- Concernant les canaux ne recevant que l'eau des chaussées, une bande de 7 m (3.5 m pour la demi chaussée et 3.5 m pour le trottoir) sur toute la longueur de la rue pour le calcul des surfaces drainées.
- On considérera que les lignes de courants sont perpendiculaires aux courbes de niveau, Ces principes ont été appliqués parce que les sections obtenues sont faibles et qu'une trop grande précision n'est pas recherchée.

Concernant le raccordement au réseaux de collecteurs (co et co1), il ne pose aucun problème dans la mesure où les profondeurs radiers du réseau secondaire sont de loin moins importantes que celles des réseaux de collecteurs. Il y a donc toujours une hauteur de chute à l'arrivée au collecteur.

Les résultats sont fournis aux annexes A et B.

## 6. Informations supplémentaires

Les tableaux des résultats donnent les longueurs de collecteurs, et en fonction des longueurs utiles, le nombre de collecteurs à mettre en œuvre (figures 24 et 25). Il y a aussi le métré si les coûts unitaires sont entrés.

Pour le réseau co, nous avons :

Cana	Collecteur	Long. 3D [m]	Prix (€/ml)	Coût (€)	Nb Coll
97	135A-2000	390.8	0.00	0.0	134
	135A-1400	522.8	224.86	117932.3	179
	135A-1500	498.8	284.62	142603.2	171
	135A-1800	489.0	0.00	0.0	167
		<b>1901.4</b>		<b>260535.5</b>	
Total	135A-1400	522.8	224.86	117932.3	179
	135A-1500	498.8	284.62	142603.2	171
	135A-1800	489.0	0.00	0.0	167
	135A-2000	390.8	0.00	0.0	134
		<b>1901.4</b>		<b>260535.5</b>	

Figure 24 : informations sur les collecteurs circulaires (réseau co)

Nous avons donc 1,9014 km de canalisation et 651 collecteurs circulaires tous diamètres confondus et cela, pour des sections circulaires.

Pour le réseau co 1, nous avons

N°	Cana	Collecteur	Long. 3D (m)	Prix (€/ml)	Coût (€)	Nb Coll
1	13	135A-2000	684.6	0.00	0.0	234
		135A-2200	377.9	0.00	0.0	129
		135A-1400	406.1	224.86	91578.7	139
			<b>1468.6</b>		<b>91578.7</b>	
2	63	135A-1500	86.2	284.62	25018.1	30
			<b>86.2</b>		<b>25018.1</b>	
3	42	135A-1800	227.7	0.00	0.0	78
			<b>227.7</b>		<b>0.0</b>	
Total		135A-1400	406.1	224.86	91578.7	139
		135A-1500	86.2	284.62	25018.1	30
		135A-1800	227.7	0.00	0.0	78
		135A-2000	684.6	0.00	0.0	234
		135A-2200	377.9	0.00	0.0	129
			<b>1782.5</b>		<b>116596.8</b>	

Figure 25 : informations sur les collecteurs circulaires (réseau co 1)

Nous avons pour ce cas ci 1,782 km de canalisation et 651 collecteurs circulaires tous diamètres confondus et cela, pour des sections circulaires.

## **CHAPITRE III : COLLECTE**

### **DES EAUX USEES**

La consommation en eau des populations, mise à part l'eau d'arrosage public et privé, se traduit par un rejet provenant des habitations. Le rejet est constitué d'eaux usées et d'eaux vannes. Cela est confirmé par les courbes de consommation et de rejet qui sont décalées d'un temps  $\Delta t$  et avec la même allure.

La gestion des eaux intervient à ce niveau pour collecter et évacuer ce rejet dans des conditions convenables vers, en principe, des stations d'épuration.

Il s'agit de faire ici un dimensionnement sommaire en vue de déterminer les débits dans les collecteurs.

#### **3.1 Choix du système de canalisation**

Les critères de choix sont l'espace disponible, la profondeur de la nappe et le type de sol.

Le dimensionnement doit aboutir à un des trois types de réseaux qui sont :

➤ le réseau collectif, aussi appelé le tout à l'égout qui reçoit eaux usées, eaux vannes et eaux météoriques. Il n'est pas conseillé du fait du danger que représente le mélange d'eaux polluées avec d'eaux de pluies, surtout en l'absence de station d'épuration. A cela s'ajoute les très grands diamètres trouvés lors du dimensionnement et les risques de refoulements dans les habitations par saturation du réseau lors de fortes pluies.

➤ le réseau semi collectif, il sépare la collecte des eaux météoriques de celle des eaux usées et vannes.

➤ le système autonome. : il s'agit d'une fosse, étanche ou non, exécutée dans la concession et qui permet une collecte et un traitement des eaux (collecte des boues et dégradation de celles-ci) avant la vidange de la fosse ou avant l'infiltration dans le sol. Il est conseillé dans les zones périurbaines, dans le cas de rues étroites ou dans les localités non loties ne permettant pas la mise en place d'un réseau de collecte, sous contrainte que la profondeur de la nappe soit supérieure à 3 m.

Pour l'assainissement autonome offre plusieurs systèmes qui sont :

➤ la fosse septique toutes eaux qui, avec une population de 10 personnes par concession, fonctionne 2 à 3 ans sans vidange.

➤ Les fosses de toilettes à chasse manuelle (TCM), munies d'un siphon en S (non remontée des odeurs). Elles sont constituées de deux fosses alternatives et sont recommandées pour les zones où la nappe est profonde

➤ Les fosses étanches, en béton et recouvertes d'hydrofuge de surface (peinture imperméabilisante) et recommandées lorsque la nappe est proche.

Il existe cependant un système alliant le semi collectif à l'autonome. Il s'agit d'une fosse où se fait le prétraitement avant l'entrée de l'eau (sans boue) dans le réseau à petits diamètres (110 mm alors que normalement on utilise du 160 mm). Cela convient au à notre zone d'étude car la fosse étant étanche, elle protège contre la nappe (qui y est très proche). De plus l'absence de station de traitement est contrée par le traitement au niveau de la fosse.

