

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE  
CENTRE DE THIES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

GC.0521

PROJET DE FIN D'ETUDES  
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

*Titre : ASSAINISSEMENT LIQUIDE DE LA ZONE DE RECASEMENT DE  
KEUR MASSAR : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES  
RESEAUX D'EVACUATION DES EAUX USEES ET PLUVIALES PAR LE  
LOGICIEL COVADIS*

Auteurs : Ndèye Penda BA  
Mamadou KA

Directeur : M. Sèni TAMBA

Co-directeurs : M. Mamadou Lamine DIALLO  
M. Lamine DOUMBOUYA

Année Académique 2007.2008

## *DEDICACES*

*A nos parents*

*A tous nos amis*

*A nos frères et sœurs*

*A ceux qui nous sont chers*

*A la promotion 2007.2008 de l'ESV*

*A Monsieur Mamadou Khalifa SIBY*

*« On se laisse de tout sauf de comprendre »*

## REMERCIEMENTS

Nous ne saurions débiter ce rapport sans exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué à sa rédaction, particulièrement à :

- M. Sèni TAMBA, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès pour son encadrement et sa disponibilité.
- M. Mamadou Lamine DIALLO, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès pour ses conseils et son encouragement
- M. Lamine Doumbouya, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès pour ses précieux conseils et sa disponibilité.
- M. Ababacar FALL, ingénieur à la Fondation Droit à la Ville pour sa contribution à la rédaction de ce rapport.
- M. El hadj Alé SECK de la mairie de Pikine et M. Oumar SARR de la mairie de Keur Massar pour leur collaboration
- M. Pape Malick Leye du bureau B.E.T Plus pour les renseignements précieux qu'il nous a fournis.
- M. Ababacar NDIAYE de l'ONAS pour ses précieuses informations
- A tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à ce projet.

## SOMMAIRE

Ce projet de fin d'études porte sur la conception d'un réseau d'assainissement pour la Zone de Recasement de Keur Massar, localité de Dakar.

Il s'agit de faire l'étude d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales et celui des eaux usées afin de parer aux risques de submersion et ceux relatifs à la santé et l'hygiène publique.

La démarche entreprise a porté dans un premier temps sur une présentation générale de la zone en se focalisant sur les caractéristiques physiques, le cadre administratif ainsi que les équipements et infrastructures disponibles.

Le dimensionnement du réseau d'eaux pluviales a donné lieu à une définition des paramètres de calcul, la délimitation des bassins versants, la modélisation de l'averse et l'utilisation des formules de Caquot et de Manning pour le calcul des débits et des diamètres. Le support informatique utilisé est le logiciel COVADIS qui s'est révélé très performant en donnant des résultats tout à fait corrects avec des sections de diamètres variant entre 800 et 1800 mm pour les conduites principales.

Le calcul semi-automatique prolongé sur Excel donne lieu au réseau secondaire composé de caniveaux de type trapézoïdal.

Il s'agissait ensuite de définir une destination finale pour ces eaux pluviales en mettant en place un bassin d'infiltration pour une réalimentation de la nappe notamment.

Pour les eaux usées, le même tracé a été reconduit pour déterminer les débits de design sur le logiciel et continuer le calcul et la vérification des conditions d'autocurage sur Excel.

Par la suite, le traitement de ces eaux s'avérait nécessaire et la solution d'une chambre de pompage pour un acheminement vers la station d'épuration de Rufisque s'est présentée comme la plus adéquate.

Enfin, un métré destiné à recueillir les coûts des installations a été effectué afin d'évaluer l'enveloppe financière à prévoir.

*Mots-clefs* : assainissement, eaux pluviales, eaux usées, dimensionnement, débit, conduite, pompage, infiltration.

**TABLE DES MATIERES**

DEDICACES .....	i
REMERCIEMENTS .....	ii
SOMMAIRE .....	iii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	viii
LISTE DES SYMBOLES .....	ix
LISTE DES ANNEXES .....	x
LISTE DES FIGURES .....	xi
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
INTRODUCTION.....	1
PARTIE I : GENERALITES .....	3
Chapitre 1 : PRESENTATION DE KEUR MASSAR.....	4
1.1 Situation géographique et administrative.....	5
1.2 Aspects physiques et Environnement .....	5
1.2.1 Climat.....	5
1.2.2 Relief et Pédologie.....	6
1.2.3 Pluviométrie .....	6
1.2.4 Hydrographie, Hydrogéologie et Végétation .....	6
1.3 Aspects Démographiques.....	7
1.4 Aspects socio-économiques .....	7
1.5 La Zone de Recasement dans Keur Massar .....	8
Chapitre 2 : ETAT DES LIEUX .....	10
2.1 Equipements et infrastructures.....	11
2.1.1 La Voirie .....	11
2.1.2 L'A.E.P. ....	11
2.1.3 L'Electricité.....	11
2.1.3 L' Assainissement.....	12
2.2 Le cadre institutionnel.....	13
2.2.1 L'O.N.A.S. ....	13
2.2.2 La F.D.V.....	14

<b>PARTIE II - EVACUATION DES EAUX</b>	<b>15</b>
<b>Chapitre 1 : GENERALITES SUR LES POCEDES ET SYSTEMES D'EVACUATION DES EAUX</b>	<b>16</b>
1.1 Définition	17
1.2 Les systèmes d'évacuation des eaux usées et eaux pluviales	18
1.2.1 L'assainissement collectif	18
1.2.1.1 Le système unitaire	18
1.2.1.2 Le système séparatif	19
1.2.1.3 Le système pseudo-séparatif	19
1.2.1.4 Le système composite	20
1.2.1.5 Les systèmes non gravitaires	20
1.2.2 L'assainissement autonome	22
1.2.3 L'assainissement semi-collectif	23
1.3 Choix du système d'évacuation	24
<b>Chapitre 2 : COLLECTE DES EAUX PLUVIALES</b>	<b>25</b>
2.1 Paramètres de dimensionnement	26
2.1.1 Paramètres hydrologiques	26
2.1.1.1 Le bassin versant	26
2.1.1.2 Les précipitations	26
2.1.1.3 Période de retour	27
2.1.1.4 Le ruissellement	27
2.1.2 Paramètres topographiques	28
2.1.3 Les sous-bassins versants	30
2.1.3.1 Délimitation des sous bassins	30
2.1.3.2 Caractéristiques des bassins versants	32
2.2 Modélisation de l'averse	36
2.2.1 Données pluviométriques	36
2.2.2 Modélisation des courbes IDF théoriques	37

2.3 Méthodes de dimensionnement .....	40
2.3.1 La méthode rationnelle .....	41
2.3.2 La méthode de Caquot .....	42
2.3.3 Les autres méthodes .....	43
2.4 Dimensionnement du réseau d'eaux pluviales .....	44
2.4.1 Présentation du module « Réseaux D'assainissement » du logiciel COVADIS .....	44
2.4.1.1 Paramétrage générale .....	45
2.4.1.2 Calcul hydraulique .....	49
2.4.1.3 Problèmes expertisés .....	54
2.4.2 Dimensionnement proprement dit .....	55
2.4.2.1 Calcul des conduites principales .....	55
2.4.2.2 Dimensionnement du réseau secondaire .....	65
2.5 Bassin d'infiltration .....	66
2.5.1 Présentation générale .....	66
2.5.2 Essai Porchet .....	68
2.5.2.1 Essai Porchet sur trou parallélépipédique .....	69
2.5.2.2 Essai Porchet sur trou cylindrique .....	70
2.5.2.3 Réalisation de l'essai Porchet sur site .....	71
2.5.3 Dimensionnement du bassin d'infiltration .....	72
2.5.3.1 Surface d'infiltration (S) .....	73
2.5.3.2 Le débit de fuite (Q) .....	73
2.5.3.3 La surface active (S <sub>a</sub> ) .....	73
2.5.3.4 Le débit spécifique (q) .....	73
2.5.3.5 La capacité spécifique de stockage (h <sub>s</sub> ) .....	74
2.5.3.6 Le volume d'eau à stocker (V) .....	74
Chapitre 3 : COLLECTE DES EAUX USEES .....	75
3.1 Nature des eaux usées .....	76
3.1.1 Les eaux usées domestiques .....	76
3.1.2 Les eaux usées industrielles .....	76
3.2 Estimation des débits de rejets .....	76

3.3 Dimensionnement du réseau	79
3.3.1 Données de calcul	79
3.3.2 Facteur de pointe	80
3.3.3 Estimation de la population	80
3.3.4 Illustration sur le tronçon R0-R1	81
3.3.5 Calcul des diamètres sur Excel	82
3.3.6 Conditions d'autocurage	84
3.4 Station de pompage	88
3.4.1 Généralités	88
3.4.2 Bâche de pompage	89
3.4.3 Dimensionnement et choix des pompes	89
3.4.3.1 Système de pompage	89
3.4.3.2 Dispositif anti-bélier	92
PARTIE III ETUDE FINANCIERE	94
Chapitre 1 : EVALUATION FINANCIERE POUR LE RESEAU D'EAUX PLUVIALES	95
1.1 Devis quantitatif	96
1.2 Devis estimatif	97
Chapitre 2 : EVALUATION FINANCIERE POUR LE RESEAU D'EAUX USEES	98
2.1 Devis quantitatif	99
2.2 Devis estimatif	100
CONCLUSIONS et RECOMMANDATIONS	101
BIBLIOGRAPHIE	103
WEBLIOGRAPHIE	104
ANNEXES	105



## *LISTE DES ABREVIATIONS*

AEP	Adduction en Eau Potable
BT	Basse Tension
BV	Bassin Versant
EPIC	Etablissement Public à caractère Industriel et Commercial
FDV	Fondation Droit à la Ville
GIE	Groupement d'Intérêt Economique
HT	Haute Tension
IDF	Intensité Durée Fréquence
KFW	Kreditanstalt Für Wiederaufbau
MNT	Modele Numérique de Terrain
MT	Moyenne Tension
ONAS	Office National de l'Assainissement
TN	Terrain Naturel
SDE	Sénégalaise Des Eaux
SEDIMA	Sénégalaise de Distribution de Matériel Avicole
SENELEC	Société National d'Electricité du Sénégal
SONEES	Société Nationale d'Exploitation des Eaux du Sénégal
ZAC	Zone d'Aménagement Concerté
HMT	Hauteur Manométrique Totale

### LISTE DES SYMBOLES

$A$	Surface ( $m^2$ )	$n$	Coefficient de rugosité de Manning
$a, b$	Paramètres de Montana	$N$	Nombre d'années
$b'$	Effet de stockage	$N_0$	Nœud
$BV$	Bassin versant	$P$	Profondeur (m)
$C$	Coefficient de ruissellement	$P'$	Pourcentage de surfaces imperméables (%)
$C_1$	Coefficient d'apport	$P_m$	Périmètre mouillé (m)
$d$	Densité	$PVC$	Polychlorure de vinyle
$D$	Diamètre (mm)	$q$	Débit spécifique (mm/h)
$D_1$	Equidistance entre courbes de niveaux (m)	$Q$	Débit ( $m^3/s$ )
$DN$	Diamètre nominale (mm)	$Q_{apport}$	Débit d'apport ( $m^3/s$ )
$e$	Coefficient d'écartement des talus	$Q_m$	Débit pleine section ( $m^3/s$ )
$F$	Fréquence ( $h^{-1}$ )	$Q_m$	Débit moyen ( $m^3/s$ )
$h$	Hauteur (m)	$Q_t$	Débit total ( $m^3/s$ )
$h_e$	Lame d'eau (mm)	$r$	Revanche (m)
$H_{gm}$	Hauteur géométrique (m)	$R_c$	Regard
$i$	Intensité de la pluie (mm/h)	$R_h$	Rayon hydraulique (m)
$I$	Pente (m/m)	$S_a$	surface active ( $m^2$ )
$i'$	Gradient hydraulique (m/m)	$S_s$	taux de saturation du sol (%)
$I_m$	Pente moyenne des bassins versants (m/m)	$t$	Temps (s)
$K$	Conductivité hydraulique (m/s)	$T$	Période de retour (an)
$K_0$	Facteur de calcul pour le dispositif anti-bélier	$t_c$	temps d'acheminement (min)
$K_1, \alpha$	Coefficient de Caquot fonction de la période de retour et de la région pluviométrique	$t_c$	Temps de concentration (min)
$b, g$		$t_h$	Temps d'humectation (min)
$K_r$	Coefficient de rugosité	$t_e$	Temps d'entrée (min)
$L$	Longueur (m)	$\theta$	Angle de talus ( $^\circ$ )
$m$	Coefficient de forme du bassin versant	$v$	Vitesse (m/s)
$M$	Facteur de calcul	$V$	Volume ( $m^3$ )
$\delta$	Effet d'écrêtement	$v_m$	Vitesse pleine section (m/s)
$c$	Coefficient d'ajustement statique	$y$	Tirant d'eau (m)
	Coefficient d'ajustement fonction du bassin versant		
$\mu$			

## *LISTE DES ANNEXES*

Annexe 1: La Zone de Recasement .....	106
Annexe 2: Modélisation des courbes I.D.F.....	110
Annexe 3: Dimensionnement du réseau secondaire .....	129
Annexe 4: Caractéristiques des conduites .....	133
Annexe 5: Bassin d'infiltration .....	138
Annexe 6: Dimensionnement du réseau des eaux usées .....	143
Annexe 7: Courbes de performances pompes ITUR .....	147
Annexe 8: Regard simple .....	150
Annexe 9: Plans d'occupation et d'exécutions .....	152

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Variation des températures à Keur Massar.....	5
Figure 2: Situation géographique de la zone de projet dans l'agglomération dakaroise.....	8
Figure 3: Vue sur la zone de projet.....	9
Figure 4: Voirie existante dans la Zone de recasement en latérites stabilisées.....	11
Figure 5: Fosse septique en construction.....	12
Figure 6: les grandes étapes de l'assainissement.....	17
Figure 7: Système unitaire.....	21
Figure 8 : Système séparatif.....	21
Figure 9 : Système pseudo-séparatif.....	21
Figure 10 : Courbes de niveaux de la Zone de Recasement.....	29
Figure 11: Sous-bassins versants de la Zone de Recasement.....	31
Figure 12 : Courbes IDF expérimentales pour la région de Dakar.....	37
Figure 13 : Courbe représentative de la régression linéaire pour T = 2 ans.....	38
Figure 14 : Courbes IDF réelle et théorique pour T = 10 ans.....	40
Figure 15 : Paramètres de Caquot selon COVADIS.....	43
Figure 16 : Bibliothèque des paramètres communs.....	46
Figure 17 : Création d'un coefficient de Montana.....	46
Figure 18 : Caractéristiques des conduites.....	47
Figure 19 : Bibliothèques des Caniveaux et fossés.....	47
Figure 20 : Types de matériaux.....	47
Figure 21 : Bibliothèque des contraintes.....	48
Figure 22 : Création d'une contrainte.....	48
Figure 23 : Calcul des débits selon la méthode de Caquot.....	50
Figure 24 : Calcul des débits selon la méthode rationnelle.....	50
Figure 25 : Dessin des canalisations.....	56
Figure 26 : Création de la canalisation.....	57
Figure 27 : Tracé du tronçon N12-N13.....	57
Figure 28 : Paramétrage des nœuds.....	58
Figure 29 : Paramétrage des bassins versants.....	58
Figure 30 : Paramétrage du calcul.....	59
Figure 31 : Côte piézométrique à l'aval.....	59

Figure 32 : Résultat sur « Tronçons »	60
Figure 33 : Résultats sur « Bassins versants »	61
Figure 34 : Résultat sur « Débits/Sections »	61
Figure 35 : Résultat sur « Assemblage »	62
Figure 36 : Résultat sur « Longueur/Collecteur »	62
Figure 37: Schématisation de l'essai de Porchet sur trou parallélépipédique	69
Figure 38: Schématisation de l'essai de Porchet sur trou cylindrique	70
Figure 39 : Représentation graphique de l'essai Porchet	72
Figure 40 : Calcul du débit d'eaux usées	79
Figure 41 : Calcul du débit d'eaux usées pour le tronçon R0-R1	81

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Pluviométrie de Keur Massar .....	6
Tableau 2 : Calcul des temps d'entrée des sous bassins versants .....	33
Tableau 3 : Coefficient de ruissellement suivant le type de surface .....	35
Tableau 4 : Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol .....	35
Tableau 5 : Intensités des averses de la région de Dakar .....	36
Tableau 6 : Coefficients de Montana pour Dakar T = 2 ans t < 1 h .....	38
Tableau 7 : Coefficients de Montana pour Dakar T = 2 ans t > 1 h .....	38
Tableau 8 : Valeurs de calcul de la régression linéaire pour T = 10 ans .....	39
Tableau 9 : Coefficients de Montana pour Dakar T = 10 ans t < 1 h .....	39
Tableau 10 : Coefficients de Montana pour Dakar T = 10 ans t > 1 h .....	39
Tableau 11 : Calcul du MNT .....	45
Tableau 12 : Limites des contraintes .....	49
Tableau 13 : Limites de validité de la méthode rationnelle sur COVADIS .....	49
Tableau 14 : Limites de validité de la formule de Caquot sur COVADIS .....	50
Tableau 15 : valeurs du coefficient m' .....	51
Tableau 16 : Assemblage de bassins versants .....	53
Tableau 17 : Problèmes expertisés .....	54
Tableau 18 : Caractéristiques du bassin versant BV8 .....	63
Tableau 19 : Dimensions du bassin d'infiltration .....	74
Tableau 20 : Critères de dimensionnement réseau de collecte et d'évacuation .....	77
Tableau 21 : Population de la zone à l'horizon du projet .....	81
Tableau 22 : Coefficient de rugosité de Manning pour quelques matériaux .....	83
Tableau 23 : Récapitulatif des calculs et conditions d'autocurage (Y/D = 0.2) .....	85
Tableau 24 : Chronologie d'équipement de la station de pompage .....	89
Tableau 25 : Quantitatif des fouilles et des remblais .....	96
Tableau 26 : Devis estimatif du réseau d'eaux pluviales .....	97
Tableau 27 : Quantitatif des fouilles et des remblais .....	99
Tableau 28 : Devis estimatif du réseau d'eaux usées .....	100

## INTRODUCTION

L'assainissement d'une agglomération a pour but d'assurer la collecte, le transit, la rétention de l'ensemble des eaux usées et pluviales, et de procéder à leur traitement avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ainsi, le terme assainissement peut avoir deux sens. Le premier correspond à une approche physique c'est à dire l'ensemble des équipements utilisés : réseau d'assainissement, assainissement autonome, stations d'épuration, pour évacuer les eaux polluées d'une agglomération. Le deuxième a une acceptation plus large : c'est l'ensemble des stratégies employées par les habitants des villes pour essayer de répondre aux problèmes posés par la circulation de l'eau.

Ce présent rapport s'inscrit dans ce cadre. Il vise à l'élaboration d'un système de drainage des eaux usées et pluviales en mesure de satisfaire les populations de la Zone de Recasement de Keur Massar.

En effet, dans la région de Dakar, les eaux pluviales se caractérisent par des débits élevés du fait de l'imperméabilisation des sols, conséquence de la densification du bâti. Ce phénomène s'est traduit ces dernières années par des inondations importantes entraînant des dégâts considérables. En outre, les flux d'eaux usées à évacuer ont augmenté avec l'accroissement de la population et le déficit en ouvrages de collecte constitue un facteur de prolifération de maladies comme le paludisme et le choléra entre autres.

La démarche entreprise consiste en premier lieu en une recherche d'informations au niveau des organismes habilités tels que l'ONAS, la mairie de Pikine, le service du cadastre ou le service géographique s'avère nécessaire.

L'exploitation des données obtenues permettra de faire l'étude des bassins versants ainsi que celle de la pluviométrie, puis de passer au dimensionnement du réseau d'eaux pluviales sur le logiciel COVADIS. Des vérifications manuelles pour un contrôle des résultats seront aussi effectuées.

Pour les eaux usées, la détermination des débits de design se fera sur le même logiciel sous réserve que la population et les consommations journalières soient connues. La détermination des diamètres et la vérification du curage pourront être prolongées sur Excel.

Ainsi, le rapport sera divisé en trois parties dont la première fera état de généralités, la seconde partie concernera le dimensionnement tandis que la dernière section sera consacrée à l'étude financière.





## PARTIE I : GENERALITES

## Chapitre 1 : *PRESENTATION DE KEUR MASSAR*

### 1.1 Situation géographique et administrative

Du point de vue administratif, Keur Massar fait partie de la ville de Pikine et a été érigée en commune d'arrondissement depuis 1996 (décret 96-745 du 30 août 1996).