***C'est ce type d'évacuation qui sera utilisé lors du dimensionnement.***

Cela est d'ailleurs stipulé par le PUD de la ZAC, titre II article 11, b) :

« Assainissement eaux usées :

Le branchement au réseau d'assainissement des eaux usées est obligatoire quand il existe. Lorsque ce réseau est inexistant, les eaux usées seront obligatoirement traitées avant leur rejet, par fosse septique ou étanche ou tout autre moyen de traitement autorisé par les services compétents.

Les fosses septiques et les fosses étanches doivent être réalisées selon les normes prescrites et autorisées au préalable par les services compétents. »

### **3.2 Dimensionnement.**

Les hypothèses de dimensionnement sont :

- les collecteurs seront dimensionnés et pas le réseau secondaire.
- Il n'existe pas de zone industrielle dans la ZAC. Cela est d'ailleurs spécifié par le PUD
- Les conduites seront de section circulaire, en PVC de coefficient K égal à 100.
- La consommation journalière per capita est de 100 l / j / ha.
- Le débit de rejet est pris égal à 80 % de celui de la consommation journalière.
- Le réseau aura le même tracé que celui du réseau de drainage des eaux pluviales.
- Le débit d'infiltration est pris égal à 10 % du débit calculé.

#### **3.2.1 Données**

Le logiciel demande la consommation journalière par habitant et par jour, la population, les pentes des conduites, les coefficients a et b de la formule donnant le facteur de pointe en fonction du débit moyen.

### Facteur de pointe

La courbe de modulation du rejet est une homothétie de la celle de la consommation qui fluctue au fil des heures de part et d'autre de la moyenne. Le facteur de pointe permet, à partir du rejet moyen d'obtenir le débit maximal qui sort des concessions. Il est donné par

$$F_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q}} \text{ avec } Q \text{ en l/s.}$$

Q est le débit moyen journalier des rejets.

a est la limite inférieure à prendre en compte lorsque le débit avoisine l'infini.

b est le paramètre qui introduit, par sommation avec le terme a, la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque Q tend vers zéro.

a = 1.5 et b = 2.5.

### Estimation de la population

L'estimation sera simple. Elle se basera sur :

- un nombre de 6 personnes par concession pour la zone centrale d'habitat mixte ; la surface de cette zone est de 42.11 ha. Les concessions ont des surfaces de 300 m<sup>2</sup>.
- un nombre de 12 personnes par concession pour la zone de résidences de standing ; la surface de cette zone est de 16.87 ha. Les concessions ont des surfaces de 400 m<sup>2</sup>.
- un nombre de 10 personnes par concession pour la d'habitat économique et de moyen standing. La surface de cette zone est de 32.96 ha. Les concessions ont des surfaces de 150 m<sup>2</sup>.

Il sera en plus de cela considéré que 70 % de la surface sera bâtie.

Nous avons ainsi pour le nombre N de concessions dans la zone centrale d'habitat mixte

$$N = \frac{42.11 \times 10^4 \times 70\%}{300} = 983 \text{ concessions.}$$

Le nombre d'habitants est donc  $P = 6 * 983 = 5898$  hbts.

désignation	Zone		
	d'habitat mixte	de standing	économique
Surface (ha)	42,11	16,87	32,96
surface des concessions (m <sup>2</sup> )	300	400	150
nombre de concessions	983	295	1538
nombre d'habitants	5895	3543	15381

Tableau 9 : populations des zones d'habitation

Et pour les quartiers, qui sont en fait constitués par les bassins versants, nous avons

bassin versant	surface (ha)	nombre d'habitants
BV 1	7,73	1623
BV 2	4,93	1035
BV 3	4,21	884
BV 4	11,44	1602
BV 5	7,85	1099
BV 6	10,07	1410
BV 7	8,51	1191
BV 8	4,24	594
BV 9	9,78	4564
BV 10	6,79	3169
BV 11	11,96	5581
BV 12	4,43	2067

Tableau 10 : populations des bassins versants

Il est à signaler que le réseau a le même tracé que celui du drainage des eaux pluviales.

### 3.3 Calcul des débits et diamètres

Les débits sont calculés par Covadis par la formule  $Q_{moy} = \frac{R_j}{86400} \times N$ ,

$R_j$  est le rejet journalier en l / hbts / jour et

N est le nombre d'habitants du bassin versant

Il y a 86400 secondes par jour.

Le débit maximal est donné par  $Q_{max} = \left( a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy}}} \right) Q_{moy} = Q_{max} = \left( 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \right) Q_{moy}$

Par exemple pour le réseau co1, tronçon N20,-N15, Covadis nous donne les résultats suivants :

**Calcul du débit d'eaux usées**

**Calcul du débit**

Usage domestique

Nombre d'équiv. habitants : 2701 hab

Consommation d'eau : 80 l/hab/jr

Coefficient de pointe a : 1.5

Coefficient de pointe b : 2.5

Usage industriel

Consommation moyenne : 0 m³/jr/ha loti

Surface lotie : 50 ha

Débit : 7.70 l/s

**Calcul du diamètre**

Coefficient de Manning-Strickler : 100

Pente de la canalisation : 0.0040 m/m

Diamètre : 200.0 mm

Figure 26 : calcul du débit d'eaux usées

Le terme « consommation » utilisé dans la figure ci-dessus renvoie à celle de la conduite en question. Il s'agit donc du rejet journalier, c'est-à-dire 80 l / hbt / j.

### 3.4 Contrôle du calcul et remarques

La vérification par le calcul semi automatique donne le même résultat.

$$\text{En effet } Q_{\text{moy}} = \frac{80}{86400} \times 2701 = 2.5 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{max}} = \left( 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{2.5}} \right) 2.5 = 7.703 \text{ l/s}$$

Le logiciel trouve  $Q_{\text{max}} = 7.7 \text{ l/s}$ .

Le calcul du diamètre se fait par la formule de Manning.

$$D = \left( \frac{10^{-3} Q}{0.312K} \right)^{3/8} \times \frac{1}{S^{3/16}} \times 1000 \text{ en mm.}$$

Avec  $Q$  en l / s.

Avec une pente de 0.4 % et un coefficient de rugosité de 100, le diamètre à obtenir est  $D = 129 \text{ mm}$ .

Or Covadis donne un diamètre de 200 mm. Cette valeur constitue en fait le diamètre minimal sorti par le logiciel. Il (le logiciel) se situe en effet dans le cas d'un réseau unitaire et dans cette considération, le diamètre minimal est fixé à 200 mm.

C'est pour cela que le diamètre sera calculé avec Excel sur la base des débits obtenus par Covadis en prenant soin d'y adjoindre le débit d'infiltration (1.1 Q) car la nappe est quand même assez proche.

Les petites pentes sont privilégiées pour ne pas descendre trop en profondeur à cause de la proximité de la nappe (cela crée des difficultés lors de la mise en place), mais aussi pour diminuer l'écart entre la hauteur de fouille théorique ( $z_{TN} - 0.8$  m) et la cote de fouille obtenue par calcul ( $z_{Ni} = z_{Ni-1} + S * L$ ).

Les vitesses sont souvent inférieures au minimum d'autocurage. Cela est permis dans la mesure où dans le réseau que nous avons choisi, les conduites ne véhiculent ni matières solides ni sable. En effet la présence d'une fosse dans chaque concession permet l'élimination de la boue et le recueil du surnageant (eau non chargée) au niveau des conduites.

### 3.5 Présentation des résultats

Par la prise en compte de toutes ces remarques nous obtenons pour le réseau co,

nœud	long	z TN	S (m/m)	Z fouille (m)	z théorique (m)	z théo-z fouille (m)
N4	308,54	2,85		2,050	2,050	0,000
N5	214,24	2,85	-0,0005	1,896	2,050	0,154
N6	498,82	2,83	-0,0005	1,789	2,030	0,241
N7	44,89	2,83	-0,0005	1,539	2,030	0,491
N8	248,44	2,83	-0,0005	1,517	2,030	0,513
N9	65,32	3,16	-0,0005	1,393	2,360	0,967
N10	130,35	3,03	-0,0005	1,360	2,230	0,870
N11	197,94	2,58	-0,0005	1,295	1,780	0,485
N12	192,8	2,47	-0,0005	1,196	1,670	0,474
N13		2	-0,0005	1,099	1,200	0,101

Tableau 11a : calage des nœuds du réseau d'eaux usées (réseau co)

tronçon	pop (hbts)	Q (l/s)	1,1Q (l/s)	K	D (mm)	Dc (mm)	V (m/s)	QPS (l/s)	Q/QPS	y/D	V/VPS
N4 -N5	4564	4,23	4,65	100	153	200	0,30	9,53	0,49	0,52	0,98
N5 -N6	4564	4,23	4,65	100	153	200	0,30	9,53	0,49	0,52	0,98
N6 -N7	7733	7,16	7,88	100	186	200	0,30	9,53	0,83	0,70	1,10
N7 -N8	13314	12,33	13,56	100	228	300	0,40	28,11	0,48	0,53	0,98
N8 -N9	15381	14,24	15,67	100	241	300	0,40	28,11	0,56	0,56	1,01
N9 -N10	15381	14,24	15,67	100	241	300	0,40	28,11	0,56	0,56	1,01
N10 -N11	15381	14,24	15,67	100	241	300	0,40	28,11	0,56	0,56	1,01
N11 -N12	16573	15,35	16,88	100	248	300	0,40	28,11	0,60	0,57	1,04
N12 -N13	17166	15,89	17,48	100	251	300	0,40	28,11	0,62	0,58	1,05

Tableau 11b : caractéristiques hydrauliques des tronçons (réseau co)

Et pour le réseau co 1,

Nœud	Long (m)	z TN (m)	S (m/m)	Z fouille (m)	z théo (m)	z théo - z fouille (m)
N14	406,100	2,440		1,640	1,640	0,000
N15	684,570	2,530	-0,001	1,234	1,730	0,496
N16	377,920	2,540	-0,001	0,549	1,740	1,191
N17		2,000	-0,001	0,171	1,200	1,029
N18 (N16)	86,200	2,690	0,010	1,411	1,890	0,479
N20 (N15)	186,000	2,810	0,004	1,978	2,010	0,032
N19 (N20)	40,920	2,800	0,004	2,142	2,000	-0,142

Tableau 12a : calage des nœuds du réseau d'eaux usées (réseau co 1)

tronçon	pop (hbts)	Q (l/s)	1,1Q (l/s)	K	D (mm)	Dc (mm)	V (m/s)	QPS (l/s)	Q/QPS	y/D	V/VPS
N14 -N15	1623	5,32	5,85	100	146	200	0,43	13,48	0,43	0,48	0,95
N15 -N16	4324	11,01	12,11	100	192	300	0,56	39,75	0,30	0,42	0,86
N16 -N17	5734	13,72	15,09	100	209	300	0,56	39,75	0,38	0,46	0,95
N18 -N16	1410	4,81	5,29	100	91	110	0,91	8,66	0,61	0,58	1,04
N19 -N20	1602	5,27	5,80	100	112	160	0,74	14,87	0,39	0,46	0,94
N20 -N15	2701	7,7	8,47	100	129	160	0,74	14,87	0,57	0,56	1,03

Tableau 12b : caractéristiques hydrauliques des tronçons (réseau co 1)

## **CHAPITRE IV : MISE EN PLACE** **DU SYSTEME D'INFORMATION** **GEOGRAPHIQUE DE LA ZAC**

Il s'agit ici de présenter les résultats obtenus par une cartographie donnant les différents paramètres des différentes entités (bassin versant, tronçon, nœuds...). Cela est possible grâce au logiciel ARCVIEW.

ARCVIEW est un logiciel formée de deux parties : la partie graphique et la partie matricielle.

- la partie graphique est une table de dessin dans laquelle on peut importer des formats .dxf à partir d'Autocad. il s'agit d'une carte sur laquelle les calques d'Autocad représentent les *thèmes*. Il y a à procéder ensuite à une digitalisation par le retraçage des différents calques dont on a besoin pour leur enregistrement sous un format .shp (format shape) qui est exploitable par Arcview.