Le territoire communal couvre une superficie de 2200 ha et comprend actuellement 87 quartiers.

Elle est limitée au nord par la commune d'arrondissement de Malika, à l'est par le département de Rufisque, à l'ouest par la commune d'arrondissement de Yeumbeul et au sud par la réserve forestière Mbao.

A l'origine, Keur Massar était un village traditionnel où les populations s'adonnaient surtout à des activités agricoles. Mais avec la saturation des vieux quartiers de Dakar ainsi que l'exode rural cette agglomération constitue une nouvelle zone d'extension de la ville.

### 1.2 Aspects physiques et Environnement

#### 1.2.1 Climat

Le climat de la zone est de type subsaharien avec un alizé maritime de décembre à juin. Les températures sont relativement douces du fait de la position avancée de Dakar dans l'Océan Atlantique. Elles sont caractérisées par des maxima à partir du mois de mai. Cette hausse de la température se poursuit jusqu'à la fin de la saison des pluies. L'arrivée de l'air polaire se remarque au cours de la période de décembre à avril où le climat est caractérisé par sa fraîcheur. La température joue un rôle très important dans l'évaluation du bilan hydrologique du fait qu'elle est inversement proportionnelle à l'évaporation.

La figure 1 suivante illustre les variations de températures en fonction de la période:

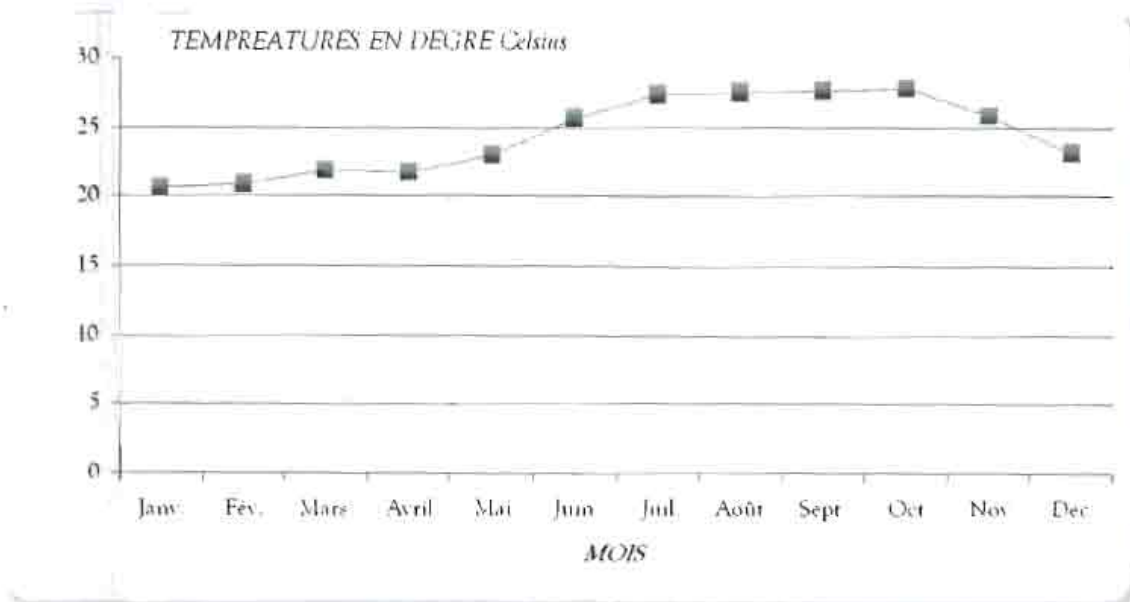


Figure 1: Variation des températures à Keur Massar

### 1.2.2 Relief et Pédologie

Le relief, à l'instar de la région est plat avec des pics autour de +16 m par rapport au niveau de la mer. On note également deux cuvettes au nord-est de la zone.

Les sols sont essentiellement ferrugineux non lessivés (sols Diors) propices à l'agriculture et à l'habitation. De texture grossière, ces sols Diors sont perméables et permettent l'infiltration des eaux. Le ruissellement y est autorisé quand le sol est saturé ou sa capacité d'infiltration dépassée par l'intensité de la pluie.

Au voisinage du lac Mbeubeuss, les sols deviennent marécageux, salés et hydromorphes.

### 1.2.3 Pluviométrie

La pluie est le premier facteur d'écoulement sous le climat de notre pays et entre dans la formule de détermination des débits à évacuer pour un réseau d'eaux pluviales.

Le régime climatique du Sénégal en général et de Dakar en particulier, se distingue par une saison sèche de neuf mois d'octobre à juin et une saison des pluies de trois mois allant de Juillet à Septembre.

La pluviométrie culmine au mois d'août avec un isohyète annuel variant entre 400 et 500 mm/an.

Le tableau 1 suivant montre les variations mensuelles de la pluviométrie pour la zone de Keur Massar

Tableau 1 Pluviométrie de Keur Massar

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitations mensuelles (mm)	2.9	1.7	0.0	0.0	0.3	12	70	206	157	30	1.1	1.1

### 1.2.4 Hydrographie, Hydrogéologie et Végétation

L'hydrographie est dominée par le lac salé de Mbeubeuss ainsi que l'existence de quelques marigots temporaires au nord-est occasionnés par les inondations.

La nappe d'eau souterraine est assez proche et varie entre des profondeurs de 2 m à 7 m selon les altitudes et la saison.

La végétation est clairsemée et est dominée par les Acacia et un tapis herbacé d'où l'inexistence de la faune, seuls quelques rongeurs et reptiles sont notés.

### *1.3 Aspects Démographiques*

La localité compte environ 60 000 habitants de nos jours avec une densité moyenne de 100 hts à l'hectare.

Le peuplement de la zone remonte à trois siècles lorsque les populations lebous, wolofs et toucouleurs venues respectivement du Cayor et du Fouta s'y implantèrent définitivement en formant le village traditionnel.

Vers 1920, on assiste au phénomène d'exode rural par la migration d'agriculteurs et d'éleveurs ce qui entraîne l'évolution de la population autour du village.

Les années 90 marquent le début d'une migration urbaine du fait de la saturation de la banlieue Pikinoise et de l'engorgement de la ville de Dakar.

La croissance urbaine s'est ainsi retrouvée en avance par rapport à l'urbanisation entraînant une habitation spontanée dans la plupart des quartiers.

Aujourd'hui, la population de Keur Massar est marquée par sa diversité ethnique à l'instar de la région de Dakar en général.

### *1.4 Aspects socio-économiques*

Environ 49,3 % de la population est active. L'espace économique est dominée par les secteurs secondaire et tertiaire. Le secteur primaire est freiné par l'explosion urbaine qui entraîne la réduction des terres cultivables. Cependant il reste quelques fermes agricoles isolées.

Les populations tirent essentiellement leurs revenus des activités informelles surtout au niveau du commerce et de l'artisanat. L'existence de quelques industries telles que la SEDIMA constitue également une aubaine pour la commune car plus de 90 % de la main d'œuvre de l'usine provient de la zone et de ses environs.

En outre, les perspectives de développement pourraient provenir d'un aménagement mieux élaboré de la zone ce qui serait plus propice au développement des activités de commerce ; ainsi que l'appui que l'on pourrait fournir au GIE dans les projets qu'ils entreprennent.

### 1.5 La zone de recasement dans Keur Massar

Située au nord-est de Keur Massar à proximité du lac Mbeubeuss (voir figure 2 et 3), la zone de recasement s'étend sur une superficie de 51 hectares. Le projet de viabilisation initié en 2001 par la Fondation Droit à la Ville et comprenant la voirie intérieure, l'adduction en eau potable, l'électrification et l'éclairage public, est subdivisé en trois tranches. La première tranche est achevée et entièrement habitée, la seconde est entrain d'être occupée, et pour la troisième tranche, les études techniques ont démarré.

Ce projet vise à recaser les populations issues des quartiers irréguliers notamment celle de Pikine. Il est basé sur une approche consensuelle d'avec les populations organisées en G.I.E et contribuant financièrement de manière symbolique, une subvention étant allouée par la République Fédérale d'Allemagne par l'intermédiaire la KfW.

Ce projet rejoint le principe des zones d'aménagements concertées (ZAC) que l'Etat du Sénégal entend promouvoir pour mettre fin à l'habitat spontané.

Cette étude se justifie par l'inexistence de réseaux d'assainissement collectif. De ce fait, les populations ont recours à l'assainissement individuel par un système de fosses septiques souvent réalisées en marge des normes requises. En outre, les eaux pluviales ne sont pas collectées ce qui constitue un danger à long terme du fait des risques d'inondations dus à la densification des populations et au taux important d'imperméabilisation des sols.

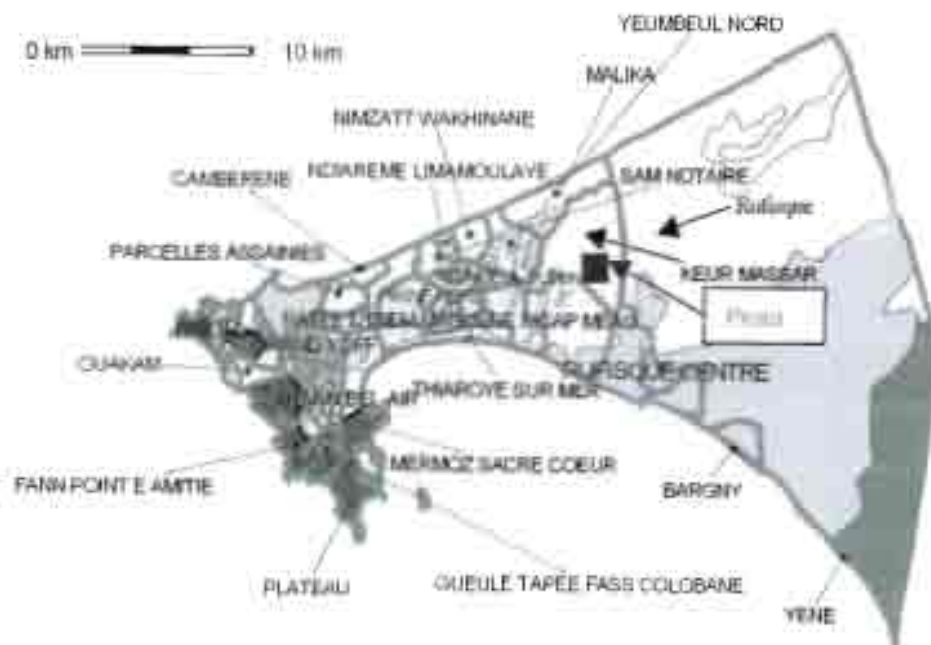


Figure 2: Situation géographique de la zone de projet dans l'agglomération dakaroise



Figure 3 Vue sur la zone de projet

## Chapitre 2 : ETAT DES LIEUX



## 2.1 Equipements et infrastructures

### 2.1.1 La Voirie

La voirie stabilisée est très peu présente sur le territoire communal. Parmi les voies bitumineuses, on note principalement la route des Niayes, celle de Malika et la route de Boune. Les voies au niveau de la zone de projet sont en latérites stabilisées.



Figure 4. Voirie existante dans la Zone de Recasement en latérites stabilisées

### 2.1.2 L'A.E.P.

Keur Massar est assez bien desservie en matière de fourniture et d'accès à l'eau potable. Une conduite d'une longueur de 37 879 mètres alimente la zone. La majorité de la population est branchée directement à cette conduite d'eau de la SDE. Cependant, l'on note encore qu'une partie de la population continue à s'alimenter directement à partir de l'eau de puits ou des « céanes » (puits peu profonds réalisés à partir d'excavations superficielles dans des zones de dépressions où la nappe affleure) et au niveau des bornes fontaines publiques. Ce qui dénote que des efforts importants de raccordement restent à faire dans le domaine de l'alimentation en eau dans la zone.

### 2.1.3 L'Electricité

L'électricité est fournie par la SENELEC grâce à ses centrales de Bel Air et du Cap des Biches. Le linéaire total pour les lignes BT/MT est 98,23 km. Les problèmes identifiés au niveau du réseau concernent surtout l'existence de maisons construites sous les lignes H.T. En outre, l'on note une insuffisance de l'offre par rapport à la demande ce qui occasionne des délestages fréquents.

### 2.1.3 L'Assainissement

Keur Massar ne dispose d'aucun système collectif d'assainissement liquide (eaux usées et eaux pluviales).

L'assainissement individuel des ménages est assuré par des systèmes classiques (fosses septiques, fosses étanches, latrines, etc.). Le système utilisé est fonction des moyens de chaque ménage. Il a été aussi constaté que la majeure partie de ces systèmes d'assainissement individuel ne sont pas conçus dans les règles de l'art. En outre, la plupart des ménages déversent leurs eaux de cuisine et de lessive à même le sol dans la cour ou dans la rue. Ce qui entraîne la pollution de la nappe phréatique (pollution chimique et bactériologique) rendant l'eau des puits impropre à la consommation et augmentant ainsi les risques sanitaires.

En matière d'évacuation des eaux pluviales, Keur Massar est également mal équipé. Certes, les eaux de pluies sont susceptibles de s'infiltrer à cause de la nature sablonneuse du sol ou de stagner dans les cuvettes du nord est ou dans l'emprise du lac Mbeubeuss. Mais, la densification du bâti limite ces infiltrations des eaux de pluies et augmente les risques d'inondations.

La zone est desservie par des camions d'une entreprise privée pour le ramassage des déchets solides. Par ailleurs, la décharge de Mbeubeuss, recevant tous les déchets de la région de Dakar, est située dans le même périmètre. Cette décharge est à l'origine de pollutions très importantes malgré les tentatives d'améliorer sa gestion.



Figure 5: Fosse septique en construction

## 2.2 Le cadre institutionnel

Différents acteurs sont répertoriés dans la zone, cependant dans le cadre de ce projet seuls l'O.N.A.S. et la F.D.V. seront ciblés.

### 2.2.1 L'O.N.A.S.

Succédant à la S.O.N.E.E.S., l'O.N.A.S. a été créé dans le cadre de la réforme du sous secteur de l'assainissement par la loi 96.02 du 02 février 1996. C'est un établissement à caractère industriel et commercial organisé autour de deux directions :

- Direction de l'exploitation
- Direction des études et travaux

Il est chargé de tous les travaux d'assainissement liquide (eaux usées domestiques, industrielles et pluviales) ainsi que de l'assainissement gazeux (fumée d'usine).

Au fur et à mesure de l'établissement des différents partenariats, l'ONAS va recentrer progressivement ses activités autour des tâches prioritaires qu'il ne peut déléguer et sur lesquelles il devrait concentrer ses efforts. Elles sont liées notamment :

- à la mise en place et au renforcement de l'institution ;
- au développement des ressources humaines;
- à l'organisation et à la stratégie du secteur ;
- à la planification et à la gestion du patrimoine et des investissements ;
- à la mobilisation de ressources financières suffisantes pour assurer la viabilité financière du secteur ;
- à la mobilisation d'autres acteurs, au contrôle et à la coordination de leurs interventions.

A sa création, l'O.N.A.S. a été doté d'un statut d'E.P.I.C. jugé le plus approprié à l'institution naissante. Au fur et à mesure du développement du secteur, les contraintes éventuelles liées à ce statut doivent être évaluées et au besoin levées en dotant l'Office d'un nouveau statut lui permettant d'avoir la souplesse requise pour la gestion d'un service public.

### 2.2.2 La F.D.V.

La Fondation Droit à la Ville, opérateur spécialisé dans la restructuration urbaine et la régularisation foncière, est reconnue d'utilité publique par le décret 2000-996 du 11 décembre 2000. Elle a été créée par l'Etat du Sénégal et ses partenaires publics et privés. La fondation a démarré ses activités durant l'année 2001.

En effet, elle prend naissance à la suite du succès rencontré par le projet pilote de Dalifort. Les autorités sénégalaises et leurs partenaires décident alors d'une part, de rompre le monopole de l'Etat dans la restructuration urbaine en impliquant des acteurs privés et d'autre part, de pérenniser les projets et actions isolées par la mise en place d'une structure chargée des opérations de restructuration et de régularisation foncière des quartiers non lotis.

Dans les quartiers où la FDV intervient, les opérations suivantes sont mises en œuvre:

- organisation des ayants droit en GIE ;
- suivi des versements de la contribution financière des ayants droit ;
- restructuration des quartiers ;
- mise en place des infrastructures (voiries, adduction d'eau, électrification et assainissement)
- régularisation foncière matérialisée par la délivrance des titres de propriété aux ayants droit ;



## PARTIE II : EVACUATION DES EAUX

**Chapitre 1 : GENERALITES SUR LES POCEDES ET SYSTEMES  
D'EVACUATION DES EAUX**

### 1.1 Définition

A. l'échelle de la ville, trois objectifs principaux peuvent être imputés à l'assainissement

- Evacuer rapidement et sans stagnation, loin des habitations, tous les déchets d'origine humaine ou animale susceptibles de donner naissance à des odeurs ou à des putréfactions nuisibles pour la santé des habitants ;
- Eviter que les produits évacués puissent, par leur destination finale, souiller le milieu naturel dans des conditions dangereuses non seulement pour les habitants de l'agglomération, mais encore pour d'autres usagers ou pour le personnel chargé de l'exploitation des ouvrages ;
- Evacuer rapidement vers le milieu naturel les eaux de ruissellement pour éviter la submersion des voies publiques, étant entendu toutefois que des inondations resteront possibles en cas d'orages exceptionnels ; ce malgré les prévisions et les calculs sur la probabilité de la période de retour.

Les deux premiers objectifs, collecte et traitement des eaux usées domestiques, visent à la sauvegarde de la santé publique, le troisième cherche à éviter les inondations.

De ce fait, on distingue plusieurs systèmes d'évacuation dont les procédés font l'objet de la section suivante.

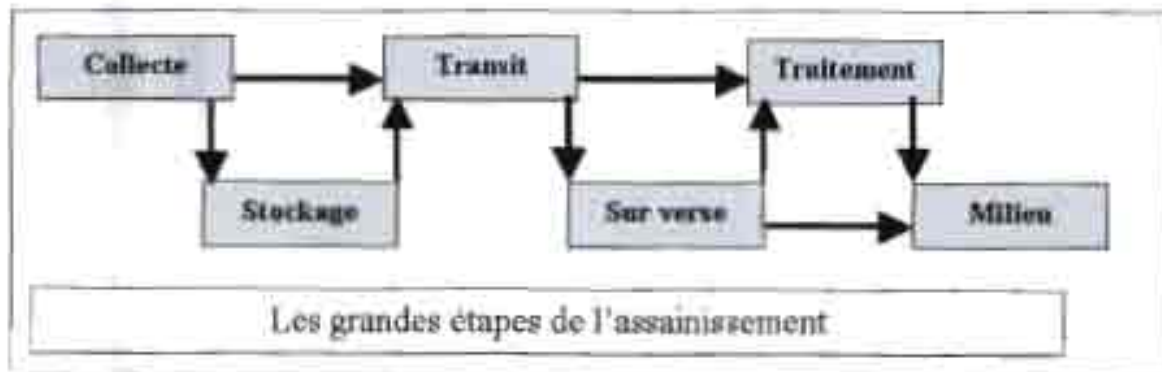


Figure 6. les grandes étapes de l'assainissement.

## 1.2 Les systèmes d'évacuation des eaux usées et eaux pluviales

Deux grands systèmes d'évacuation des eaux usées et eaux pluviales sont essentiellement à retenir:

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

En outre, il existe le système d'assainissement semi-collectif qui tarde à se vulgariser dans nos pays.

### 1.2.1 L'assainissement collectif

L'assainissement collectif désigne tout système d'assainissement effectuant la collecte, le prétraitement, l'épuration, l'infiltration ou le rejet des eaux usées et pluviales des agglomérations raccordées au réseau public d'assainissement.

En assainissement collectif, il existe plusieurs systèmes :

#### 1.2.1.1 Le système unitaire

C'est le véritable « tout à l'égout ». En effet, ce système se caractérise par l'existence d'un réseau unique assurant à la fois la collecte des eaux usées et des eaux pluviales.

Il est généralement équipé de déversoirs d'orage, vannages, etc., permettant en cas de pluies intenses le rejet par surverse d'une partie des eaux dirigées par un évacuateur vers le milieu naturel soit directement, soit après traitement spécifique.

Le système unitaire s'impose lorsqu'il n'y a plus de possibilités de concevoir économiquement un réseau séparatif. Il nécessite souvent des coûts d'investissements élevés et entraîne un autocurage médiocre en temps sec car les vitesses d'écoulement sont faibles. En outre, par temps de pluie le rejet par surverse d'une partie des eaux induit généralement une pollution du milieu récepteur.