- La partie matricielle permet la saisie de données. Les paramètres sont insérés dans un tableau à double entrée dont les lignes constituent les composantes des thèmes (bv1, bv2...) et les colonnes, les paramètres (aire, pente moyenne...).

### **Input**

Concernant notre projet, les thèmes à entrer sont les bassins versants, les tronçons et les nœuds.

Les paramètres à entrer, en fonction des thèmes sont :

- pour les bassins versants : nom, aire, coefficient de ruissellement C, pente moyenne, débit drainé.
- Pour les tronçons : nom, longueur, type (collecteur ou secondaire), section (trapézoïdale, circulaire ou rectangulaire), profondeur, tirant d'eau, largeur de base, largeur en gueule, matériau, pente, débit véhiculé.
- Pour les nœuds : nom, réseau auquel il appartient, type de canalisation, cote TN, cote radier,  $cote_{TN} - cote_{NU}$ .

### **Output**

Les informations sont alors restituées sous forme de fenêtres déroulantes au niveau de la carte dans laquelle le logiciel affiche les différents paramètres pour la composante sélectionnée.

Ainsi pour le tronçon N14 – N15, nous avons, après sélection du thème « canalisation » et un click sur le tronçon :

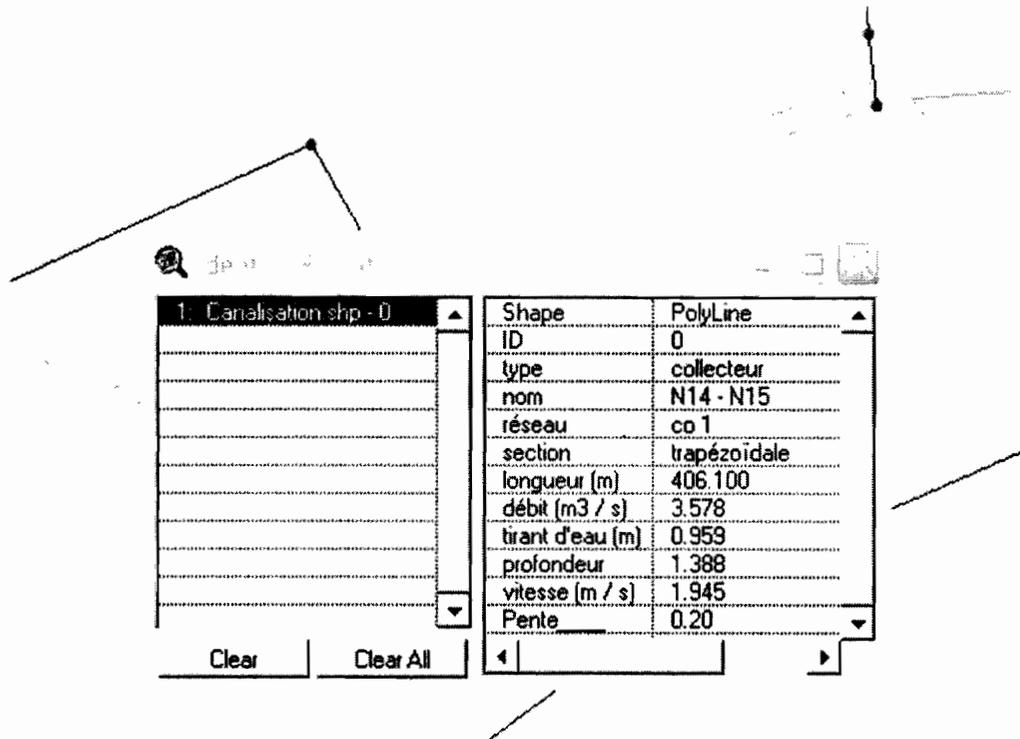


Figure 27 : caractéristiques du tronçon N14-N15 par Arcview

Concernant le nœud N14, nous avons (thème « regards »):