Cependant, ce système tire son avantage de sa simplicité puisqu'il suffit d'une seule canalisation dans chaque voie publique et d'un seul branchement par habitation. C'est un système plutôt adapté aux populations à densité importante.

La figure 7 de la page 21 représente une schématisation du système unitaire.



### 1.2.1.2 Le système séparatif

Comme son nom l'indique, le système séparatif consiste à affecter un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et, avec des réserves, certains effluents industriels, alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau.

Comme énoncé plus haut, il s'agit d'un système exigeant deux canalisations et les différents branchements particuliers ou avaloirs sous chaussée doivent être réalisés correctement. En effet, des branchements erronés annulent l'avantage de pouvoir traiter la totalité des eaux usées en station.

On l'adopte surtout lorsque le réseau d'égout existant dans la ville doit reprendre l'extension nécessitée par les zones résidentielles ou industrielles en voies de création. Il convient également pour les petites et moyennes agglomérations. Et surtout, il est le seul concevable lorsque la population est dispersée.

Outre le traitement intégral des eaux usées, nous pouvons noter entre autres avantages :

- L'évacuation rapide et efficace des eaux usées les plus polluées sans aucun contact avec l'extérieur.
- Un fonctionnement performant de la station d'épuration du fait de l'arrivée régulière des eaux à traiter.
- Le recours à des postes de relèvement ou refoulement que la faiblesse du relief imposerait.

La figure 8 de la page 21 illustre un système d'assainissement de type séparatif

### 1.2.1.3 Le système pseudo-séparatif

Il s'agit d'un système intermédiaire entre le système unitaire et celui séparatif. Dans ce système, les eaux pluviales des habitations et des cours riveraines sont envoyées vers le réseau d'eaux usées. La tranche des eaux pluviales provenant de la voirie est quant à elle récupérée par un autre collecteur. On distingue :

- Le système gravitaire :

Dans ce système, les écoulements peuvent être à surface libre ou en charge pendant les événements pluviaux importants. Toutefois, la mise en charge ne peut excéder le niveau de la chaussée sous laquelle est implantée la conduite. Ces réseaux peuvent également être équipés de stations de relèvement des eaux.

- Le système sous pression

Ce système fonctionne en charge d'une manière permanente et sur sa totalité. Il convient particulièrement dans le cas de transport des effluents sur de longues distances sans assurer de desserte en route.

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

Le système pseudo-séparatif est schématisé à la figure 9 de la page 21

#### *1.2.1.4 Le système composite*

Ce système prévoit la dérivation partielle, en vue de leur épuration, des eaux pluviales les plus polluées vers les eaux usées au moyen de divers dispositifs.

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

Le système composite est parfois une variante du système séparatif

#### *1.2.1.5 Les systèmes non gravitaires*

Les systèmes non gravitaires aussi appelés transferts forcés, permettent, dans un réseau d'agglomération à relief varié, d'éviter les sur profondeurs excessives et onéreuses des canalisations. Dans ces conditions, on peut admettre une certaine réduction des dépenses d'investissements dans l'adoption de tels systèmes.

Parmi les systèmes d'assainissement non gravitaires, on peut citer :

- Le réseau sous vide reposant sur un système par dépressions ;
- Le réseau sous pression par aérogénérateur dont le principe repose sur le refoulement par air comprimé ;

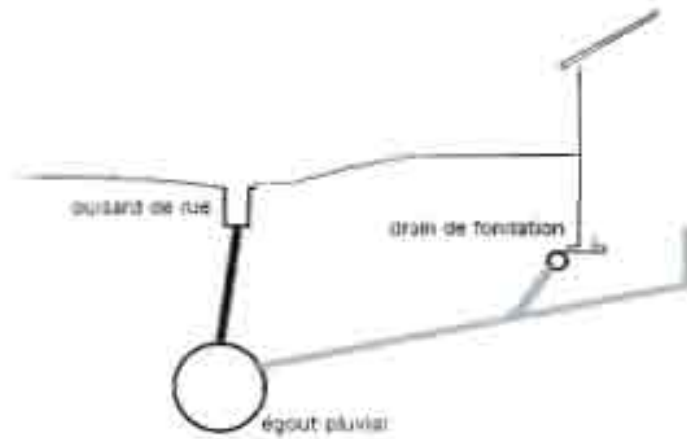


Figure 7 : système unitaire

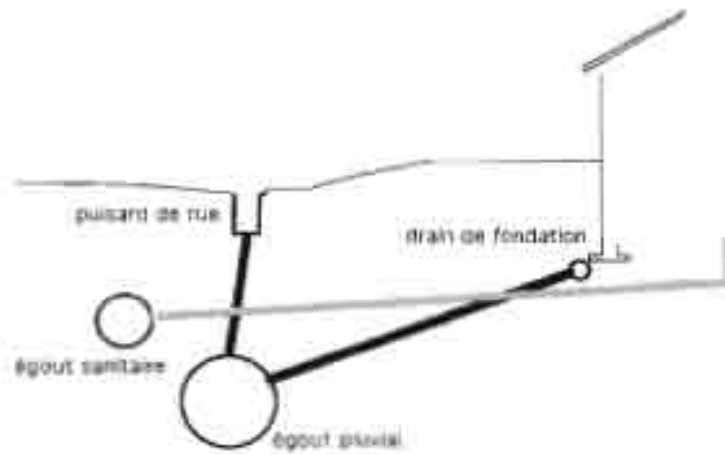


Figure 8 : système séparatif

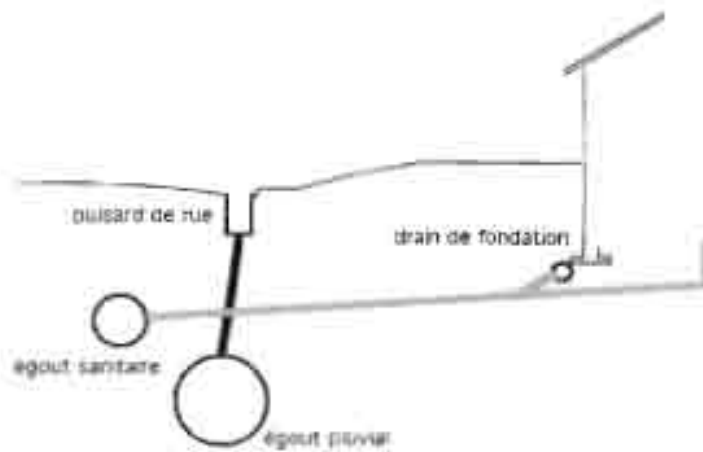


Figure 9 : système pseudo-séparatif

### 1.2.2 L'assainissement autonome

On parle d'assainissement autonome lorsque les rejets d'eaux usées d'une ou de plusieurs habitations, ne sont pas raccordés au réseau public d'assainissement et font l'objet d'un traitement spécifique avant de retourner dans le milieu naturel.

Dans ce procédé, c'est le sol qui assure l'épuration des eaux usées et sert également de moyen d'évacuation de ces dernières ; ceci conformément aux exigences de la santé publique et de l'environnement.

Le pouvoir épurateur du sol s'illustre durant le transit des eaux usées dans le milieu récepteur. En effet, les matières organiques contenues dans les eaux usées sont lentement bio dégradées et recyclées sous forme d'éléments minéraux, constituants naturels du sol susceptibles d'être assimilés par les plantes.

Pour l'infiltration, elle consiste en l'admission des eaux usées prétraitées dans les différentes couches du sol. Elle est indissociable d'avec l'épuration ; une grande perméabilité du sol entraînera une infiltration rapide assurant ainsi une épuration correcte.

L'emploi du système autonome se justifie dans les cas suivants :

- La proximité immédiate du point de rejet
- Les faibles quantités d'eaux usées (en volume et en masse)
- Le caractère strictement privé des équipements; les usagers sont exclusivement responsables des conséquences découlant du rejet de leurs eaux usées.

En outre le site doit être en mesure de remplir un certain nombre de critères à savoir :

- La perméabilité d'un sol qui peut être évaluée par un test de percolation.
- L'hydromorphie du sol, c'est-à-dire la profondeur de la nappe et ses variations, doit être étudiée pour éviter les risques de contamination par les eaux usées. Une profondeur minimale de un mètre est souhaitable.

- La profondeur du substratum qui est considérée comme suffisante à partir de 1 à 1.5 m si le sol possède une granulométrie assez fine et s'il ne présente pas d'horizon imperméable.

- La pente qui peut empêcher l'épuration correcte des eaux en favorisant leur résurgence rapide après infiltration. Ce risque existe dès 10 à 15 % de pente sauf pour des sols particulièrement apte à l'infiltration.

L'assainissement individuel se révèle souvent plus économique que l'assainissement collectif. Cependant, il ne constitue pas une solution définitive à l'échelle de la collectivité où un service de gestion public serait plus indiqué.

### 1.2.3 L'assainissement semi-collectif

Encore appelé système à petits diamètres, le système d'assainissement semi collectif est une technologie d'évacuation d'excrétas qui donne beaucoup d'avantages mais reste encore peu connus dans nos pays. Dans ce système, les eaux domestiques passent d'abord dans les fosses septiques étanches d'interception où les composés organiques subissent une fermentation anaérobie qui les transforme en boue et les particules solides se décantent sous l'action de la gravité. Le filtrat obtenu est exempté de tout déchet solide et est évacué dans le réseau d'égout mis en place à l'occasion pour gagner l'exutoire. Cependant compte tenue de la petitesse des diamètres de la canalisation, l'introduction accidentelle de particules solides dans le réseau peut engendrer des obstructions de conduites et causer un dysfonctionnement total de tout le système mis en place. D'où l'importance capitale de vidanger périodiquement et régulièrement les fosses septiques étanches d'interception. Le système d'assainissement semi collectif par canalisation à petit diamètre est constitué des parties suivantes.

- Les installations sanitaires internes

Elles comportent l'ensemble des installations de la maison qui ont besoin d'eau pour leur fonctionnement, et qui sont destinées à être reliées à la fosse intermédiaire ou au réservoir intercepteur.

- Fosse septique étanche d'interception

Les fosses septiques étanches d'interception sont des réceptacles hermétiques et enterrés de matériel imperméabilisé. Elles sont équipées d'un tuyau d'entrée et d'un autre de sortie de flux muni de cloisons, tés ou d'autres éléments semblables. Ces fosses sont généralement à un ou deux compartiments et permettent la rétention des corps flottants (matières grasses), et la décantation des matières solides lourdes. Elles sont le siège de plusieurs transformations anaérobies de matières organiques. A l'entrée et à la sortie de la fosse, on dispose d'un point d'inspection pour réaliser l'entretien.

- Connexion domiciliaire

Il s'agit d'un tuyau de petit diamètre reliant la fosse étanche d'interception au réseau collecteur du système. Il rassemble toutes les eaux usées domestiques rejetées sans solides.

- Réseau d'écoulement

C'est l'ensemble des tuyaux destinés à recevoir et à conduire l'écoulement des eaux usées des maisons précédemment décantées. Le réseau de collecteur est composé de réseaux principaux et secondaires qui reçoivent l'écoulement des eaux résiduelles directement.

- Organes accessoires du réseau

Ce sont des accessoires destinés essentiellement à la maintenance du réseau. Il s'agit des puits ou fosses de visite, des regards de jonction, des terminaux de nettoyage, des boîtes de passage, des tubes d'inspection et de nettoyage sur le réseau.

- Purgeurs d'air

Ce sont des dispositifs utilisés pour gérer les collecteurs et maintenir les conditions d'écoulement à surface libre. Ils sont installés sur les points hauts du réseau.

- Postes de pompages

C'est l'ensemble des installations destinées à transférer les eaux usées d'un point bas vers un point plus élevé. Les stations de pompage principales sont installées sur la ligne du collecteur et servent à toutes les connexions dans le micro bassin.

- Stations de traitement

C'est l'ensemble des installations destinées à la purification des eaux résiduelles avant de les envoyer au centre de réception.

- Exutoire ou centre de réception

C'est la destination finale des eaux résiduelles traitées. Il s'agit essentiellement des bassins d'infiltration ou de la mer.

L'assainissement semi-collectif est préconisé pour les habitats denses dans des zones isolées.

### *1.3 Choix du système d'évacuation*

Le système retenu porte sur un réseau séparatif où les eaux usées pourront être acheminées vers les stations de traitement indépendamment des eaux pluviales qui sont source de surcharge car drainant des débits plus élevés. Vu l'éloignement de cours d'eau, un système de stockage et de restitution (bassin de rétention) semble être plus adaptée pour l'évacuation des eaux pluviales.

## Chapitre 2 : COLLECTE DES EAUX PLUVIALES

Elles sont encore appelées eaux de ruissellement et proviennent des eaux pluviales mais aussi de celles de lavage des voies publiques et des eaux de drainage. Elles entraînent souvent des déchets organiques et minéraux ainsi que des organismes pathogènes avec elles. Leur évacuation rapide s'impose en raison des risques de submersion dont elles peuvent être la cause dans les zones urbanisées.

## *2.1 Paramètres de dimensionnement*

### *2.1.1 Paramètres hydrologiques*

Avant de passer aux paramètres hydrologiques, il convient de définir l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets en l'occurrence le bassin versant.

#### *2.1.1.1 Le bassin versant*

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

Cependant en hydrologie urbaine, le bassin versant est une surface de ruissellement telle que le réseau qui la draine possède un exutoire, les pertes étant atténuées par l'importance des surfaces imperméables et la réduction du couvert végétal. On parle dans ce cas de bassin versant urbain.

#### *2.1.1.2 Les précipitations*

Les précipitations sont des phénomènes qui entrent dans la composition du cycle de l'eau et regroupent l'ensemble des eaux météoriques tombant à la surface de la terre. Elles se caractérisent par leur aspect et leur forme qui varient dans le temps et dans l'espace. Ainsi, on distingue :

- Les précipitations liquides ou solides (pluie, averse, neige, grêle ...)
- Les précipitations très brèves dans le temps (pluies d'orage)
- Les précipitations persistantes (zones de climat océaniques tempérées)

Leur origine découle du processus de condensation (changement de température et de pression) de l'air. Les traits essentiels à considérer dans ce projet concerne leur intensité et leur durée, ceci à l'échelle de la zone géographique notamment.



### 2.1.1.3 Période de retour

Les projets d'aménagements hydrauliques sont souvent définis par rapport à une averse type associée aux fréquences probables d'apparition.

La période de retour d'une pluie est le temps statistique qu'il faut attendre pour observer la pluie telle que définie, c'est-à-dire sa hauteur de précipitation, son intensité, sa durée.

En considérant une pluie d'intensité  $i$  et de durée  $t$ , si au cours d'une période de  $N$  années, on a enregistré  $p$  fois cette averse, la fréquence de cette averse est :

$$F = \frac{p}{N}$$

Le temps de retour représente alors l'inverse de cette fréquence c'est à dire :

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

Par exemple, si l'on dit qu'une pluie de hauteur 80 mm a une période de retour 7 ans, c'est que cette pluie s'est produite statistiquement à la fréquence d'une fois tous les 7 années. Il est à noter qu'une pluie de période de retour  $X$  années peut arriver plusieurs fois dans une même année.

Le choix d'une période de retour dépend essentiellement des contraintes économiques. Le consensus réside entre l'importance des biens à protéger, les coûts de réalisation et d'entretien des ouvrages et la tolérance sur les dégâts. Le temps de retour considéré dans ce projet est de **10 ans** conformément à la valeur la plus utilisée au Sénégal.

### 2.1.1.4 Le ruissellement

Les méthodes d'évaluation des débits d'eau pluviales reposent sur l'analyse du processus de transformation pluies-débits dont le ruissellement sur le sol constitue un palier. En effet, le bilan hydrologique d'un bassin versant montre que l'averse se répartie en plusieurs proportions comprenant l'évapotranspiration, l'infiltration, l'emmagasinement et enfin la hauteur de pluie nette assurant le ruissellement superficiel direct.

### 2.1.2 Paramètres topographiques

C'est une donnée du site. Elle a un rôle important en ce sens que l'évacuation des eaux de pluies sera plus aisée d'autant plus que la pente du sol sera grande. Si le terrain est très plat les eaux auront tendance à stagner et pour les évacuer de manière gravitaire, il faudra non seulement des canalisations de grandes sections mais aussi que ces dernières s'enfoncent au fur et à mesure dans le sol pour créer une pente ce qui augmente la quantité de déblais et par la même occasion, les coûts.

Le tracé des courbes de niveaux montre un pic de 9.673 m et le point le plus bas est à 0.043 m. la représentation de ces courbes est donnée à la figure 10 de la page suivante.



Figure 10. Courbes de niveaux de la Zone de Recasement

### 2.1.3 Les sous-bassins versants

#### 2.1.3.1 Délimitation des sous bassins

Dans le cas d'un bassin versant urbanisé, le raisonnement est fondé essentiellement sur l'interprétation du profil en long de la chaussée car les pentes hydrauliques sont très voisines de celles du terrain naturel.

La détermination des bassins versants élémentaires s'effectue donc en considérant que les voies publiques recueilleront systématiquement les eaux pluviales provenant des propriétés. La délimitation suit alors les limites séparatives des propriétés ou les lignes de plus grandes pentes.

De ce fait en partant de l'exutoire, les axes de chaussées constitueront les lignes de crêtes et les surfaces des bassins élémentaires seront délimitées par les routes.

La délimitation a donné lieu à 8 sous bassins dont les caractéristiques pourront être définies sur COVADIS.

La délimitation est représentée à la figure 11 de la page 31 suivante.

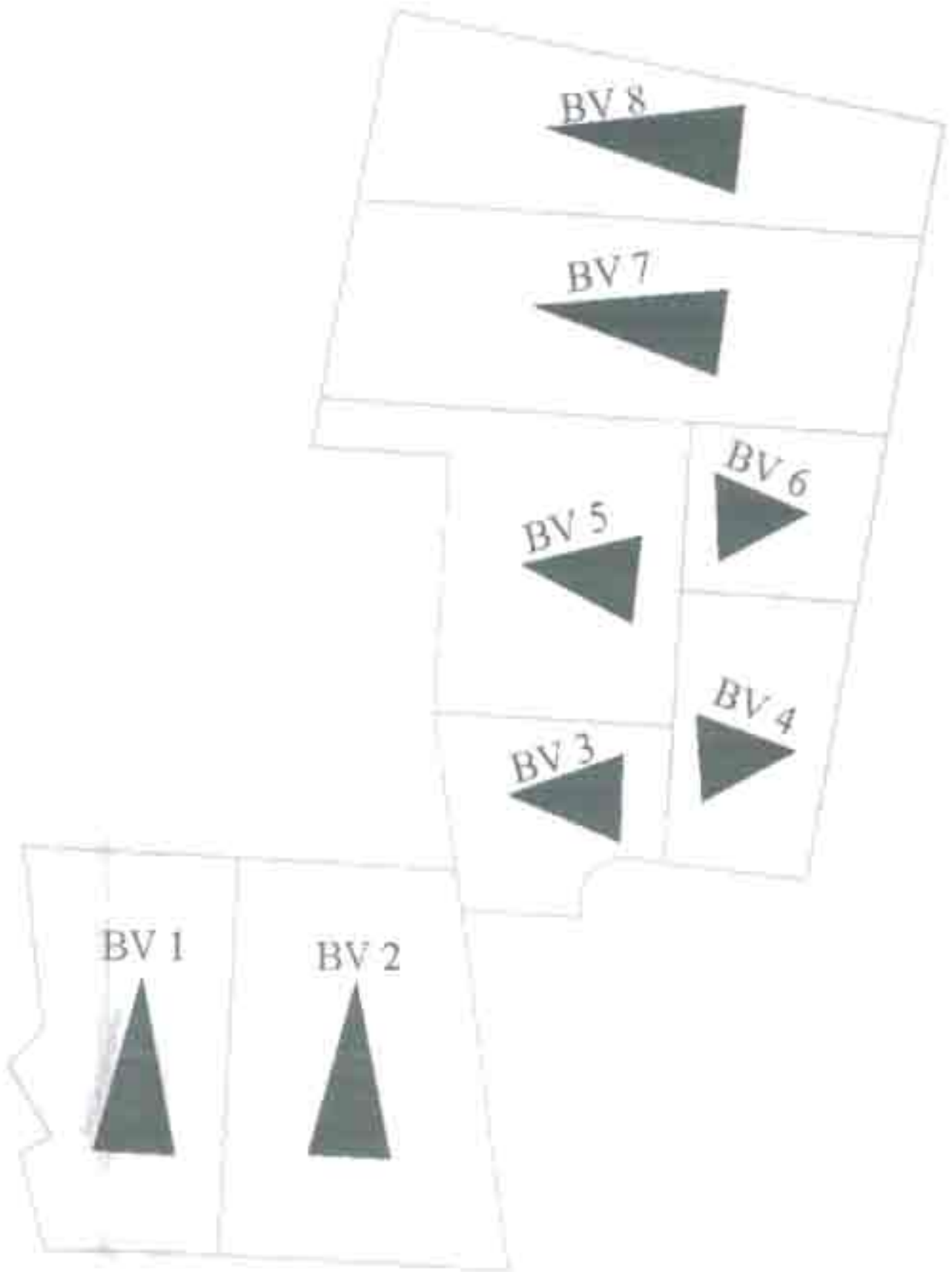


Figure 11: Sous-bassins versants de la Zone de Recasement

### 2.1.3.2 Caractéristiques des bassins versants

Les paramètres topographiques d'un bassin versant sont sa superficie et sa pente moyenne. Toutefois, il conviendra de déterminer le temps de concentration et le coefficient de ruissellement.