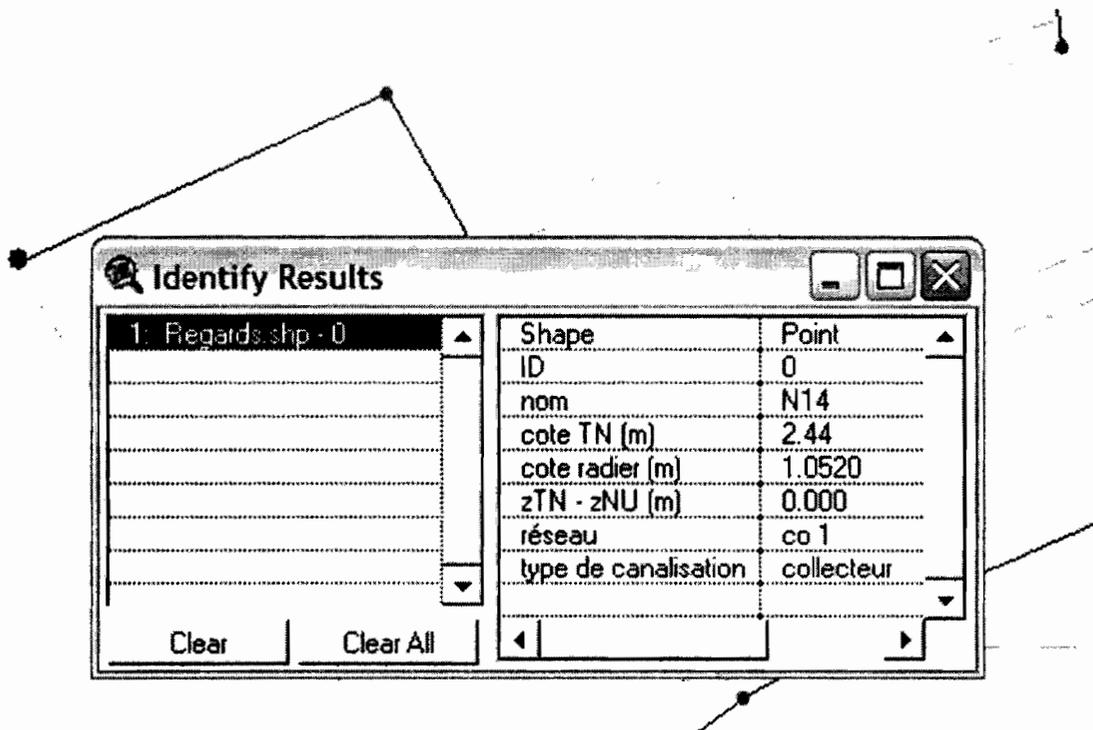


Figure 28 : caractéristiques du nœud N14 par Arcview

## **CONCLUSION et RECOMMANDATIONS**

Le présent projet de fin d'études, basé sur une analyse théorique et une application des mécanismes de dimensionnement des réseaux de drainage des eaux pluviales et de collecte des eaux usées s'est vu traiter à partir de certaines hypothèses. Cela est dû au déficit d'informations sur certains plans. En effet la profondeur de la nappe a été considérée à 1 m, les chaussées, comme construites en remblai, le dimensionnement a été fait à partir d'une pluie d'intensité constante... En outre le dimensionnement a montré la fiabilité du logiciel Covadis vis-à-vis des méthodes de calcul, de la précision des résultats et son aisance dans le traitement d'une multitude de données. Il y a aussi à signaler le caractère conceptuel de ce projet et à en tenir compte lors de la mise en œuvre par d'éventuelles modifications lorsque des inconvénients futurs se présentent, l'objectif étant de respecter au maximum les contraintes décisives telles que la vitesse d'autocurage.

Les recommandations à faire vont dans le sens de l'exécution pratique du dimensionnement. Elles sont les suivantes :

- Le curage régulier des canaux, surtout avant la période des pluies.
- La mise en place de déssableurs, constitués de fosses destinées à recueillir le sable à des points stratégiques du réseau.
- La mise en place d'un béton d'une compacité maximale ou d'un hydrofuge de surface, en vue d'assurer une étanchéité maximale au réseau.
- La mise en place d'un film étanche au niveau des fosses au niveau des concessions afin d'éviter la pollution du sol en dessous, étant donné la proximité de la nappe.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- Dr EL HADJ BAMBA DIAW, Cours d'Hydrogéologie DIC 2 génie civil, école supérieure polytechnique, 2001-2002.
- Dr SENI TAMBA, Cours d'Hydraulique Urbaine et assainissement DUT 2 génie civil, école supérieure polytechnique (centre de Thiès), 2002-2003.
- Dr SENI NDOYE, Cours d'Hydraulique Urbaine DIC 3 génie civil, école supérieure polytechnique, 2005-2006.
- MARC SATIM, BECHIR SELMI, Guide Technique De l'Assainissement 2<sup>ème</sup> édition, édition Le Moniteur, 680 pages, novembre 1999.
- ALAIN MOREL, L'Assainissement des Eaux Pluviales en Milieu Urbain Subsaharien, centre d'enseignement et de recherche pour la gestion des ressources naturelles et de l'environnement, 167 pages, 1996.
- ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES, Evacuation Des Eaux Pluviales Urbaines, presses de l'imprimerie de Roissy, 166 pages, 1978.
- BERNARD CHUZEVILLE, Hydrologie Tropicale Et Appliquée En Afrique Subsaharienne, collection maîtrise de l'eau, 275 pages, décembre 1990.

## **WEBIOGRAPHIE**

- <http://www.gouv.sn/meteo/precipitations.html>
  
- <http://hydram.epfl.ch/e-drologie>

**ANNEXES**

Réseau secondaire:determination des débits des tronçons

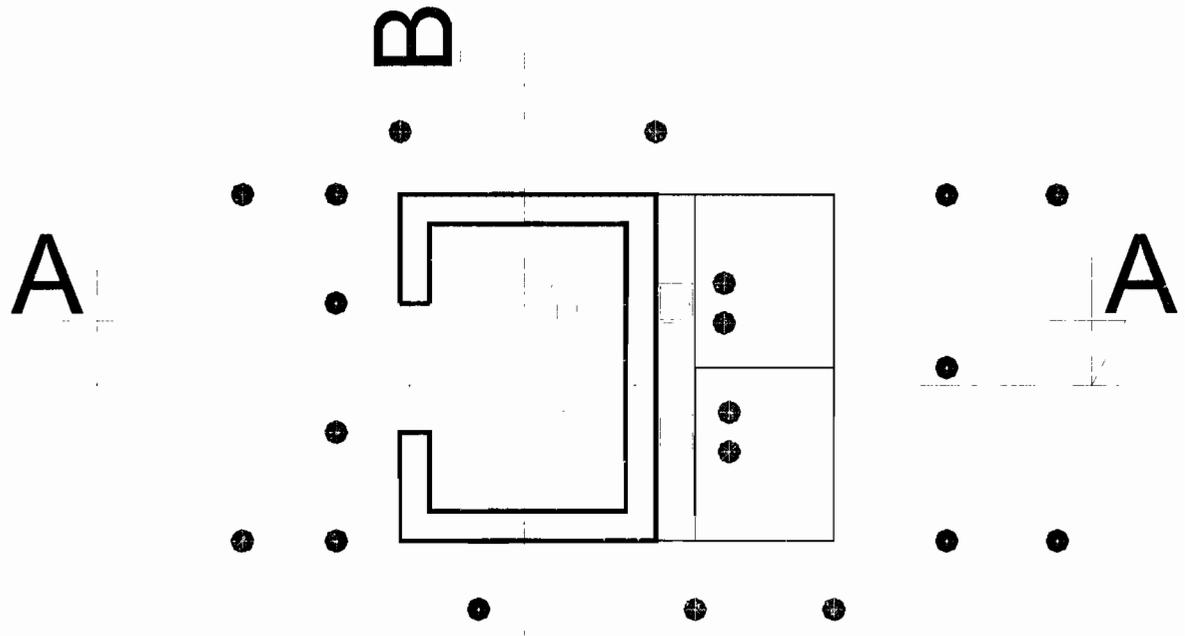
tronçon	débit BV (m3/s)	surface BV (ha)	longueur (m)	surface sous BV (ha)	pourcentage	débit (m3/s)
1o	3.578	7.73	191	0.134	1.73%	0.062
1n			déjà fait			
1s			379	0.265	3.43%	0.123
1e				0.490	6.34%	0.227
2o	2.487	4.93				
2n						
2s			297	0.208	4.22%	0.105
2e			114	0.080	1.62%	0.040
3o	2.363	4.21	104	0.073	1.73%	0.041
3n			déjà fait			
3s			366	0.256	6.09%	0.144
3e			déjà fait			
4o	5.99	11.4	297	0.208	1.82%	0.109
4n					94.41%	5.655
4s			354	0.248	2.17%	0.130
4e			260	0.182	1.60%	0.096
5o	4.316	7.85	260	0.182	2.32%	0.100
5n				5.080	93.26%	4.025
5s			263	0.184	2.35%	0.101
5e			233	0.163	2.08%	0.090
6o	5.68	10.07	233	0.163	1.62%	0.092
6n			366	0.256	2.54%	0.145
6s			406	0.284	2.82%	0.160
6e				1.400	13.90%	0.790
7o	1.278	8.52	239	0.167	1.96%	0.025
7n					93.82%	1.199
7s			360	0.252	2.96%	0.038
7e			déjà fait			
8o	2.573	4.24	170	0.119	2.81%	0.072
8n			déjà fait			
8s			250	0.175	2.05%	0.053
8e				1.660	39.15%	1.007
9o	3.826	9.78	167	0.117	1.20%	0.046
9n			354	0.248	2.53%	0.097
9s			déjà fait			
9e			236	0.165	1.69%	0.065
10o	2.962	6.8	236	0.165	2.43%	0.072
10n			263	0.184	2.71%	0.080
10s			déjà fait			
10e			228	0.160	2.35%	0.070
11o	5.458	11.96	228	0.160	1.33%	0.073
11n			406	0.284	2.38%	0.130
11s			déjà fait			
11e				0.967	8.09%	0.441
12o	1.942	4.43		1.504	33.95%	0.659
12n			360	0.252	5.69%	0.110
12s						
12e			déjà fait			