#### a) La surface

Le bassin versant étant le réceptacle des eaux précipitées, les débits sont par conséquent proportionnels à la superficie. Les techniques de digitalisation sur COVADIS pourront être utilisées pour évaluer les surfaces des bassins élémentaires.

#### b) La pente moyenne

Il s'agit d'un paramètre très important car donnant des indications sur le temps de concentration. Pour évaluer la pente moyenne, le principe consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données.

Sa valeur approchée s'énonce comme suit:

$$I_m = De \Sigma L / A$$

$I_m$  : pente moyenne (‰)

$De$  : équidistance des courbes de niveaux (m)

$L$  : longueur totale des courbes de niveaux distantes de  $De$  (m)

$A$  : surface du sous bassin versant (km<sup>2</sup>)

#### c) Le temps de concentration

C'est le temps compris entre le début et la fin du ruissellement superficiel. Plus précisément, le temps de concentration désigne la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin entre le point le plus éloigné de l'exutoire et ce dernier. Il est composé de trois termes à savoir :

- le temps d'humectation ( $t_h$ ) qui est le temps qu'il faut à l'imbibition du sol ;
- le temps d'écoulement ou temps d'entrée ( $t_r$ ) où l'eau ruisselle à la surface du sol ;
- le temps d'acheminement ou temps de parcours ( $t_a$ ) pour que l'eau se déplace dans le système de collecte.

$$t_c = t_h + t_r + t_a$$

L'imbibition est caractérisée par une infiltration qui dépend de la nature et de l'occupation des sols, du relief et du degré de saturation ; la vitesse d'infiltration  $K$  étant obtenue par la formule de Darcy.

Le temps de ruissellement ( $t_r$ ) pour que l'eau arrive au premier ouvrage est donné ici par la formule de Terstriep qui est plus adaptée aux bassins versants urbains :

$$t_r = 1.92 L^{0.32} i^{-0.64} f^{0.45}$$

Avec

$t_r$  : temps d'entrée (min)

$L$  : plus long chemin hydraulique (m)

$i$  : intensité de la pluie (mm/h)

$f$  : pente du bassin versant (m/m)

Le temps de parcours ( $t_a$ ) dans le réseau peut être obtenu en utilisant les formules de calcul en écoulement à surface libre d'où

$$t_a = \frac{L'}{60 v}$$

$L'$  : longueur de la canalisation (m)

$v$  : vitesse (m/s)

Le tableau 2 suivant recense les temps d'entrées des différents sous bassins calculés selon la formule de Terstriep

**Tableau 2** : Calcul des temps d'entrée des sous bassins versants

Bassins versants	Surface (ha)	$L$ (m)	Pente (%)	temps d'entrée (min)
BV 1	6,24	343,4	0,59	3,25
BV 2	8,02	343,4	0,59	3,25
BV 3	3,02	203,1	3,76	1,19
BV 4	3,46	145,6	3,09	1,17
BV 5	6,3	219,9	1,93	1,65
BV 6	2,48	105,1	0,73	2,02
BV 7	8,97	521,6	0,69	3,46
BV 8	6,82	517,7	0,48	4,07

## d) Le coefficient de ruissellement

Il représente le rapport entre la hauteur d'eau écoulée et celle précipitée. Il dépend des facteurs topographiques (pentes), géologiques (perméabilité), et pédologiques du bassin versant. Il est fonction également de l'évapotranspiration, de la température et de l'humidité de l'air. Il croît avec la hauteur des averses car de manière générale, le ruissellement pur n'intervient que lorsque l'intensité de l'averse est supérieure à la vitesse d'absorption du sol.

Pour un bassin versant hétérogène, c'est-à-dire comportant plusieurs surfaces de perméabilités différentes, le coefficient de ruissellement s'écrit :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

C peut également s'écrire en fonction du temps par la formule de Bourrier :

$$C = \frac{1}{1+t} P' + \frac{S_s \times t}{100+t} (1 - P')$$

C : coefficient de ruissellement

P' : pourcentage de surfaces imperméables (%)

t : temps écoulé à partir du commencement de l'averse (min)

S<sub>s</sub> : taux de saturation du sol (%)

Cependant, cette formule ne sera pas utilisée dans les calculs car C est supposé indépendant du temps sur le logiciel COVADIS

Il existe une autre formule de calcul de C en milieu urbain :

$$C = \frac{d^{0.5}}{20} + 0.05$$

C : coefficient de ruissellement

d : nombre de logement à l'hectare (log /ha)

Ainsi, dans la Zone de Recasement où existent 1588 parcelles réparties sur 51 hectares, la densité d est de

$$d = \frac{1588}{51} = 31 \text{ log/ha}$$

$$C = \frac{31^{0.5}}{20} + 0.05 = 0.33$$



Les tableaux 3 et 4 donnent des valeurs de C selon le type de surface ou le type d'occupation du sol

**Tableau 3** : Coefficient de ruissellement suivant le type de surface

<i>Nature de la surface</i>	<i>Coefficient de ruissellement</i>
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Toitures et terrasses	$0.75 \leq C \leq 0.95$
Sols imperméables avec végétation	
Pente < 2 %	$0.13 \leq C \leq 0.18$
Pente # 2 à 7 %	$0.18 \leq C \leq 0.25$
Pente > 7 %	$0.25 \leq C \leq 0.35$
Sols perméables avec végétation	
Pente < 2 %	$0.05 \leq C \leq 0.10$
Pente # 2 à 7 %	$0.10 \leq C \leq 0.15$
Pente > 7 %	$0.15 \leq C \leq 0.20$

**Tableau 4** : Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol

<i>Nature de la surface</i>	<i>Coefficient de ruissellement</i>
Commercial	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Résidentiel	
lotissements	$0.30 \leq C \leq 0.50$
collectifs	$0.50 \leq C \leq 0.75$
Habitat dispersé	$0.25 \leq C \leq 0.40$
Industriel	$0.50 \leq C \leq 0.80$
Parcs et jardins publics	$0.05 \leq C \leq 0.25$
Terrains de sport	$0.10 \leq C \leq 0.30$
Terrains vagues	$0.05 \leq C \leq 0.15$
Terrains agricoles :	
drainées	$0.05 \leq C \leq 0.13$
non drainées	$0.03 \leq C \leq 0.07$

D'après les résultats obtenus concernant les valeurs de C calculé ou donné par les tables, la valeur que nous utiliserons dans le calcul sera alors de **40%**.

## 2.2 Modélisation de l'averse

### 2.2.1 Données pluviométriques

Les données pluviométriques seront modélisées en courbes I.D.F. (intensité – durée - fréquence) pour déterminer l'intensité correspondant au débit maximum à l'exutoire.

Ces courbes I.D.F. sont approchées par des formules analytiques dont les plus usuelles sont celles de Montana et de Talbot.

La formule mathématique de Talbot donnant l'intensité d'une pluie en fonction de sa durée s'illustre comme suit:

$$i = \frac{a}{t + b}$$

Avec :

i: intensité maximale de la pluie (mm/h)

t: durée de la pluie (minutes ou heures)

a, b : constantes locales dépendant du lieu et du temps de retour

La formule de Montana est donnée par:

$$i = \frac{a}{t^b}$$

i: intensité maximale de la pluie (mm/h)

t: durée de la pluie (minutes ou heures)

T : temps de retour (années)

a, b: paramètres d'ajustement obtenus à partir de la modélisation des courbes IDF.

Les données pluviométriques fournies pour la région de Dakar figurent dans le tableau 5 suivant:

Tableau 5 : Intensités des averses de la région de Dakar (source : Dr. El Hadj Bamba DIAW)

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

Le tracé des courbes IDF s'est fait à partir d'une programmation sur Matlab qui figure à l'annexe 2 à partir de la page 110.

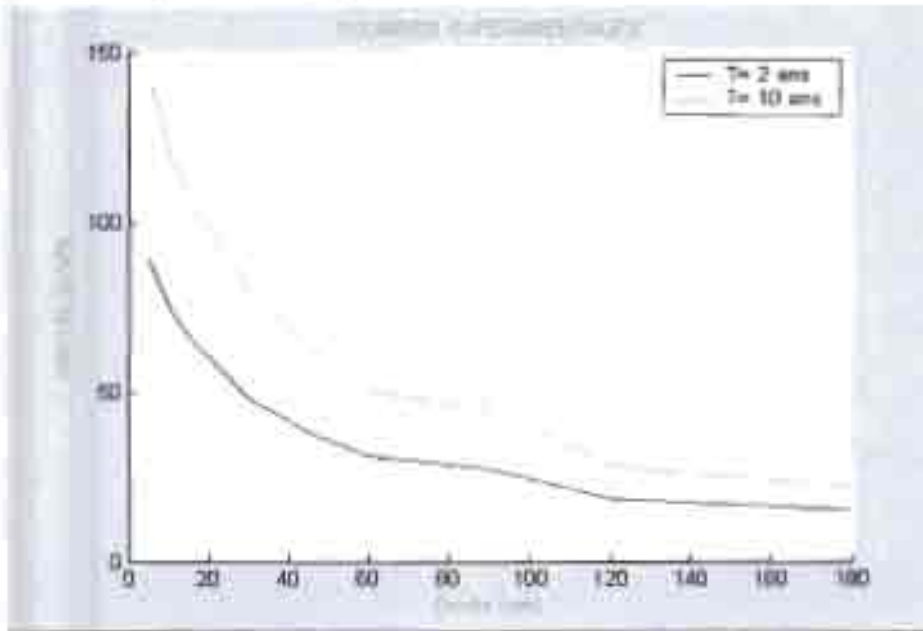


Figure 12: Courbes IDF expérimentales pour la région de Dakar

Ces courbes IDF sont expérimentales, il convient donc de déterminer les paramètres a et b pour le tracé des courbes IDF théoriques. C'est la formule de Montana qui sera utilisée à cet effet.

### 2.2.2 Modélisation des courbes IDF théoriques

La formule de Montana s'écrit :

$$i = \frac{a}{t^b}$$

Cette équation peut être transformée sous la forme d'une écriture logarithmique c'est-à-dire :

$$\log i = \log a - b \log t$$

On pose

$$Y = \log i$$

$$X = \log t$$

$$A = \log a$$

$$B = -b$$

D'où  $Y = A + BX$  qui est l'équation d'une droite

La modélisation de cette courbe pour un temps de retour de  $T = 2$  ans donne :



Figure 13: Courbe représentative de la régression linéaire pour  $T = 2$  ans

Le tracé de la courbe montre des changements de pentes pour les valeurs de  $t$  égales à 60 minutes, 90 minutes et 115 minutes.

Cependant, nous allons considérer l'ajustement de Montana sur deux plages de durée :

- $0 < t < 60$  min
- $t > 60$  min
  - a)  $T = 2$  ans
- $0 < t < 60$  min

Tableau 6: Coefficients de Montana pour Dakar  $T = 2$  ans  $t < 1$  h

$T = 2$ ans	$I$ (mm /h)	$I$ (mm/min)
a	192.624	3.120
b	0.4255	0.4255

- $t > 60$  min

Tableau 7: Coefficients de Montana pour Dakar  $T = 2$  ans  $t > 1$  h

$T = 2$ ans	$I$ (mm /h)	$I$ (mm/min)
a	1024.2	17.07
b	0.8219	0.8219

b)  $T = 10$  ans

**Tableau 8 :** Valeurs de calcul de la regression linéaire pour  $T = 10$  ans

t (min)	I (mm/h)	Log t	Log I
5	143	1.6094	4.9628
10	120	2.3026	4.7875
15	105	2.7081	4.6540
30	80	3.4012	4.3820
45	64	3.8067	4.1589
60	50	4.0943	3.9120
90	45	4.4998	3.8067
120	28	4.7875	3.3322
180	22	5.1930	3.0910

-  $0 < t < 60$  min

**Tableau 9 :** Coefficients de Montana pour Dakar  $T = 10$  ans  $t < 1$  h

T = 10 ans	I (mm /h)	I (mm/min)
a	300.3867	5.006
b	0.4114	0.4114

-  $t > 60$  min

**Tableau 10 :** Coefficients de Montana pour Dakar  $T = 10$  ans  $t > 1$  h

T = 10 ans	I (mm /h)	I (mm/min)
a	3845.1	64.085
b	1.0037	1.0037

Le tracé des courbes IDF réelle et théorique pour un temps de retour de 10 ans donne alors les courbes suivantes représentées à la figure 14:

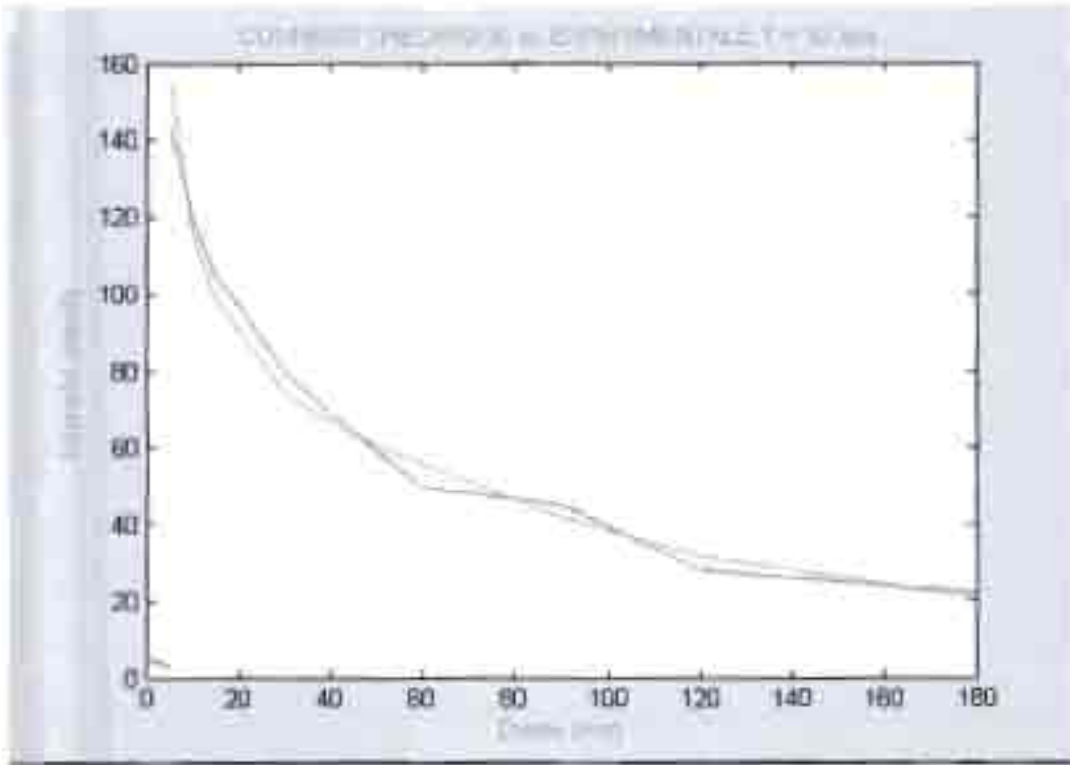


Figure 14 : Courbes IDF réelle et théorique pour T = 10 ans

### 2.3 Méthodes de dimensionnement

Toute étude d'un réseau d'assainissement d'eaux pluviales nécessite en premier lieu la détermination des débits à évacuer à l'exutoire du bassin versant. Les processus physiques de transformations de la pluie en débit sont particulièrement complexes car faisant intervenir de nombreux facteurs (climatiques, temporelles, spatiales, physiques...). Ces difficultés d'analyse ont conduit les ingénieurs en hydrologie urbaine à suivre plusieurs voies dans l'élaboration des formules de calcul des débits pluviaux. On aboutit alors à deux méthodes principales:

- La méthode dite rationnelle qui est la plus ancienne avec une formule de base très simple
- La méthode superficielle de Caquot qui est la plus utilisée.

A ces deux modèles viennent s'ajouter d'autres méthodes qui seront exposées brièvement.

### 2.3.1 La méthode rationnelle

Dans cette méthode, le débit maximal de ruissellement qui arrive à l'exutoire est considéré comme étant proportionnel à la quantité d'eau précipitée sur le bassin versant.

Ce dernier est alors découpé en sous-bassins dont on détermine les caractéristiques principales (surface, pente moyenne, coefficient de ruissellement). L'exutoire de chaque sous bassin est une entrée du réseau. Et, on effectue le calcul de l'amont vers l'aval d'un point d'entrée à un autre.

La détermination du débit de pointe repose alors sur l'estimation du temps de concentration qui permet d'évaluer l'intensité de la pluie par l'intermédiaire des courbes *I.D.F.* Ce débit est ensuite évacué par la conduite immédiatement à l'aval jusqu'au prochain point d'entrée. Le diamètre de la conduite est calculé en utilisant la pente moyenne sous réserve que le niveau de remplissage est connu (pleine section).

La formule rationnelle s'exprime comme suit :

$$Q = \frac{i \times C \times A}{360}$$

Q : débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

C : coefficient de ruissellement

i : intensité de la pluie (mm/h)

A : superficie du bassin versant (ha)

La méthode rationnelle est une méthode très simple dont l'utilisation est indiquée dans les zones drainées et peu étendues (10 à 100 ha) comme par exemple les aéroports et les réseaux d'égouts urbains.

Il convient toutefois de souligner quelques inconvénients :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires isochrones est souvent peu précisée en raison de la difficulté de déterminer le temps de ruissellement entre ces zones et l'exutoire.
- On suppose généralement que le coefficient de ruissellement C est constant alors qu'il est susceptible de varier au cours de l'averse.
- La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement dans le bassin, lequel a pour effet d'étendre la durée de l'hydrogramme.

### 2.3.2 La méthode de Caquot

Cette méthode se base sur les mêmes principes que la méthode rationnelle. En fait, il s'agit de l'une de ses dérivées. Caquot cherche à lever les indéterminations propres aux formules rationnelles en établissant une relation donnant explicitement le débit en se basant uniquement sur les caractéristiques du bassin versant selon la formule :

$$Q = K_c \times I_m^\alpha \times C^\beta \times A^\gamma$$

Q : débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

I<sub>m</sub> : pente moyenne du bassin suivant la ligne d'écoulement (m/m)

A : superficie du bassin versant (m<sup>2</sup>)

C : coefficient de ruissellement

K<sub>c</sub>, α, β, γ : coefficient fonction de la période de retour et la région pluviométrique

$$K_c = \left[ \frac{a}{6(\beta + \delta) \cdot \mu^b} \right]^{\frac{1}{1-b \cdot f}}$$

$$\alpha = \frac{b \cdot c}{1-b \cdot f}$$

$$\beta = \frac{1}{1-b \cdot f}$$

$$\gamma = \frac{b \cdot d + 1 - \varepsilon}{1-b \cdot f}$$

a, b : paramètres d'ajustement issus de la formule de Montana

Pour l'Afrique subsaharienne, ces paramètres sont de :

- $\beta + \delta = 1.4$  ;  $\beta, \delta$  représentent respectivement l'effet de stockage et celui d'écrêtement
- $\varepsilon = 0.05$  ; c'est le coefficient d'ajustement statique
- $\mu = 0.28$  ; coefficient d'ajustement fonction de la forme du bassin versant
- $f = 0.287, c = 0.41, d = -0.51$  Desbordes (1974)

Le calcul des coefficients T = 10 ans et t < 60 min (a = 5.006, b = 0.4114) donne:

$$\alpha = \frac{0.4114 \times 0.41}{1 - 0.4114 \times 0.287} = 0.191$$

$$\beta = \frac{1}{1 - 0.4114 \times 0.287} = 1.134$$

$$\gamma = \frac{-0.4114 \times 0.51 + 1 - 0.05}{1 - 0.4114 \times 0.287} = 0.839$$

$$K_c = \left[ \frac{5.006}{6 \times 1.4 \times 0.34^{0.4114}} \right]^{1.134} = 1.01$$



Le calcul des paramètres de Caquot sur COVADIS donné à la figure 15, engendre les mêmes valeurs que celles déterminées manuellement donc le logiciel est fiable par rapport à ce point.

Région	Année	Mois	Coeff a	Coeff b	Coeff multi	K	Alpha	Beta	Gamma
DAKAR	10	0	5.006	-0.411	1.000	1.010	0.191	1.134	0.841

Figure 15 : Paramètres de Caquot selon COVADIS

Les hypothèses de Caquot sont proches de la réalité dans la mesure où les bassins versants présentent des distributions spatiales homogènes de pente et de coefficient de ruissellement. Ils donnent des résultats relativement corrects et tient compte de la capacité de stockage du réseau d'égouts (ce qui évite le surdimensionnement). Cependant, les différents coefficients obtenus pour un bassin versant donné doivent être ajustés avant de les transposer à un autre bassin.

### 2.3.3 Les autres méthodes

Ces dernières se divisent en trois grandes catégories :

- Les méthodes s'appuyant sur le stockage et le transfert qui sont constituées d'un nombre important de paramètres qui traduisent le passage pluie – débit. Elles nécessitent des ajustements entre les débits calculés et ceux observés.
- Les méthodes globales basées sur des formules empiriques pour la plupart très complexes. Elles se réfèrent au besoin à des observations statistiques ou à des cas de figures pré-établis.
- Les méthodes statistiques qui permettent de prévoir les événements et ainsi de définir les débits maxima, minima et les valeurs moyennes. Ce modèle d'analyse de séries chronologiques est bien adapté aux espaces naturels et à l'étude de cours d'eau.

## 2.4 Dimensionnement du réseau d'eaux pluviales

### 2.4.1 Présentation du module Réseaux D'assainissement du logiciel COVADIS

COVADIS est un logiciel de calcul utilisant l'interface graphique d'Autocad. Il comprend trois modules :

- Le module Topographie
- Le module Voirie et Réseaux Divers
- Le module projets routiers

Le module Réseaux D'assainissement de COVADIS permet de concevoir, de dessiner, de dimensionner et de métrer des projets de réseaux d'eaux pluviales, d'eaux usées et de réseaux secs.

La démarche générale de la conception d'un projet consiste en :

- La création du modèle numérique de terrain à partir des points topographiques levés ,
- Le dessin des bassins versants ;
- Le dessin et la saisie des canalisations (les côtes TN sont intégrées automatiquement à partir du fichier MNT) ;
- La saisie des propriétés des bassins versants aux nœuds amont (les nœuds en amont des bassins versants doivent nécessairement être paramétrés) ;
- La détermination de l'exutoire ,
- Le paramétrage du calcul en posant les contraintes, le type de matériau, la formule de calcul des débits, la formule de calcul des diamètres ;
- Le dimensionnement du réseau ,

### 2.4.1.1 Paramétrage générale

#### a) Modèle numérique de terrain (MNT)

Le paramétrage général commence par la détermination du modèle numérique de terrain sur lequel sera calculés les côtes TN des nœuds du réseau. COVADIS procède à la modélisation du terrain par interpolation linéaire entre deux points ce qui confère moins d'erreurs. Cette modélisation permet ainsi de connaître les coordonnées de tous les points du terrain à partir d'un nombre fini de données.

Tableau 11 - Calcul du MNT

### MNT - STATISTIQUES DU CHARGEMENT ET DU CALCUL

Recapitulatif du chargement	
Nombre de points lrs	9751
Nombre de points lrs à Z = 0	1408
Nombre de points doubles	1
Nombre de points conservés après filtrage	8343
Nombre de points et sommets utilisables	8342
	1 point double
	1 point ignoré au total
Distance moyenne entre points	11.477 m
Coordonnées minimales	71588.778 56866.094 m
Coordonnées maximales	72529.522 58034.197 m
Altitude minimale	0.043 m
Altitude maximale	9.673 m

Périmètre calculé : oui	
Paramètre de hauteur	0.00001
Paramètre de longueur	22.954
Nombre de côtes	101
Nombre de triangles prévus	16581
Périmètre défini : non	

Triangles calculés : oui	
	16581 triangles
	16581 triangles actifs
	0 triangle désactivé
Aire 2D	707597.604 m <sup>2</sup>
Aire 3D	708938.962 m <sup>2</sup>
Triangles définis : oui	
	Dans le calque TN MNT
Echelle de dessin	1.000
Dimensions minimales	71588.78 56866.09
Dimensions maximales	72529.52 58034.20
Altitude minimale	0.043 m
Altitude maximale	9.673 m

b) Bibliothèque des paramètres

Le chemin de cette commande est : cov3D - Dimensionnement - Bibliothèque.

La commande « Bibliothèque » contient les données communes à chaque projet de dimensionnement, regroupées en familles dont il est possible pour chacune de créer, modifier ou supprimer des données. Les onglets représentés sont :

- Coefficients de Montana
- Tuyaux
- Caniveaux/Fossés
- Contraintes et
- Matériaux

La bibliothèque des paramètres s'affiche comme suit à la figure 16:

Region	Année	Mois	Coef. a	Coef. b	Coef. multi	K	Alpha	Beta	Gamma
AGADIZ	10	0	25.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000
CASABLANCA	10	0	4.071	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000	0.000
CASABLANCA	10	0	0.263	0.000	1.000	1.400	0.000	1.000	0.000
DAKAR	10	0	0.811	0.000	1.000	1.700	0.000	1.000	0.000
DAKAR	10	0	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000	0.000
LILLE	5	0	0.000	0.000	1.000	2.000	0.000	1.000	0.000
LILLE	10	0	0.000	0.000	1.000	3.000	0.000	1.000	0.000
PARIS-MONTPELLIER	5	0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000
PARIS-MONTPELLIER	10	0	0.000	0.000	1.000	2.000	0.000	1.000	0.000
REGION1	5	0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000
REGION1	5	0	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000	0.000
REGION1	5	0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000
REGION1	10	0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000
REGION1	10	0	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000	0.000

Figure 16: Bibliothèque des paramètres communs

- L'onglet « Coefficients Montana » affiche les données pluviométriques qui déterminent l'intensité maximale de la pluie selon la période de retour donnée. Dans le cadre de ce projet il a fallu introduire les paramètres pluviométriques relatifs à la région de Dakar calculés plus tôt.

Paramètres

Région/ville : (DAK)

Période de retour

Année: 10      Mois: 0

Coefficients de pluviométrie

Coefficient a : 0.8111      Coefficient b : 0.0000

Coefficient multiplicateur : 1.0000

Coefficients de Capet

K :      Alpha :

Beta :      Gamma :

Ok      Annuler

Figure 17: Création d'un coefficient de Montana

Rappelons que COVADIS réécrit la formule de Montana sous la forme

$$i = a x t^b$$

- L'onglet « Tuyau » représenté à la figure 18 affiche les propriétés des collecteurs circulaires (C) ou ovoïdes (T).

Bibliothèque des propriétés caniveaux											
Coefficients de Manning		Tuyaux		Caniveaux/fossés			Coulottes		Matériaux		
Nom	Type	Diamètre (C) Largeur (T)	Hauteur (mm)	Rayon (mm)	Section (m²)	Épaisseur (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	51.14	2.95		
135A-0800	C	800	0	0.000	0.00	80.0	BA-135A	81.89	2.95		
135A-1000	C	1000	0	0.000	0.00	100.0	BA-135A	144.83	2.93		

Figure 18 : Caractéristiques des conduites

- L'onglet « Caniveaux/Fossés » désigne les caractéristiques des caniveaux et des fossés à section rectangulaire (R) ou trapézoïdale (T). Mais rappelons que dans son dimensionnement COVADIS ne prend en compte que les collecteurs.

Bibliothèque des propriétés caniveaux											
Coefficients de Manning		Tuyaux		Caniveaux/fossés			Coulottes		Matériaux		
Nom	Type	Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Pente (mm)	Grande base (mm)	Section (m²)	Perméabilité (ml)	Épaisseur (mm)	Matériau	Prix (€/ml)	Longueur utile (m)
CR-20-20	R	20.00	20.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0	BA-C	0.20	2.00
CR-30-20	R	30.00	20.00	0.00	3.00	0.00	0.00	1	BA-C	0.30	2.00
CR-30-30	R	30.00	30.00	0.00	3.00	0.00	0.00	1	BA-C	0.30	2.00
CR-40-20	R	40.00	20.00	0.00	4.00	0.00	0.00	1	BA-C	0.40	2.00
CR-40-30	R	40.00	30.00	0.00	4.00	0.00	0.00	1	BA-C	0.40	2.00
CR-40-40	R	40.00	40.00	0.00	4.00	0.00	0.00	1	BA-C	0.40	2.00

Figure 19: Bibliothèques des Caniveaux et fossés

- L'onglet « Matériau » affiche les propriétés des matériaux

Coefficients de Manning		Tuyaux		Caniveaux/fossés			Coulottes		Matériaux		
				Non-coul							
				Non-coul							
BETON ARMÉ				BA						90	
BETON ARMÉ 135A				BA-135A						90	
BETON ARMÉ 90A				BA-90A						90	
BETON CANIVEAU				BA-C						67	
BETON NON ARMÉ				BT						90	
FONTE				FT						90	
POLYCHLORURE DE VINYLE				PVC						100	

Figure 20: Types de matériaux

- L'onglet « Contraintes » affiche les contraintes de calcul à respecter dans la phase de calcul du réseau. Le tableau comprend

- Le nom de la contrainte qui doit être unique ;
- La hauteur de recouvrement minimale au dessus de la génératrice supérieure ;
- La hauteur de chute maximale en un nœud ;
- La profondeur minimale du radier ;
- La pente maximale et celle minimale ;
- La vitesse maximale et celle minimale ;

Nom	Tuyau		Caniveau/canote		Contraintes		Matériau	
	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur min (m)	Pente min (%)	Pente max (%)	Vitesse min (m/s)	Vitesse max (m/s)	
CONTRAINTE-1	1.00	0.50	2.50	0.200	3.000	0.60	3.00	
CONTRAINTE-2	0.00	0.50	1.00	0.200	3.000	0.60	4.00	
CONTRAINTE-3	0.00	0.50	1.00	0.200	3.000	0.60	4.50	
CONTRAINTE-4	0.90	1.00	1.00	0.500	0.700	0.10	5.00	
CONTRAINTE-5	1.00	2.00	3.00	0.200	3.000	0.50	4.50	
CONTRAINTE6	0.00	0.50	0.60	0.200	3.000	0.50	4.50	

Figure 21: Bibliothèque des contraintes

Figure 22: Création d'une contrainte

Les limites permises pour les contraintes sont répertoriés dans le tableau 12 suivant :

**Tableau 12: Limites des contraintes**

Propriétés	Unités	Limites
Hauteur de recouvrement	mètre	0 - 10
Hauteur de chute maximale	mètre	0 - 5
Profondeur minimale	mètre	0 - 10
Pente maximale	%	0.1 - 10
Pente minimale	%	0.1 - 5
Vitesse maximale	mètre/seconde	0.1 - 10
Vitesse minimale	mètre/seconde	0.1 - 5

Les autres caractéristiques concernant les canalisations et les bassins versants notamment seront exposées dans une application dans la suite.

#### 2.4.1.2 Calcul hydraulique

##### a) Méthodes de Calcul

COVADIS calcule les débits des bassins versants en utilisant la méthode rationnelle ou celle de Caquot.

Cependant ces deux méthodes sont marquées par leurs domaines de validité figurant aux tableaux 13 et 14 suivants:

**Tableau 13** Limites de validité de la méthode rationnelle sur COVADIS

Libellé	Mini	Maxi
Pente	0.002 m/m	0.05 m/m
Coefficient de ruissellement	0.2	1
Surface du bassin versant	0 hectares	5 hectares

Tableau 14 : Limites de validité de la formule de Caquot sur COVADIS

Libellé	Mini	Maxi
Pente	0.002 m/m	0.05 m/m
Coefficient de ruissellement	0.2	1
Surface du bassin versant	5 hectares	200 hectares

En outre, le débit calculé selon la méthode de Caquot sera corrigé en le multipliant par le coefficient de forme  $m$  tels que :

$$m = \left( \frac{\text{Allongement}}{2} \right)^{\frac{0.84 \times b}{1 + 0.287 \times b}}$$

Avec

$$\text{Allongement} = \max \left( 0.8, \frac{\text{longueur}}{100 \times \sqrt{\text{surface}}} \right)$$

Parmi les surfaces de bassins versants obtenues, certaines sont inférieures à 5 hectares tandis que d'autres lui sont supérieures. En outre, il n'est pas possible sur COVADIS de calculer les débits en utilisant les deux méthodes en même temps. Pour choisir la méthode de calcul, nous allons procéder à une comparaison des débits obtenus selon la méthode de Caquot et celle rationnelle.

Tronçons		Bassins versants		Débits / Sections			Assemblage		Longueur/collecteur	
N°	Nom	A [ha]	C [%]	I [%]	L [m]	Q rapport	m	Q brut (m³/s)	Q corr. (m³/s)	T (ans)
6	BV 1	6.24	40	0.59	343.4	0.250	1.16	0.875	0.975	10
3	BV 2	8.02	40	0.59	343.4	0.250	1.22	1.022	1.189	10
5	BV 3	3.02	40	3.76	203.1	0.250	1.23	0.734	0.848	10
2	BV 4	3.46	40	3.09	145.6	0.250	1.43	0.773	0.998	10
4	BV 5	6.30	40	1.93	219.9	0.250	1.38	1.040	1.342	10
1	BV 6	2.48	40	0.73	105.1	0.250	1.43	0.549	0.678	10
8	BV 7	8.97	40	0.69	521.6	0.250	1.06	1.125	1.173	10
7	BV 8	6.82	40	0.48	517.7	0.250	1.00	0.899	0.901	10

Figure 23 : Calcul des débits selon la méthode de Caquot

Tronçons		Bassins versants		Débits / Sections			Assemblage		Longueur/collecteur	
N°	Nom	A [ha]	C [%]	I [%]	L [m]	Q rapport	m	Q brut (m³/s)	Q corr. (m³/s)	T (ans)
6	BV 1	6.24	40	0.59	343.4	0.250	1.16	0.000	1.325	10
3	BV 2	8.02	40	0.59	343.4	0.250	1.22	0.000	1.630	10
5	BV 3	3.02	40	3.76	203.1	0.250	1.23	0.000	0.770	10
2	BV 4	3.46	40	3.09	145.6	0.250	1.43	0.000	0.846	10
4	BV 5	6.30	40	1.93	219.9	0.250	1.38	0.000	1.335	10
1	BV 6	2.48	40	0.73	105.1	0.250	1.43	0.000	0.626	10
8	BV 7	8.97	40	0.69	521.6	0.250	1.06	0.000	1.794	10
7	BV 8	6.82	40	0.48	517.7	0.250	1.00	0.000	1.424	10

Figure 24 : Calcul des débits selon la méthode rationnelle



Les bassins versants 3, 4 et 6 ont des superficies de moins de 5 hectares, nous constatons alors que les débits calculés par la méthode de Caquot sont légèrement supérieurs à ceux calculés par la méthode rationnelle pour ces derniers. La méthode de Caquot est donc applicable pour le calcul.

Le diamètre calculé découle des formules de Chézy-Bazin ou celle de Manning-Strickler.

- La formule de Chézy s'écrit :

$$V = C_C (R_h \times I)^{1/2}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s)

$C_C$  : coefficient de Chézy ( $m^{1/2} s^{-1}$ ) qui dépend de :

$K_s$  : la rugosité des parois

$R_h$  : rayon hydraulique (m)

I : pente (m/m)

$i'$  : perte de charge par unité de longueur (m/m)

Ce coefficient peut être estimé à partir de différentes formules tels que :

• La formule de Bazin

$$C_C = \frac{87}{1 + \sqrt{\frac{m'}{R_h}}}$$

$m'$  dépend de la nature des parois

Tableau 15 : valeurs du coefficient  $m'$

Numéro des catégories	Nature des parois	$m'$ ( $m^{1/2}$ )
1	Parois très unies (ciment, bois raboté)	0.06
2	Parois unies (planches, briques, pierres de taille)	0.16
3	Parois en maçonnerie de moellons	0.46
4	Parois de nature mixte (section en terre très régulière)	0.85
5	Canaux en terre (conditions ordinaires)	1.30
6	Canaux en terre, avec fond de galets, parois herbées	1.75

→ La formule de Manning :

La formule de Manning pour le calcul du coefficient de Chezy est plus simple à utiliser. Elle s'énonce par la formule suivante :

$$C_c = \frac{1}{n} R_h^{2/3}$$

n : coefficient de rugosité de Manning ( $\frac{1}{K_s}$ )

Sachant que la vitesse est donnée par la relation :

$$V = \frac{Q}{S}$$

V : vitesse d'écoulement (m/s)

Q : débit (m<sup>3</sup>/s)

S : section de la conduite (m<sup>2</sup>)

La formule de détermination du diamètre devient

$$D = \left( \frac{4^{7/4} \times Q}{\pi \times K_s \times \sqrt{I}} \right)^{4/11}$$

- La formule de Manning quant à elle calcule le débit selon la relation :

$$Q = K_s \times R_h^{8/3} \times \sqrt{I} \times S$$

Q : débit (m<sup>3</sup>/s)

K<sub>s</sub> : la rugosité fonction du type de matériau

R<sub>h</sub> : rayon hydraulique (m)

I : pente (m/m)

S : section de la conduite (m<sup>2</sup>)

Q : débit (m<sup>3</sup>/s)

Pour une conduite circulaire :

$$Q = K_s \times \left( \frac{D}{4} \right)^{8/3} \times \sqrt{I} \times \pi \times \frac{(D)^2}{4}$$

$$Q = K_s \times \frac{(D)^{8/3}}{(4)^{5/3}} \times \sqrt{I} \times \pi$$

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

$$D = \left( \frac{Q}{0.312 \times K_s \times \sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

C'est cette formule qui sera utilisée dans le cadre de ce dimensionnement.

## b) Assemblage de bassins versants

Le calcul du débit à l'exutoire découle d'assemblage de bassins versants qui peuvent être en série ou bien en parallèle. Cette association entraîne un changement des caractéristiques des bassins assemblés.

Ainsi, le tableau 16 ci-dessous présente les méthodes d'assemblage des bassins versants :

Tableau 16 Assemblage de bassins versant

Libellé	$A_{eq}$ (surface équivalente)	$C_{eq}$ (Coefficient de ruissellement équivalent)	$I_{eq}$ (pente équivalente)	$M_{eq}$ (allongement équivalent)
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[ \frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$

2.4.1.3 Problèmes expertisés

Différentes anomalies peuvent surgir lors de la simulation, il convient alors de les lister dans le tableau 17 suivant et d'en expliquer les causes.

Tableau 17 - Problèmes expertisés

Libelle	Problèmes	Causes
<i>Nœuds</i>	Hauteur de recouvrement insuffisante	Hauteur < Hauteur minimale
	Prof De fil d'eau entrée insuffisante	Profondeur < Profondeur minimale
	Chute de fil d'eau trop élevée	Chute > Chute maximale
	Refoulement du fil d'eau	Chute < 0
<i>Tronçon de canalisation</i>	Pente trop faible	Pente < Pente minimale
	Pente trop accentuée	Pente > Pente maximale
	Contre-pente	Pente opposée au sens de l'écoulement
	Hauteur de recouvrement insuffisante	Hauteur de recouvrement < Hauteur de recouvrement minimale
	Enrobage insuffisant sur tout ou une partie de la canalisation	Côte d'enrobage non respectée

## 2.4.2 Dimensionnement proprement dit

### 2.4.2.1 Calcul des conduites principales

Il convient avant de commencer cette partie de procéder à quelques rappels :

- La méthode de Caquot sera utilisée pour le calcul des débits ;
- Les temps de concentration sont déterminés automatiquement et insérés dans le calcul ;
- Un seul réseau de collecte des eaux pluviales a été mis en place (EP 1) du fait de l'existence d'un exutoire unique ;
- Les canalisations ont été mises en place parallèlement aux chaussées ;
- L'écoulement est gravitaire ;
- Le choix porte sur des conduites enterrées à section circulaire et en béton armé

tout en se fixant un curage satisfaisant ;

- Des bouches d'engouffrement destinées à recueillir les eaux de surface seront placées à tous les 50 mètres des tronçons de voiries ;

- Vu la situation globale de la zone dans Keur Massar, il est plus prudent de considérer un déversement des bassins versants adjacents. Ce débit d'apport est pris de manière forfaitaire et est fixé à  $0.25 \text{ m}^3/\text{s}$  ;

Dans un premier temps nous ne considérerons que le réseau principal. Cependant un réseau secondaire destinés à recueillir les eaux de ruissellement sur les chaussées sera dimensionné par calcul semi-automatique sur Excel

Le tracé des canalisations donne le réseau suivant. Il comporte plusieurs tronçons et quinze nœuds dont le dernier constitue l'exutoire.