caractéristiques hydrauliques des tronçons du réseau secondaire

tronçon	débit	assemblage	pente S	tirant d'eau y (m)	largeur b (m)	larg. en gueule (m)	revanche r (m)	prof h (m)	Vitesse (m/s)
1o	0.062		0.002	0.209	0.327046884	0.432	0.259	0.469	0.7054327
1n									
1s	0.123		0.002	0.271	0.422875191	0.558	0.275	0.545	0.8372536
1e	0.227	0.350	0.002	0.401	0.626044991	0.827	0.306	0.707	1.0875584
2o									
2n									
2s	0.105		0.002	0.255	0.398583376	0.526	0.271	0.526	0.8048748
2e	0.040	0.130	0.002	0.277	0.431920569	0.570	0.276	0.553	0.8491508
3o	0.041		0.002	0.179	0.279901547	0.370	0.252	0.431	0.6358955
3n									
3s	0.144		0.002	0.287	0.448666046	0.592	0.279	0.566	0.870959
3e									
4o	0.109		0.002	0.259	0.404719468	0.534	0.272	0.531	0.8131144
4n	5.655	5.764	0.002	1.147	1.790767138	2.364	0.469	1.616	2.1915008
4s	0.130		0.002	0.277	0.432261593	0.571	0.276	0.553	0.8495977
4e	0.096	0.226	0.002	0.340	0.531414703	0.702	0.291	0.632	0.975
5o	0.100	0.201	0.002	0.326	0.508970063	0.672	0.288	0.614	0.9473498
5n	4.025		0.001	1.141	1.782357908	2.353	0.439	1.580	1.5447701
5s	0.101		0.002	0.252	0.393312284	0.519	0.270	0.522	0.797763
5e	0.090		0.002	0.241	0.375848287	0.496	0.267	0.508	0.7739697
6o	0.092		0.002	0.243	0.379470249	0.501	0.268	0.511	0.7789341
6n	0.145	0.237	0.002	0.346	0.540697449	0.714	0.293	0.639	0.9863214
6s	0.160		0.002	0.299	0.467322321	0.617	0.281	0.581	0.8949386
6e	0.790	0.950	0.002	0.583	0.910762458	1.202	0.347	0.931	1.3963222
7o	0.025		0.003	0.138	0.216068278	0.285	0.244	0.382	0.655373
7n	1.199	1.224	0.002	0.641	1.001610774	1.322	0.360	1.002	1.4876984
7s	0.038		0.002	0.174	0.271845625	0.359	0.250	0.424	0.623635
7e									
8o	0.072		0.002	0.222	0.346533924	0.457	0.262	0.484	0.7331836
8n									
8s	0.053		0.002	0.197	0.308249416	0.407	0.256	0.454	0.6781364
8e	1.007	1.060	0.002	0.608	0.949038434	1.253	0.353	0.961	1.4351747
9o	0.046		0.002	0.187	0.291974992	0.385	0.254	0.441	0.6540526
9n	0.097		0.002	0.248	0.386993083	0.511	0.269	0.517	0.7891951
9s									
9e	0.065	0.162	0.002	0.300	0.468701651	0.619	0.282	0.582	0.8966987
10o	0.072		0.002	0.222	0.346075011	0.457	0.262	0.484	0.7325361
10n	0.080		0.002	0.231	0.360422294	0.476	0.265	0.495	0.7526447
10s									
10e	0.070	0.150	0.002	0.292	0.455495195	0.601	0.280	0.571	0.8797746
11o	0.073		0.002	0.223	0.347647121	0.459	0.263	0.485	0.7347529
11n	0.130		0.002	0.276	0.431628718	0.570	0.276	0.552	0.8487682
11s									
11e	0.441	0.571	0.002	0.482	0.752486704	0.993	0.324	0.806	1.2294611
12o	0.659		0.002	0.509	0.794187273	1.048	0.331	0.839	1.2744736
12n	0.110		0.002	0.260	0.406424788	0.537	0.272	0.532	0.8153968
12s									
12e									