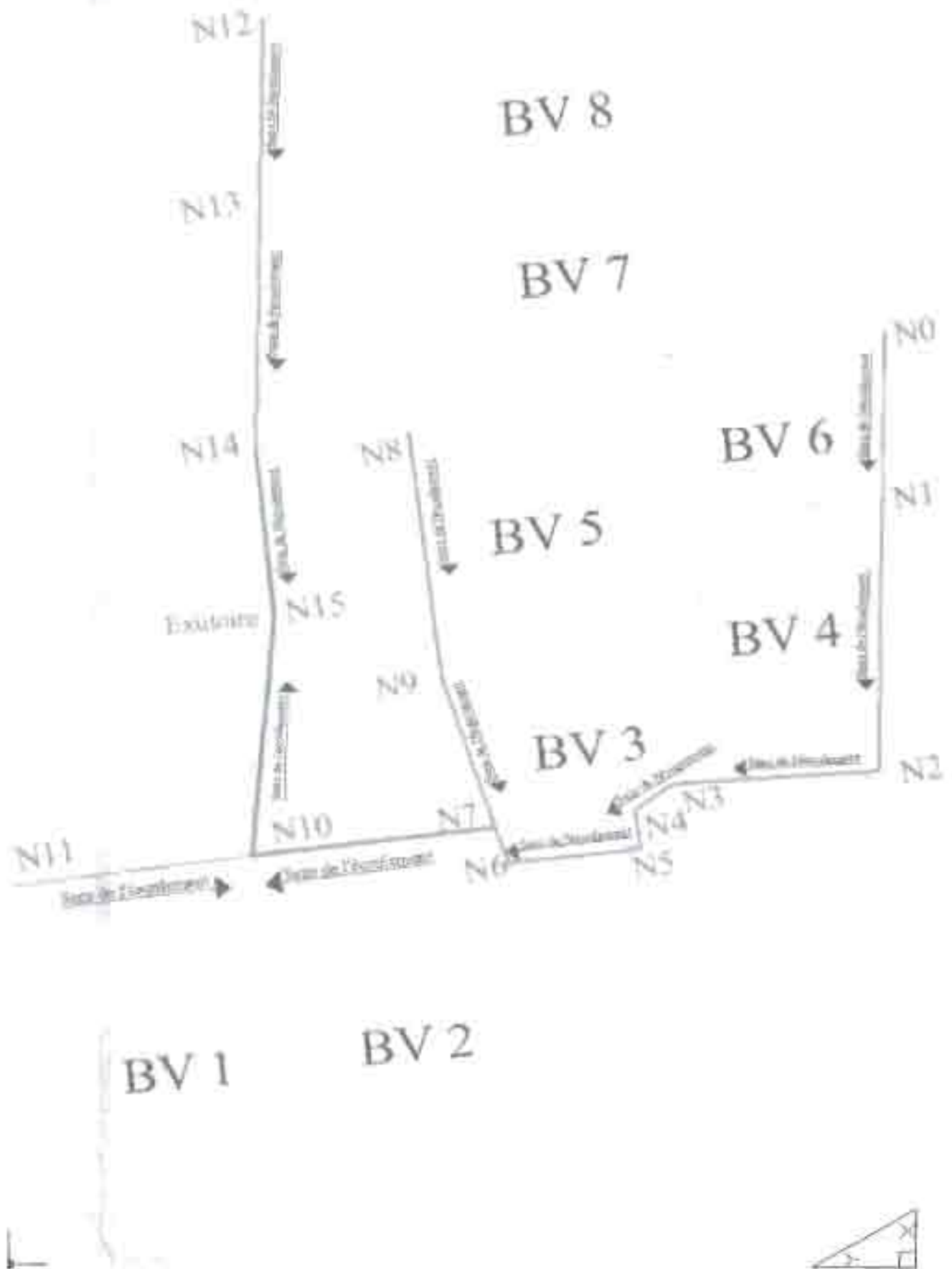


Figure 25 : Dessin des canalisations

### a) Dimensionnement avec le logiciel COVADIS

Nous allons procéder en faisant une application pratique sur un tronçon afin d'exposer le processus de calcul. Le tronçon choisi est N12-N13.

Pour tracer la canalisation, il faut emprunter le chemin suivant : COVADIS 3D, Dimensionnement, Canalisation, Créer.

Une fenêtre demandant la spécification des propriétés de la canalisation, apparaît alors :

Figure 26 : Création de la canalisation

Rappelons que le logiciel utilise le calque MNT calculé plus haut pour la spécification des points.



Figure 27 : Tracé du tronçon N12-N13

Notons aussi que les canalisations sont constituées de plusieurs nœuds reliés par des tronçons. Le tronçon N12-N13 draine le bassin versant 8. Le logiciel affecte directement des numéros aux nœuds et l'ordre de tracé définit le sens de l'écoulement. Cependant, il est possible de procéder à des modifications à sa guise.

Sitôt la canalisation dessinée, une fenêtre de paramétrage apparaît à l'écran. Elle donne des informations concernant les nœuds, les longueurs de tronçons, le type de conduite et de matériau et permet également de fixer les pentes ainsi que les côtes des radiers.



Figure 28 : Paramétrage des nœuds

Les bassins versants sont également paramétrés au niveau des nœuds en faisant un click sur le bouton droit du nœud. Le tableau obtenu permet d'entrer le numéro des nœuds, le nom, la surface, la pente hydraulique et la longueur hydraulique du bassin versant ; le coefficient de ruissellement ainsi que la pluviométrie et le débit d'apport à considérer. La fenêtre permet également de choisir une méthode de calcul du débit.



Figure 29 : Paramétrage des bassins versants



Après la saisie des canalisations, il faut ensuite fixer les paramètres du calcul en adoptant comme chemin : COVADIS 3D, Dimensionnement, Eaux pluviales, Paramétrage du calcul.

Cette fenêtre permet de spécifier les contraintes, le matériau, les méthodes de calcul du débit et du diamètre, le nom du réseau ainsi que le coefficient multiplicateur sur les débits.



Figure 30 : Paramétrage du calcul

Dés lors le dimensionnement peut être effectué en activant l'icône « Calcul des débit/sections » dans « Eaux Pluviales ». Le logiciel demande alors des spécifications concernant la ligne piézométrique puis procède au calcul. Cette ligne piézométrique se définit comme étant la ligne de charge de l'eau s'écoulant dans la conduite en d'autre terme elle représente la perte de charge dans le réseau. Pour un écoulement gravitaire, cette ligne est parallèle à la génératrice inférieure du tuyau.

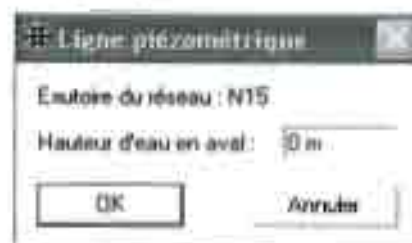


Figure 31 : Ligne piézométrique à l'aval

Les résultats sont alors affichés. Cette fenêtre comprend cinq menus qui sont :

- Le menu « Tronçons » regroupant le nom de la canalisation et les longueurs, les nœuds en amont et en aval, les côtes TN et Radier, la hauteur ainsi que la côte piézométrique

Calcul des débits par Caguit et des données par Manning/Strickler - Réseau : EP 1 - Matériau : BA-135A - Contrainte : CONTRAINTE 2 - Coefficient sur les débits : 100%

Réseau								
Tronçons		Bassins versants		Débits / Sections			Assemblage	Longueur/collecteur
N°	Cana	Amont	Aval	Cote TN (m)	Radier (m)	Hauteur (m)	Peso (m)	Long. 2D(m)
1	CO1	N0	N1	5.92	1.18	4.74	1.96	146.30
			N1	6.07	0.99		1.96	
2	CO1	N1	N2	6.07	0.99	5.49	1.56	242.43
			N2	2.52	0.37		0.99	
3	CO1	N2	N3	2.52	0.37	2.99	0.99	171.66
			N3	9.41	1.06		-0.01	
4	CO1	N3	N4	9.41	1.06	10.47	-0.01	38.04
			N4	7.16	1.21		-0.13	
5	CO1	N4	N5	7.16	1.21	8.37	0.13	35.86
			N5	6.69	1.36		-0.25	
6	CO1	N5	N6	6.69	1.36	8.05	-0.25	109.42
			N6	1.72	1.79		0.61	
7	CO1	N6	N7	1.72	1.79	3.52	0.61	34.05
			N7	1.92	1.86		-0.06	
								777.8

Calcul des débits par Caguit et des données par Manning/Strickler - Réseau : EP 1 - Matériau : BA-135A - Contrainte : CONTRAINTE 2 - Coefficient sur les débits : 100%

Réseau								
Tronçons		Bassins versants		Débits / Sections			Assemblage	Longueur/collecteur
N°	Cana	Amont	Aval	Cote TN (m)	Radier (m)	Hauteur (m)	Peso (m)	Long. 2D(m)
								777.8
8	CO2	N8	N9	1.99	0.63	1.16	1.61	220.97
			N9	2.11	0.36		1.36	
9	CO2	N9	N7	2.11	0.36	1.83	1.06	136.30
			N7	1.92	1.86		0.66	
								368.8
10	CO3	N7	N10	1.92	1.06	3.38	-0.66	201.41
			N10	0.61	-2.27		-1.07	
								201.4
11	CO4	N11	N10	1.03	0.72	1.75	0.03	197.75
			N10	0.61	-2.27		1.07	
								197.8
12	CO5	N10	N15	0.61	2.27	2.67	1.07	213.13
			N15	0.15	-2.69		-1.54	
								213.1
13	CO6	N12	N13	1.45	0.25	1.20	0.66	186.01
			N13	1.49	0.68		0.16	
14	CO6	N13	N14	1.49	0.68	2.48	0.16	216.38
			N14	1.42	1.42		-0.27	
15	CO6	N14	N15	1.42	1.42	2.94	-0.27	148.34
			N15	0.15	-2.69		-1.54	
								530.6
Total								2279.5

Figure 32 : Resultat sur « Tronçons »

- Le menu « Bassins versants »

Le logiciel procède à un récapitulatif de toutes les caractéristiques des bassins versants et les consigne dans un tableau. Ce dernier comprend, l'aire du bassin versant, le coefficient de ruissellement adopté, les pentes et longueurs hydrauliques, le débit d'apport, le coefficient de forme, les débits bruts et corrigés et le temps de retour.

N°	Nom	A (ha)	C (S)	I (‰)	L (m)	G caquot	m	Q brut (m³/s)	Q corr. (m³/s)	T (ans)
6		6.24	40	0.59	343.4	0.250	1.16	0.879	0.879	10
3	BV 2	8.01	40	0.58	343.4	0.250	1.22	1.022	1.189	10
5	BV 3	3.02	40	1.70	203.1	0.250	1.23	0.734	0.848	10
2	BV 4	3.45	40	1.09	145.6	0.250	1.43	0.773	0.988	10
4	BV 5	6.30	40	1.93	219.9	0.250	1.38	1.040	1.342	10
1	BV 6	2.48	40	0.72	106.1	0.250	1.43	0.549	0.678	10
8	BV 7	8.97	40	0.69	521.6	0.250	1.06	1.125	1.173	10
7	BV 8	6.92	40	0.48	517.7	0.250	1.00	0.899	0.901	10

Figure 33 Résultats sur « Bassins versants »

- Le menu « Débits/ Sections »

Il représente le dimensionnement proprement dit car recensant l'ensemble des débits transitant dans les conduites. Pour chaque tronçon donc, le diamètre est évalué, la conduite équivalente choisie et les conditions d'autocurage vérifiées ainsi que les contraintes.

Rappelons que le matériau choisi pour les tuyaux est du béton armé 135A dont la rugosité est égale à  $K = 90$ .

N°	Tronçon	Débit (m³/s)	Diam. (mm)	Collecteur	Pente (‰)	V calc	V PE	Q PE	Contraintes
1		0.678	692	135A-800	0.40	1.35	1.95	0.979	(0)
2	N1-N2	1.428	922	135A-1000	0.40	1.62	2.26	1.774	(0)
3	N2-N3	1.428	922	135A-1000	0.40	1.62	2.26	1.774	(0)
4	N3-N4	1.428	922	135A-1000	0.40	1.62	2.26	1.774	(0)
5	N4-N5	1.428	922	135A-1000	0.40	1.62	2.26	1.774	(0)
6	N5-N6	1.428	922	135A-1000	0.40	1.62	2.26	1.774	(0)
7	N6-N7	1.428	1050	135A-1200	0.26	1.26	1.98	2.040	(0)
8	N8-N9	1.342	984	135A-1000	0.25	1.71	1.79	1.403	(0)
9	N9-N7	1.842	787	135A-1000	1.55	2.35	4.44	3.491	(0)
10	N7-N10	2.608	1486	135A-1500	0.28	2.04	2.09	3.695	(0)
11	N11-N10	0.975	794	135A-800	0.28	1.94	2.72	1.369	(0)
12	N10-N15	4.454	1636	135A-1800	0.20	1.75	2.36	6.015	(0)
13	N12-N13	0.901	690	135A-800	0.75	1.75	2.46	1.337	(0)
14	N13-N14	1.722	1126	135A-1200	0.20	1.52	1.98	2.040	(0)
15	N14-N15	1.722	950	135A-1200	0.66	1.52	1.73	4.220	(0)

Figure 34 Résultat sur « Débits/Sections »

Les diamètres obtenus varient entre 800 mm et 1800 mm, ces résultats nous semblent acceptables pour des conduites d'eaux pluviales car les débits à évacuer sont importants.

- Le menu « Assemblage »

Suivant le schéma qui lui est donné, le logiciel COVADIS procède à des assemblages en parallèle ou en série de bassins versants afin de déterminer le débit équivalent.

Tronçons	Bassins versants	Débits / Sections	Assemblage	Longueur/collecteur			
N°	Nom	A (ha)	C (%)	i (%)	L (m)	Q appoi	Q (m³/s)
1	BV6	2.48	40	0.73	105.1	0.250	
E	BV1	6.24	40	0.59	343.4	0.250	0.975
7	BV8	6.82	40	0.48	517.7	0.250	0.901
9	S2(BV 5+BV 3)	9.32	40	2.98	423.0	0.500	1.042
4	BV 5	6.36	40	1.93	213.9	0.250	1.347
2	S1(BV 6+BV 4)	5.94	40	1.46	250.7	0.500	1.420
8	S4(BV 8+BV 7)	15.78	40	0.58	1039.3	0.500	1.722
3	S3(S1/S2+BV 2)	22.28	40	1.17	765.4	1.250	3.001

Figure 35 : Résultat sur « Assemblage »

- Le menu « Longueur/Collecteur »

Ce dernier menu contient le récapitulatif de toutes les canalisations, leurs diamètres commerciaux, les linéaires totaux et procède également à un calcul de mètre pour déterminer le coût des collecteurs. Notons que les prix utilisés sont en euros.

Tronçons	Bassins versants	Débits / Sections	Assemblage	Longueur/collecteur		
N°	Carre	Collecteur	Long 3D (m)	Prix (€/lin)	Coût (€)	Nb Col
1	CO1	135A-1000	507.4	144.83	86017.9	204
		135A-1200	34.0	196.40	6681.4	12
		135A-2000	146.2	93.09	13640.0	50
			<b>727.6</b>		<b>107222.0</b>	
2	CO2	135A-1000	358.5	144.83	51795.3	129
			<b>358.5</b>		<b>52195.3</b>	
3	CO3	135A-1500	201.4	294.82	59541.6	85
			<b>201.4</b>		<b>57541.6</b>	
4	CO4	135A-0800	117.8	93.09	10974.3	34
			<b>117.8</b>		<b>10974.3</b>	
5	CO5	135A-1000	213.1	0.00	0.0	73
			<b>213.1</b>		<b>0.0</b>	
6	CO6	135A-1200	364.6	196.40	71531.5	125
		135A-0800	160.0	93.09	15097.6	57
			<b>524.6</b>		<b>87719.1</b>	
Total		135A-0800	610.1	93.09	47910.0	175
		135A-1000	966.3	144.83	138763.1	322
		135A-1200	388.7	196.40	76366.9	127
		135A-1500	201.4	294.82	67541.6	89
		135A-1000	213.1	0.00	0.0	73
			<b>2229.6</b>		<b>322858.4</b>	

Figure 36 : Résultat sur « Longueur/Collecteur »

Il convient maintenant de vérifier le résultat obtenu sur le tronçon N12-N13, en faisant le calcul manuel.

Le tronçon N12-N13 draine le bassin versant 8 dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 18: Caractéristiques du bassin versant BV 8

Bassin versant 8	Aire (ha)	Coefficient de ruissellement (%)	Longueur hydraulique (m)	Pente hydraulique (%)
	6.82	40	517.7	0.48

a) Vérification du débit

$$Q = 1.01 \times \left(\frac{0.48}{100}\right)^{0.191} \times 0.4^{1.134} \times 6.82^{0.839}$$

$$Q = 0.645 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Coefficient de forme

$$\text{Allongement} = \max\left(0.8, \frac{517.7}{100 \times \sqrt{6.82}}\right)$$

$$\text{Allongement} = \max(0.8, 1.982) = 1.982$$

$$m = \left(\frac{1.982}{2}\right)^{\frac{0.84 \times (-0.4114)}{1 + 0.287 \times (-0.4114)}}$$

$$m = 1.0035$$

- Débit corrigé

$$Q_m = m \times Q$$

$$Q = 1.0035 \times 0.645$$

$$Q = 0.647 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit d'apport est de :

$$Q_{\text{apport}} = 0.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total est alors :

$$Q_t = Q_m + Q_{\text{apport}}$$

$$Q_t = 0.647 + 0.25$$

$$Q_t = 0.897 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le logiciel trouve un débit de  $0.901 \text{ m}^3/\text{s}$ , le résultat est donc acceptable.

b) Vérification du diamètre

Le diamètre est calculé selon la formule de Manning-Strickler avec une rugosité de 90 et une pente de la canalisation de 0.75% :

$$D = \left( \frac{0.901}{0.312 \times 90 \times \sqrt{0.0075}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0.689 \text{ m}$$

Le logiciel trouve un diamètre de 690 mm ce qui est conforme aux calculs.

c) Vérification du niveau d'eau

Le diamètre commercial choisi est de 800 mm

$$Q_{ps} = K_s \times \left( \frac{D}{4} \right)^{5/3} \times \sqrt{I} \times \pi \times \frac{(D)^2}{4}$$

$$Q_{ps} = 90 \times \left( \frac{0.8}{4} \right)^{5/3} \times 0.0075^{1/2} \times \pi \times \frac{0.8^2}{4}$$

$$Q_{ps} = 1.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{0.901}{1.34} = 0.672$$

D'après la table dont nous disposons

$$\frac{Q}{Q_{ps}} = 0.672 \rightarrow \frac{V}{V_{ps}} = 1.07 \text{ et } \frac{H}{D} = 0.6$$

$$V_{ps} = 1.07 \times V$$

$$V = 1.07 \times \frac{4Q}{\pi D^2}$$

$$V = 1.07 \times \frac{4 \times 0.901}{\pi \times 0.69^2}$$

$$V = 2.6 \text{ m/s} < V_{max}$$

et

$$H = 0.6 \times D$$

$$H = 0.6 \times 0.8$$

$$H = 0.48 \text{ m}$$

Les résultants obtenus à partir du calcul concordent alors avec ceux du logiciel. Ce dernier est donc fiable vis-à-vis du dimensionnement d'un réseau d'eaux pluviales

### 2.4.2.2 Dimensionnement du réseau secondaire

Le réseau secondaire sera constitué de caniveaux destinés à recueillir les eaux de ruisselant sur le profil transversal des chaussées et les acheminer vers le réseau de collecte par l'intermédiaire des bouches à avaloir. Le profil choisi pour les caniveaux sera trapézoïdal.