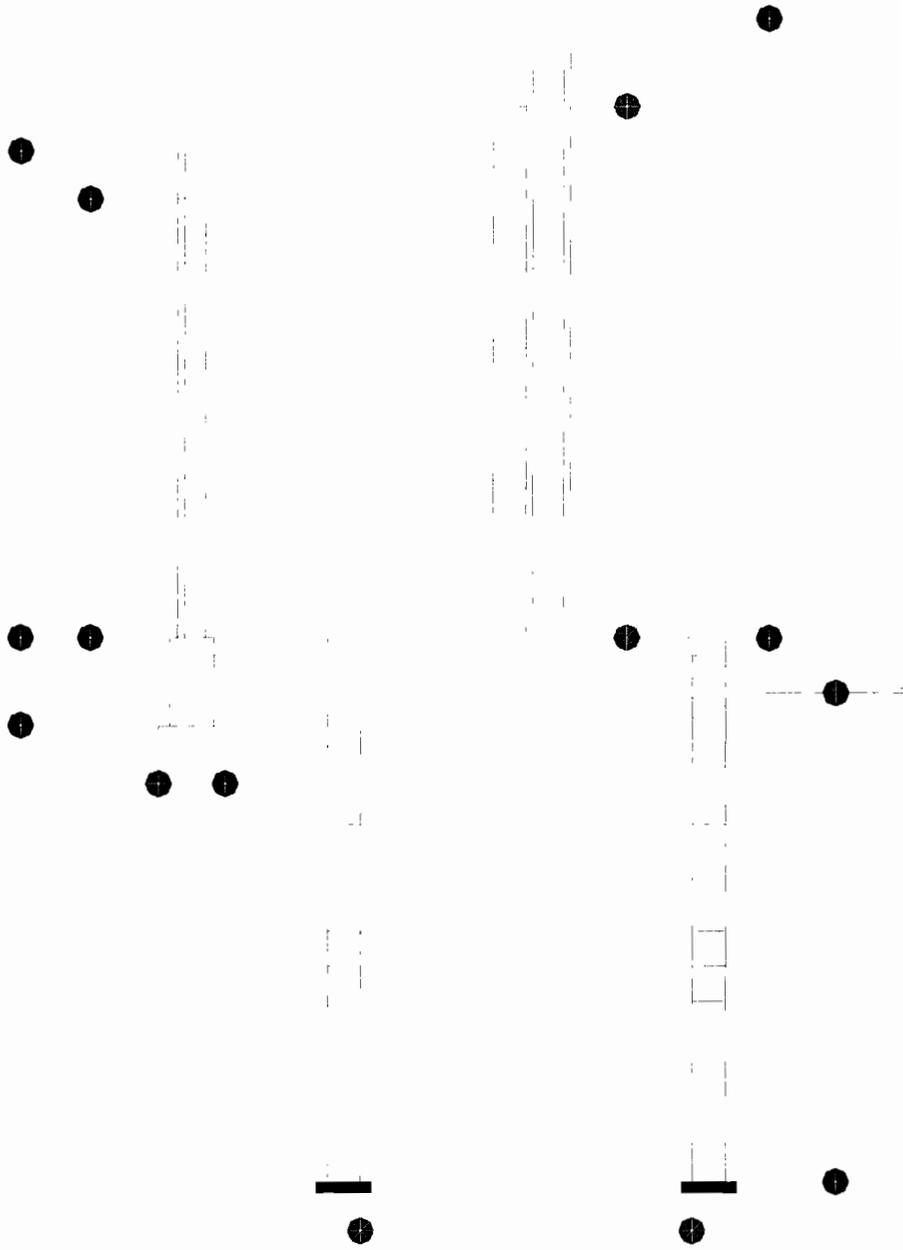


# LATRINE VIP A DOUBLE FOSSE



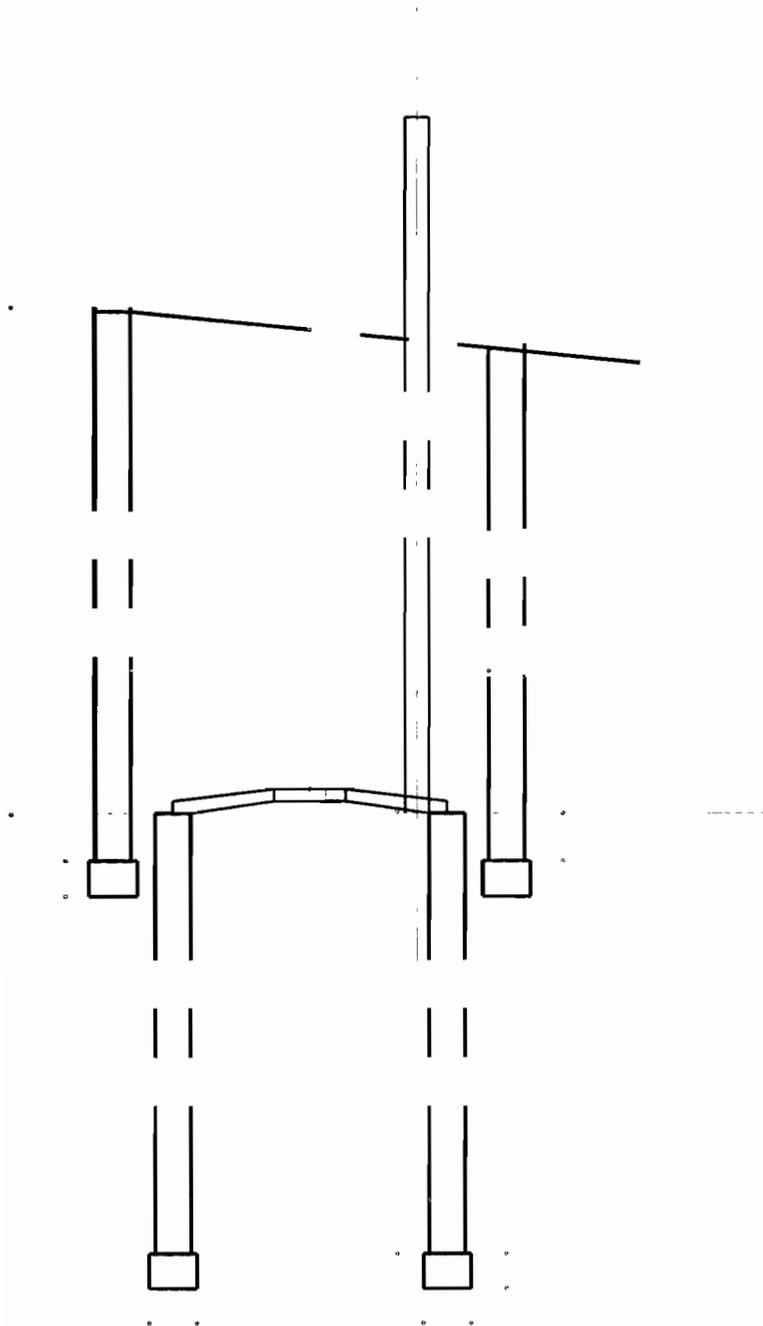
B

vue en plan



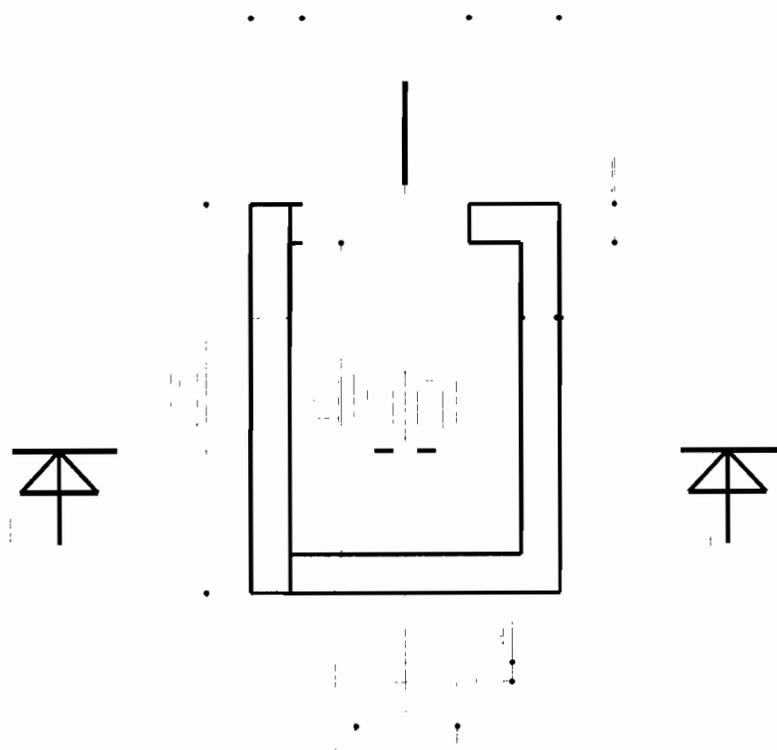
Coupe AA

Vue en élévation VIP à une fosse cylindrique



coupe AA