En effet, cette section se révèle plus optimale que celle rectangulaire. En outre, elle confère une mise en œuvre plus pratique.

La section optimale fait référence à un débit maximum, ce dernier étant proportionnel au rayon hydraulique. Ainsi, d'après la formule de Manning:

$$Q = K_s \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I} \times S$$

Les caractéristiques d'une section trapézoïdale sont

- La section mouillée ( $m^2$ ) :

$$S = ly + e_t y^2$$

y : le tirant d'eau (m)

$e_t$  : le coefficient d'écartement des talus ( $\cotg\theta$ )

- Le périmètre mouillé (m) :

$$P_m = l + 2y\sqrt{1 + e_t^2}$$

$$P_m = \frac{S}{y} - e_t y + 2y\sqrt{1 + e_t^2}$$

- Le facteur M :

$$M = 2\sqrt{1 + e_t^2} - e_t$$

- Le rayon hydraulique (m)

$$R_h = \frac{S}{P_m}$$

- La largeur en fond du canal (m)

$$l = y(M - e_t)$$

- La largeur en surface (m) :

$$L = y(M + e_t)$$

- La revanche (m) :

$$r = 0.2 + 1.5 Q^{1/3}$$

Le critère de maximisation du débit entraîne celle du rayon hydraulique qui est inversement proportionnel au périmètre mouillé.

$$\begin{aligned}\frac{dP_m}{dy} &= 0 \\ \frac{dP_m}{dy} &= -\frac{S}{y^2} - e_t + 2\sqrt{1+e_t^2} = 0 \\ \frac{dP_m}{dy} &= -\frac{S}{y^2} + M = 0 \\ S &= My^2 \\ R_h &= \frac{y}{2}\end{aligned}$$

Si l'on revient à la formule de calcul du débit :

$$\begin{aligned}Q &= K_s \times \left(\frac{y}{2}\right)^{2/3} \times My^2 \times \sqrt{I} \\ y &= \left(\frac{2^{2/3} \times Q}{K_s \times M \times \sqrt{I}}\right)^{3/8}\end{aligned}$$

$K_s$  : coefficient de rugosité égal à 75 pour les canaux en béton

$I$  : pente canal fixée à 0.2‰ (‰)

$\theta$  : Angle talus dont la valeur optimum est de  $60^\circ$  ( $^\circ$ )

$$e_t = \cotg(60^\circ) = 0.577$$

$$M = 2\sqrt{1 + 0.577^2} - 0.577 = 1.732$$

Le calcul du réseau secondaire figure à l'annexe 3 à partir de la page 129.

## 2.5 Bassin d'infiltration

### 2.5.1 Présentation générale

Les prescriptions techniques stipulent que les eaux pluviales ne devraient en principe être dérivées vers les stations d'épuration sous peine d'entraîner la surcharge de ces derniers. Une des solutions idéales concernant leur évacuation consiste alors à les infiltrer directement sur le site d'où la mise en place de bassins d'infiltration.

Les bassins d'infiltration sont donc destinés à contenir les eaux de pluie et de ruissellement générées par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site. Ils sont de deux types :

- Le bassin d'infiltration stricte où le bassin est l'exutoire du réseau pluvial ; la totalité des eaux de pluie et de ruissellement collectées est alors infiltrée ;
- Le bassin de rétention infiltrant qui assure à la fois une fonction d'infiltration et de régulation du débit vers l'exutoire ;



Les bassins d'infiltrations sont constitués d'un ouvrage d'alimentation, d'une zone de stockage, et dans le second cas d'un ouvrage de régulation.

Ces ouvrages confèrent beaucoup d'avantages dont :

- Une très bonne intégration paysagère de par leur aspect plurifonctionnel (espaces verts, aire de jeu, aire de détente...);
- Une conservation d'espaces verts en zone urbaine (zones humides pouvant abriter une faune et une flore);
- Une dépollution efficace des eaux pluviales par décantation dans le bassin puis par filtration et interception dans le sol;
- Une réalimentation de la nappe phréatique.

Ils comportent cependant quelques inconvénients parmi lesquels nous pouvons citer :

- Une emprise foncière pouvant s'avérer importante;
- Des dépôts de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes générés sont très faibles;
- Des dépôts de flottants. Ceci dépend de la nature des eaux retenues dans le bassin.
- Des risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien;
- Une nécessité d'une conception soignée et d'un entretien régulier;
- Une possible contamination des nappes phréatiques par une éventuelle pollution accidentelle.

Le dimensionnement de ces bassins repose sur la capacité d'infiltration du sol c'est-à-dire une perméabilité satisfaisante de ce dernier pour permettre l'infiltration des eaux dans un laps de temps acceptable.

La mise en œuvre d'un bassin d'infiltration est conseillée dans les cas :

- d'absence d'exutoire naturel;
- de perméabilité du sol favorable;
- de présence d'une nappe phréatique;
- d'une emprise disponible.

Ils sont utilisables aussi bien en milieu urbain, périurbain ou rural.

Pour la conception, la structure se compose :

- D'un écran en géotextile qui est fonction de la destination du bassin et du type d'eau retenue ;
- D'une amenée d'eau afin d'éviter une érosion prématurée ;
- De talus de faible pente (pour faciliter l'entretien), stabilisés par végétation ou enrochements, etc. ;
- Une rampe d'accès jusqu'en fond de bassin sera prévue pour assurer un entretien mécanique ;
- Un système de mise à l'air.

La pente en fond de bassin devra être faible pour rassembler les eaux au centre et en faciliter leur infiltration.

L'exutoire devra être muni éventuellement de clapet de décharge, d'un orifice de régulation, d'une surverse de sécurité.

### 2.5.2 Essai Porchet

Le choix d'un bassin d'infiltration sur un site est indiscutablement lié à la perméabilité du sol sur ce dernier. La méthode de Porchet est un essai permettant d'évaluer la conductivité hydraulique des sols. Bien qu'elle ne donne pas des résultats exacts en valeur absolue, la méthode de Porchet reste très satisfaisante du point de vue ordre de grandeur et est très commode d'emploi sur le terrain.

Pour l'interprétation des résultats, nous nous reporterons aux statistiques données par le génie Rural

$K < 10^{-6}$ m/s	sol imperméable
$10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-6}$ m/s	sol peu perméable
$5 \cdot 10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-5}$ m/s	sol perméable
$K > 5 \cdot 10^{-5}$ m/s	sol très perméable

La méthode de Porchet se caractérise par sa simplicité d'utilisation et les quantités d'eau utilisées restent raisonnables. Il existe cependant d'autres méthodes de mesure de la capacité d'infiltration d'un sol telle que la méthode de Muntz.

L'essai peut être effectué en réalisant un trou circulaire ou un trou parallélépipédique.

### 2.5.2.1 Essai Porchet sur trou parallélépipédique

Plusieurs principes sont possibles, mais la variante exposée ici consiste à :

- Creuser un trou de 80 cm sur 80 cm au minimum et d'une profondeur minimum d'un mètre ;
- Relever les dimensions exactes de la fouille (longueur, largeur, profondeur) ;
- Remplir la fosse d'eau afin de saturer le terrain, puis attendre que toute l'eau ait été absorbée ;
- Renouveler cette opération et mesurer l'abaissement de l'eau dans la fouille en fonction du temps, tous les quarts d'heure lors de la première heure, puis toutes les heures ;

La résolution analytique donne alors la formule suivante adaptée à une fosse parallélépipédique :

$$K = \frac{-R_h}{60 \times (t_2 - t_1)} \times \ln \left( \frac{H - P_2 + R_h}{H - P_1 + R_h} \right)$$

$$\text{Avec } R_h = \frac{S_{plane}}{P_{plan}} = \frac{L \times l}{2(L+l)}$$

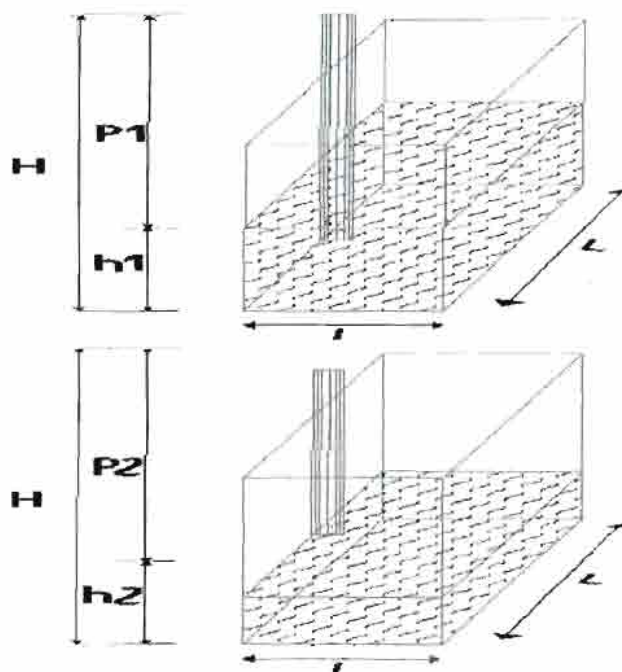


Figure 37: Schématisation de l'essai de Porchet sur trou parallélépipédique

2.5.2.2 Essai Porchet sur trou cylindrique

Le principe est à peu près le même sauf qu'ici la profondeur du trou doit être au moins égale à 2 fois le rayon. Rappelons que la conductivité hydraulique est obtenue à partir de la loi de Darcy qui s'énonce :

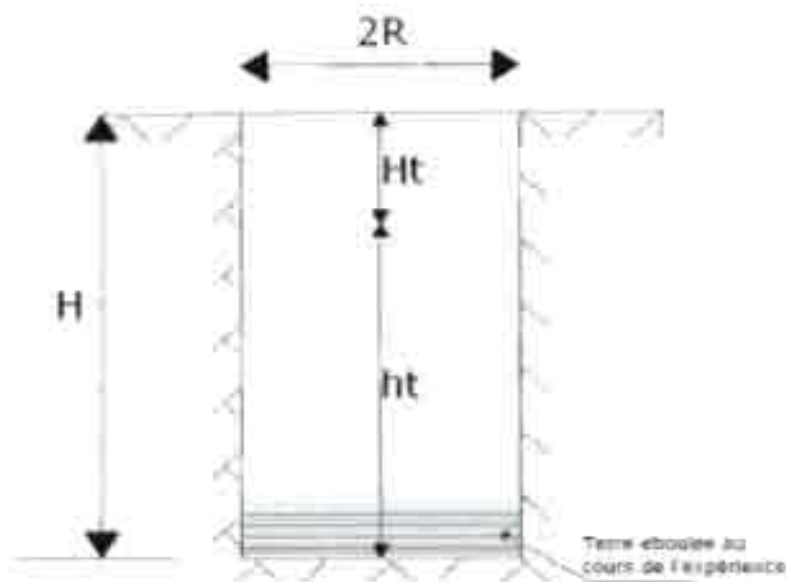
$$Q = K \times S \times i'$$

Où

K : coefficient de perméabilité (m/s)

S : surface d'infiltration (m<sup>2</sup>)

i' : gradient hydraulique (m/m)



Schématisation essai Porchet

Figure 38: Schématisation de l'essai de Porchet sur trou cylindrique

La surface d'infiltration est égale à la somme de la surface des parois et celle du fond, soit :

$$S = 2\pi R h + \pi R^2$$

R : rayon (m)

h : profondeur (m)

En admettant que le gradient hydraulique est égal à 1, on obtient :

$$Q = K \times S = K \times (2\pi R h + \pi R^2)$$

$$Q = 2\pi R K \left( h + \frac{R}{2} \right)$$

Or le débit est fonction du temps ce qui entraîne :

$$Q = -\pi R^2 \frac{dh}{dt}$$

Le signe (-) s'explique par le fait que h diminue en fonction du temps

Si on pose l'égalité, alors

$$2\pi RK \left(h + \frac{R}{2}\right) = -\pi R^2 \frac{dh}{dt}$$

$$\frac{2K}{R} dt = -\frac{dh}{\left(h + \frac{R}{2}\right)}$$

En intégrant, on obtient

$$\frac{2K}{R} t = -\log \left(h + \frac{R}{2}\right) + Cste$$

À t = 0, h = h<sub>0</sub> = H d'où

$$Cste = \log \left(H + \frac{R}{2}\right)$$

$$\frac{2K}{R} t = -\log \left(h + \frac{R}{2}\right) + \log \left(H + \frac{R}{2}\right)$$

$$\log \left(h + \frac{R}{2}\right) = -\frac{2K}{2.3R} t + \log \left(H + \frac{R}{2}\right)$$

Qui est de la forme :  $Y = At + B$

Ceci est l'équation d'une droite où A représente la pente, donc la perméabilité est donnée par :

$$K = -\frac{2.3 \times A \times R}{2}$$

#### 2.5.2.3 Réalisation de l'essai Porchet sur site

Pour évaluer la perméabilité des sols sur le site de la zone de recasement, nous avons eu à recourir à l'essai de Porchet.

Pour cela, un trou cylindrique de 10 cm de diamètre et de 45 cm de profondeur a été creusé à l'aide d'une tarière.

Les résultats après 2 heures de mesure sont portés sur le graphique suivant gradué linéairement en abscisses et à l'échelle logarithmique en ordonnées.

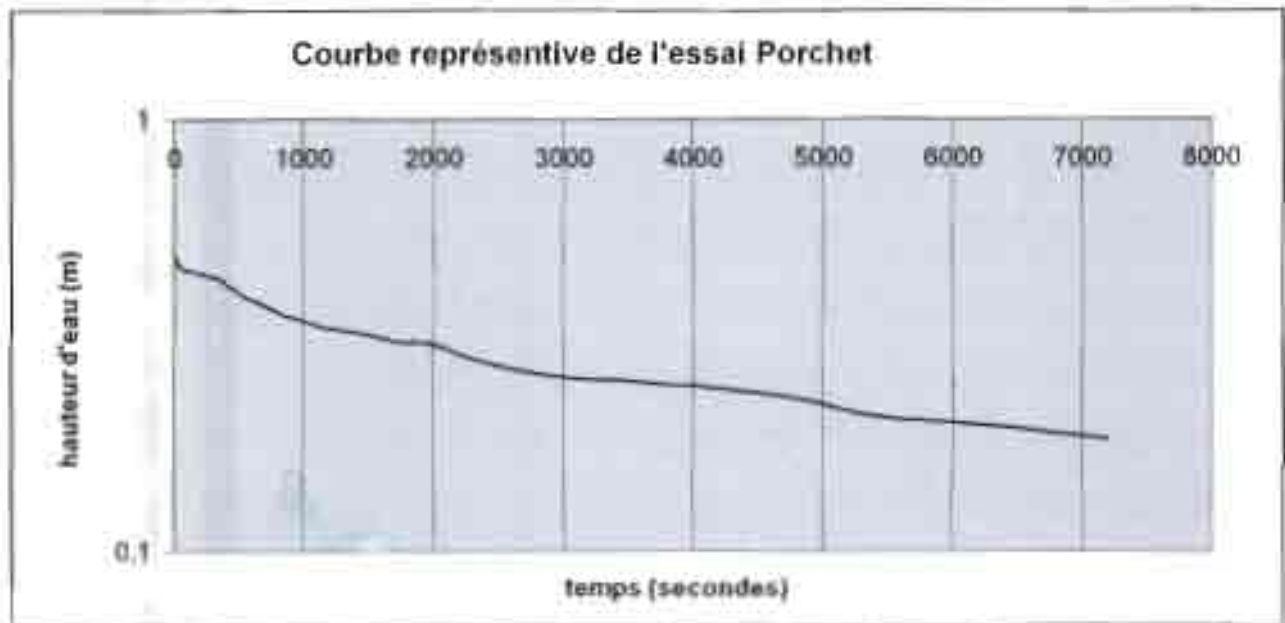


Figure 39 : Représentation graphique de l'essai Porchet

La courbe de tendance donne alors l'équation suivante :

$$Y = -1,329 \cdot 10^{-4} t + 0,47$$

$$\text{D'où } A = -1,329 \cdot 10^{-4}$$

$$K = - \frac{-1,329 \cdot 10^{-4} \times 2,3 \times 0,05}{2}$$

$$K = 7,64 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$5 \cdot 10^{-6} < K < 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Le sol est donc perméable et par conséquent propice à l'installation d'un bassin d'infiltration.

### 2.5.3 Dimensionnement du bassin d'infiltration

Quelque soit la technique retenue et l'exutoire possible, un stockage des eaux de pluie avant rejet est nécessaire. Il existe plusieurs méthodes pour déterminer ce volume d'eau à stocker. Celle qui sera utilisée ici est la méthode des « volumes » qui est la plus recommandée.

Cette méthode repose sur l'exploitation d'un abaque représentant les courbes de la hauteur précipitée  $h(t, T)$  pour une période de retour ( $T$ ) donnée et une région donnée en fonction du débit spécifique  $q$  (mm/h).

Le bassin d'infiltration sera placé au niveau de l'exutoire dans la zone boisée qui s'étend sur une superficie de 4,79 hectares.

Les données nécessaires vont être exposées au fur et à mesure du calcul.

### 2.5.3.1 Surface d'infiltration (S)

Elle est choisie arbitrairement et représente la surface horizontale en fond de bassin. Dans le cas présent, la surface d'infiltration est fixée à **1.5 hectares**.

### 2.5.3.2 Le débit de fuite (Q)

Le calcul du débit de fuite fait appel au coefficient de perméabilité selon la relation suivante :

$$Q = 1000 \times K \times S$$

Q : débit de fuite (l/s)

K : coefficient de perméabilité du sol (m/s)

S : surface d'infiltration (m<sup>2</sup>)

$$Q = 1000 \times 7.64 \cdot 10^{-6} \times 1.5 \cdot 10^4$$

$$Q = 114.6 \text{ l/s}$$

### 2.5.3.3 La surface active (S<sub>a</sub>)

La surface active de ruissellement représente le produit de la surface totale du bassin versant par son coefficient d'apport (C<sub>a</sub>) qui est prise égale au coefficient de ruissellement (C) lorsque le temps de retour ne dépasse pas **10 ans**.

$$S_a = C \times S_{\text{bassinversant}}$$

$$S_a = 0.4 \times 51$$

$$S_a = 20.4 \text{ ha}$$

### 2.5.3.4 Le débit spécifique (q)

Il est obtenu en écrivant le débit de fuite en fonction de la surface active selon le rapport :

$$q = 3600 \times \frac{Q}{S_a}$$

$$q = 3600 \times \frac{114.6}{20.4 \cdot 10^4}$$

$$q = 2.02 \text{ mm/h}$$

### 2.5.3.5 La capacité spécifique de stockage ( $h_a$ )

Le débit spécifique obtenu, il convient de se reporter sur l'abaque en traçant la verticale jusqu'à atteindre la courbe correspondant à la période de retour des averses contre lesquelles on souhaite de protéger. La lame d'eau équivalente au volume à stocker est alors lue en ordonnées.

Ainsi pour  $q$  donné, on a :

$$h_a = 29 \text{ mm}$$

### 2.5.3.6 Le volume d'eau à stocker ( $V$ )

Il correspond à celui du bassin tels que :

$$V = \frac{S_a \times h_a}{1000}$$

$$V = \frac{20.4 \times 10^4 \times 29}{1000}$$

$$V = 5916 \text{ m}^3$$

Le bassin d'infiltration s'étendant sur une surface de 1.5 hectares, la profondeur calculée est alors de :

$$P = \frac{V}{S} = \frac{5916}{1.5 \times 10^4} = 0.394 \text{ m}$$

$$P \approx 40 \text{ cm}$$

Nous pouvons alors considérer les dimensions suivantes :

Tableau 19: Dimensions du bassin d'infiltration

<i>Bassin d'infiltration</i>	
Longueur (m)	300
Largeur (m)	50
Profondeur (cm)	40

Le toit de la nappe variant entre 1.5 mètre et 2 mètres dans cette section, donc la distance minimale d'un mètre entre la base de l'ouvrage et le niveau des plus hautes eaux est respectée.



## Chapitre 3 : COLLECTE DES EAUX USEES

### *3.1 Nature des eaux usées*

L'eau consommée par les populations est ensuite rejetée à l'état polluée. L'assainissement des eaux usées consiste à collecter et à traiter cette eau en vue de parer à tout risque de déséquilibre écologique, de contamination des eaux souterraines ou superficielles de consommation et de maladies des habitants.