**Toilette à chasse manuelle à double fosses alternantes**

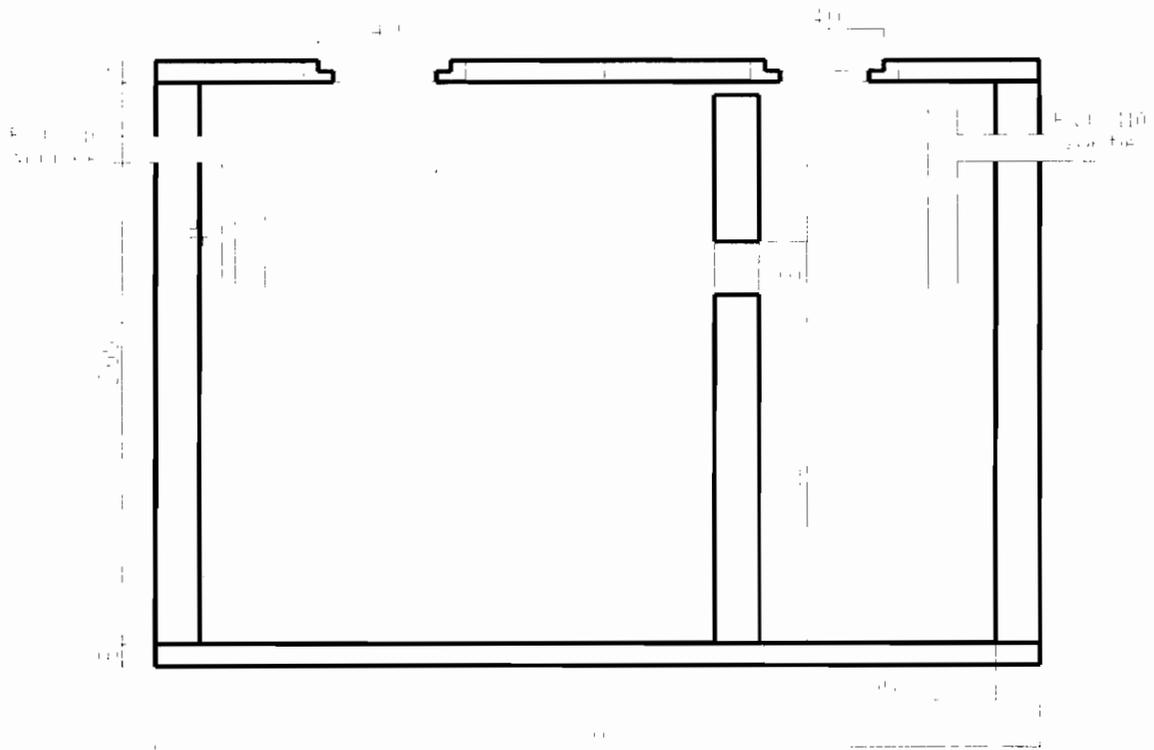


## Détail d'un puisard pour bac à laver ou douche

Vue en plan



## Coupe longitudinale d'une fosse septique



## **Vue de dessus**