Les eaux usées se répartissent en différents groupes :

#### *3.1.1 Les eaux usées domestiques*

Il s'agit de celles produites à l'intérieur des habitations. On distingue les eaux usées ménagères provenant des cuisines et salles de bains (lessive, vaisselle...) ; elles sont souvent chargées de graisse, détergents et de débris organiques. Les rejets issus des toilettes sont les eaux vannes ; elles sont essentiellement constituées de matières organiques et de germes fécaux.

#### *3.1.2 Les eaux usées industrielles*

Ces eaux proviennent de rejets industriels. D'une manière générale, elles ne doivent pas être admises dans le réseau d'assainissement car elles sont susceptibles de contenir des substances toxiques. Du fait de leur caractère particulier, un prétraitement et une mise en place de réseaux spéciaux sont plus recommandés.

Il n'est pas prévu d'infrastructures ou d'industries grandes consommatrices d'eau dans le site, par conséquent le calcul des rejets d'eaux usées se fera au prorata des habitants de la zone de recasement.

### *3.2 Estimation des débits de rejets*

La détermination des flux rejetés constitue une étape fondamentale dans l'étude de l'assainissement d'une zone. Cette évaluation est à corréliser avec la quantité d'eau consommée par les populations. Toutefois, il faudra noter qu'une partie seulement de ces eaux rejoint les égouts domestiques. Les eaux servant pour l'arrosage et l'extinction des incendies étant répertoriées dans l'égout pluvial.

Dans les pays africains, on adopte souvent un coefficient de rejet de 80 %.

Tableau 20 Critères de dimensionnement réseau de collecte et d'évacuation

Dénomination		Valeurs
<b>Collecteurs</b>		
Débit d'eau usée spécifique ( $q_{EU}$ )	[l/hab/j]	$0,8 \cdot q_{ms}$
[à partir de la consommation d'eau spécifique donnée ( $q_{ms}$ )]		
Débit d'eau usée moyen ( $Q_m$ )	[l/s]	$P \cdot q_{EU}$
[où P = le nombre de la population du bassin versant total de la section à dimensionner (y compris les populations des bassins versants voisins d'où la section à dimensionner reçoit des eaux usées par d'autres conduites)]		
Coefficient de pointe ( $C_p$ )	[-]	$1,5 + 2,5/Q_m^{1/2}$
où $Q_m$ = débit moyen en $m^3/h$		
Débit de projet ( $Q_c$ )	[l/s]	$C_p \cdot Q_m$ [l/s]
[où - $Q_m$ débit d'eau usée moyen = le nombre de la population (P) du bassin versant <b>total</b> de la section à dimensionner (y compris les populations des bassins versants voisins d'où la section à dimensionner reçoit des eaux usées par d'autres conduites) <i>multiplié par le débit d'eau usée spécifique (<math>q_{EU}</math>) et par le coefficient de pointe (<math>C_p</math>)</i> calculé à partir du nombre de population du bassin versant <b>total</b> de la section à dimensionner]		
Rugosité absolue par la méthode de Manning	- tuyau en PVC	0,01
Diamètre de tuyau min	[mm]	DN250
Vitesse de flux min	[m/s]	0,4
Vitesse de flux max.	[m/s]	3,0
Remplissage max. des collecteurs	DN $\leq$ 300 mm	0,5DN
	DN = 350-600 mm	0,7DN

Dénomination	Valeurs	
Pente min max.	[‰]	3-30 : Collecteurs primaires 5-30 : Autres collecteurs
Couverture min.	[m]	0,80
Profondeur maximale recommandée du fil d'eau	[m]	3,50
<b>Regards de visite</b>		
Distance max. entre les regards	DN ≤ 300 mm	35
	300 < DN ≤ 500 mm	[m] 45
	DN > 500 mm	60
Distance moyenne (calculée) entre les regards dans les zones d'habitation		30
Dimension minimale intérieure (regard visitable)	[mm]	800
Cunette du regard	- hauteur	[m] DN ≥ 500 → H <sub>min</sub> = 0,5 m DN < 500 → H <sub>min</sub> = DN
	- pente	[‰] 10 ± 2
Angle de raccordement		dn/DN ≥ 0,5 → < 67,5° dn/DN < 0,5 → < 90°
Angle de raccordement min. - max.		30° - 90°

### 3.3 Dimensionnement du réseau

Les hypothèses de dimensionnement sont :

- Le réseau d'eaux usées est tracé selon le même profil que celui de l'eau pluvial .
- Seules les conduites principales seront dimensionnées .
- Les conduites seront de section circulaire et en PVC de coefficient K égal à 100 .
- La consommation journalière per capita est de 60 l/j/ha .
- Le débit de rejet journalier est estimé à 80% .
- Le débit d'infiltration est pris égal à 10% du débit calculé.

#### 3.3.1 Données de calcul

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.

Figure 40: Calcul du débit d'eaux usées

### 3.3.2 Facteur de pointe

Le facteur de pointe se calcule par la formule du génie Rural, soit:

$$p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_m}}$$

Où

a est égale à 1.5 et exprime la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque  $Q_m$  croit vers l'infini

b est égale à 2.5 et représente la valeur croissante lorsque  $Q_m$  tend vers zéro.

$Q_m$  est le débit moyen journalier des rejets exprimé en l/s

### 3.3.3 Estimation de la population

L'accroissement retenu pour l'estimation de la population future est de type géométrique

D'où la population future s'écrit :  $P_f = P_p \times (1 + r)^N$

$P_p$  : population actuelle (hbs)

r : taux d'accroissement annuel (%)

N : nombre d'années

La zone de recasement compte 1588 parcelles et l'horizon retenu pour le projet est de 15 ans soit à l'année 2023. En outre, les études démographiques au Sénégal montrent un taux d'accroissement annuel de la population de 2.5%.

La population future sera calculée proportionnellement aux bassins versants délimités dans le réseau d'eaux pluviales. Par exemple pour le bassin versant BVI qui compte 258 concessions, nous avons :

- Population actuelle:

$$P_p = 258 \times 9 = 2322 \text{ hbs}$$

- Population future:

$$P = 2322 \times (1 + 2.5\%)^{15} = 3363 \text{ hbs}$$

Ainsi la population est évaluée sur chaque bassin versant et les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous

Tableau 21: Population de la zone à l'horizon du projet

<i>Bassin Versant</i>	<i>Surface (ha)</i>	<i>Population Actuelle</i>	<i>Population Future</i>
BV1	6,24	2322	3363
BV2	8,02	2853	4132
BV3	3,02	927	1343
BV4	3,46	1179	1708
BV5	6,3	846	1225
BV6	2,48	1854	2685
BV7	8,97	2448	3545
BV8	6,82	1575	2281

3.3.4 Illustration sur le tronçon R0-R1

Ce tronçon draine le bassin versant BV 6 qui est caractérisé par une population de 2685 habitants, une consommation d'eau de 60l/j/ha et une pente de la canalisation de 0.4%.

Le matériau choisi pour les conduites étant le polychlorure de vinyle d'où une rugosité de 100.



Figure 41: Calcul du débit d'eaux usées pour le tronçon R0-R1

Le logiciel a donné les résultats suivants obtenus en cliquant sur l'icône «imprimante».

#### RAPPEL DES METHODES DE CALCUL

$$\text{DebitMoyen} = \text{Nb\_Equiv\_Hab} * \text{Consommation\_Eau} / 86400$$

$$\text{Coefficient\_de\_pointe} = \text{coeff\_a} + \text{coeff\_b} / \text{Debit\_Moyen}$$

$$\text{Debit\_domestique} = \text{Debit\_Moyen} * \text{Coefficient\_de\_pointe}$$

$$\text{Debit\_Industriel} = \text{Surface\_Lotie} * \text{Conso\_Ind} * 1000 / 86400$$

#### USAGE DOMESTIQUE

Equivalents habitants : 2685 hab

Consommation domestique : 60 l/hab/j

Coefficient de pointe a : 1.5

Coefficient de pointe b : 2.5

#### USAGE INDUSTRIEL

Surface lotie : 50 ha

Consommation industrielle : 0 m<sup>3</sup>/j/ha

DEBIT CALCULE / SAISI : 6.21 l/s

Coefficient de Manning-Strickler : 100

Pente : 0.00400 m/m

DIAMETRE CALCULE : 115.3 mm

#### 3.3.5 Calcul des diamètres sur Excel

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

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



Pour les écoulements en charge et gravitaire la formule de Manning est la plus utilisée. Cette formule s'écrit pour le débit:

$$Q = \frac{R_h^{2/3} \times \sqrt{I}}{n} \times S$$

Avec

Q : débit (m<sup>3</sup>/s)

n : coefficient de rugosité de Manning

S : section (m<sup>2</sup>)

I : pente de la canalisation (m/m)

R<sub>h</sub> : rayon hydraulique (m)

Le coefficient de rugosité n prend en considération les pertes dues aux jonctions, aux branchements latéraux et à la rugosité du matériel. Les valeurs suivantes sont à appliquer:

Tableau 22: Coefficient de rugosité de Manning pour des matériaux

n	Cas en Considéré
0.010	PVC
0.013	Béton
0.011	Acier

Le diamètre s'obtient donc à partir du débit par la relation :

$$D = \left( \frac{Q \times n}{0.312 \times \sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

Les diamètres obtenus sont tous inférieurs au diamètre minimum prescrit qui est de 250 mm. C'est ce dernier qui sera alors retenu comme diamètre commercial. Les résultats sont répertoriés dans le tableau 23 de la page 84 en même temps que les conditions d'autocurage dont on s'apprête à parler

### 3.3.6 Conditions d'autocurage

Lorsqu'il s'agit d'un réseau séparatif où l'on ne bénéficie aucunement de chasses pluviales, d'autres conditions doivent être vérifiées :

- à pleine section ou à demi-section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de minimum de 0,60 m/s ;
- pour un remplissage égal aux 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,30 m/s ;

Pour vérifier la capacité d'autocurage du réseau projeté, on opère en deux temps :

- on cherche à évaluer les valeurs correspondant aux deux conditions et
- on compare les débits, afin de vérifier si la troisième condition est remplie ou non.

On doit également respecté une vitesse maximale des eaux usées de 4 m/s pour limiter l'abrasion et, par conséquent, la dégradation à l'intérieur des conduites.

Les résultats sont consignés dans le tableau 23 suivant pour un rapport  $H/D = 0.2$ . Les autres résultats figurent à l'annexe 6 à partir de la page 143.

Les eaux collectées sont destinés à être traitées à la station d'épuration de Rufisque, mais cette disposition n'est que provisoire car l'installation d'une nouvelle station serait plus indiquée.

Tableau 23. Récapitulatif des calculs et conditions d'autocourage pour Y/D égale à 0.2

Nœuds	Tronçons	Pop (hts)	Q (l/s)	1,1 Q (l/s)	D <sub>95</sub> (mm)	Long. (m)	D <sub>c</sub> (mm)	Pente (%)	Q <sub>cr</sub> (l/s)	V <sub>cr</sub> (m/s)	V/V <sub>cr</sub> (0,2)	Q/Q <sub>cr</sub>	V (m/s)
N0-N6	R0-R1	2685	6,21	6,83	115,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,14	0,62
	R1-R2	2685	6,21	6,83	115,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,14	0,62
	R2-R3	2685	6,21	6,83	115,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,14	0,62
	R3-R4	2685	6,21	6,83	115,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,14	0,62
	R4-R5	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,10	0,62
	R5-R6	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,10	0,62
	R6-R7	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,10	0,62
	R7-R8	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,10	0,62
	R8-R9	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,10	0,62
	R9-R10	1708	4,5	4,95	102,2	36	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,10	0,62
	R10-R11	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,10	0,62
	R11-R12	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,10	0,62
	R12-R13	1343	3,73	4,10	95,3	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,08	0,62
	R13-R14	1343	3,73	4,10	95,3	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,08	0,62
	R14-R15	1343	3,73	4,10	95,3	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,08	0,62
	R15-R16	1343	3,73	4,10	95,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,08	0,62
	R16-R17	4132	8,53	9,38	129,9	37,5	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,19	0,62
	R17-R18	1225	3,4	3,74	92	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,08	0,62
	R18-R19	1225	3,4	3,74	92	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,08	0,62
	R19-R20	1225	3,4	3,74	92	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,08	0,62
R20-R21	1225	3,4	3,74	92	35	250	0,4	48,89	1,00	0,62	0,08	0,62	
N6-N7	R21-R22	1225	3,4	3,74	104,8	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,11	0,31

Nœuds	Tronçons	Pop (Hts)	Q (l/s)	1,1 Q (l/s)	D <sub>0</sub> (mm)	Long (m)	D <sub>1</sub> (mm)	Pente (%)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	V/V <sub>ps</sub> (0,2)	Q/Q <sub>ps</sub>	V (m/s)
N8-N9	R32-R31	1225	3,4	3,74	100,5	36,5	250	0,25	38,65	0,79	0,49	0,10	0,38
	R31-R30	1343	3,73	4,10	73,9	36	250	0,25	38,65	0,79	0,49	0,11	0,38
	R30-R29	1343	3,73	4,10	73,9	35	250	0,25	38,65	0,79	0,49	0,11	0,38
	R29-R28	1343	3,73	4,10	73,9	35	250	0,25	38,65	0,79	0,49	0,11	0,38
	R28-R27	1343	3,73	4,10	73,9	35	250	0,25	38,65	0,79	0,49	0,11	0,38
	R27-R26	4132	8,54	9,39	141,9	37	250	0,25	38,65	0,79	0,49	0,24	0,38
N9-N7	R26-R25	4132	8,54	9,39	141,9	35	250	1,55	96,25	1,96	1,22	0,10	2,38
	R25-R24	4132	8,54	9,39	141,9	35	250	1,55	96,25	1,96	1,22	0,10	2,38
	R24-R23	4132	8,54	9,39	141,9	35	250	1,55	96,25	1,96	1,22	0,10	2,38
	R23-R22	4132	8,54	9,39	141,9	35	250	1,55	96,25	1,96	1,22	0,10	2,38
N7-N10	R22-R33	3363	7,32	8,05	139,7	34,75	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,23	0,31
	R33-R34	3363	7,32	8,05	139,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,23	0,31
	R34-R35	3363	7,32	8,05	139,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,23	0,31
	R35-R36	3363	7,32	8,05	139,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,23	0,31
	R36-R37	3363	7,32	8,05	139,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,23	0,31
N11-N10	R42-R41	3363	7,32	8,05	108,2	36,5	250	0,78	68,28	1,39	0,86	0,12	1,20
	R41-R40	3363	7,32	8,05	108,2	34	250	0,78	68,28	1,39	0,86	0,12	1,20
	R40-R39	3363	7,32	8,05	108,2	34	250	0,78	68,28	1,39	0,86	0,12	1,20
	R39-R38	3363	7,32	8,05	108,2	34	250	0,78	68,28	1,39	0,86	0,12	1,20
	R38-R37	3363	7,32	8,05	108,2	34	250	0,78	68,28	1,39	0,86	0,12	1,20

Nœuds	Tronçons	Pop (hts)	Q (l/s)	1,1 Q (l/s)	D <sub>th</sub> (mm)	Long (m)	D <sub>c</sub> (mm)	Pente (%)	Q <sub>pe</sub> (l/s)	V <sub>pe</sub> (m/s)	V/V <sub>pe</sub> (0,2)	Q/Q <sub>pe</sub>	V (m/s)
N10- N15	R37-R54	3363	7,32	8,05	139,7	34	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,23	0,31
	R54-R55	2281	5,52	6,07	125,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,18	0,31
	R55-R56	2281	5,52	6,07	125,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,18	0,31
	R56-R57	2281	5,52	6,07	125,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,18	0,31
N12- N13	R43-R44	2281	5,52	6,07	98,1	36,5	250	0,75	66,95	1,36	0,85	0,09	1,15
	R44-R45	3545	7,62	8,38	110,6	35	250	0,75	66,95	1,36	0,85	0,13	1,15
	R45-R46	3545	7,62	8,38	110,6	35	250	0,75	66,95	1,36	0,85	0,13	1,15
	R46-R47	3545	7,62	8,38	110,6	35	250	0,75	66,95	1,36	0,85	0,13	1,15
N13- N14	R47-R48	3545	7,62	8,38	141,8	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,24	0,31
	R48-R49	3545	7,62	8,38	141,8	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,24	0,31
	R49-R50	3545	7,62	8,38	141,8	35	250	0,2	34,57	0,70	0,44	0,24	0,31
N14- N15	R50-R51	3363	7,32	8,05	106,3	36,5	250	0,86	71,69	1,46	0,91	0,11	1,32
	R51-R52	3363	7,32	8,05	106,3	35	250	0,86	71,69	1,46	0,91	0,11	1,32
	R52-R53	3363	7,32	8,05	106,3	35	250	0,86	71,69	1,46	0,91	0,11	1,32
	R53-R57	3363	7,32	8,05	106,3	36,5	250	0,86	71,69	1,46	0,91	0,11	1,32

### 3.4 Station de pompage

#### 3.4.1 Généralités

L'équipement convenable de la station de pompage est une condition préalable pour un bon fonctionnement de l'ensemble du système de collecte et d'évacuation des eaux usées de la Zone de Recasement de Keur Massar. Une attention toute particulière est portée à sa conception mais aussi et surtout à son équipement. C'est ainsi que nous choisirons des électropompes de type submersibles. Il s'agit de placer l'ensemble du groupe dans la bêche d'aspiration. Une telle installation suppose que les équipements électromécaniques sont conçus pour fonctionner quand ils sont noyés. Depuis plusieurs années, un grand progrès a été enregistré dans la conception des pompes submersibles adaptées au refoulement des eaux d'égout. Ce progrès s'est traduit par la mise sur le marché de pompes immergées fiables parfaitement adaptées au refoulement de débits assez importants d'eaux usées.

Les pompes submersibles confèrent les avantages suivants.

- économie dans la conception du génie civil ,
- limitation de l'encombrement de la station ,
- diminution des pertes de charge à l'aspiration ;
- facilité d'exploitation .

Les débits arrivant à la station ne sont pas uniformes dans le temps, l'équipement hydroélectrique de la station suivra une chronologie bien définie.

Dans le cas d'un équipement constitué de plusieurs pompes, des pompes identiques seront utilisées en permutant leurs fonctionnements. Ceci permet:

- de limiter le volume de la bêche d'aspiration (régulation plus aisée du refoulement) ,
- d'user d'une manière uniforme des équipements électromécaniques .
- de simplifier les opérations d'exploitation et d'entretien .

La hauteur manométrique HMT d'une pompe est calculée par la somme de la hauteur géométrique  $H_{geo}$  et les pertes de charge

Concernant le coup de bélier, le système de pompage doit en être protégé. Les dispositifs de protection peuvent être prévus soit au niveau des pompes soit au niveau de la conduite. Ces dispositifs doivent être conçus de façon à ce que les canalisations prévues puissent encaisser les surpressions et dépressions dues au démarrage et à l'arrêt des pompes.

### 3.4.2 Bâche de pompage

La bâche d'aspiration de la station de pompage constitue un volume tampon permettant de régulariser le fonctionnement des pompes. Son volume total doit être suffisant pour que le nombre de déclenchements par heure des moteurs ne dépasse pas une valeur maximale donnée par le constructeur

### 3.4.3 Dimensionnement et choix des pompes

A terme, le volume d'eaux usées à refouler par la station de pompage aux heures de pointe sera  $1420 \text{ m}^3/\text{j}$ . Les pompes qui seront installées doivent donc être capables de refouler ce volume pendant un temps de fonctionnement ne dépassant pas celui indiqué par le constructeur et à un rythme tel que la capacité de la bâche ne soit pas dépassée aux heures de pointe.

#### 3.4.3.1 Système de pompage

Tableau 24: Chronologie d'équipement de la station de pompage

Année	Nombre habitants	volume d'eau à refouler	Nombre de pompes en fonctionnement simultané	Nombre de pompes en attente	Nombre de pompes de secours	Nombre de pompes à installer
	hab	$\text{m}^3/\text{j}$	Pompes	Pompes	Pompes	Pompes
2006	15000	1050	1	0	1	2
2007	30000	2100	1	0	1	2
2008	45000	3150	1	0	1	2
2009	60000	4200	1	1	1	3
2010	75000	5250	1	1	1	3
2011	90000	6300	2	1	1	4
2012	105000	7350	2	1	1	4
2013	120000	8400	2	1	1	4
2014	135000	9450	2	1	1	4
2015	150000	10500	2	1	1	4

Côte de pompage : 0.54 m

Côte d'arrivée : 12.46 m

La dénivelée est alors de :

$$H_{géo} = 12.46 + 0.54$$

$$H_{géo} = 13 \text{ m}$$

La hauteur manométrique totale de la pompe est par conséquent égale à :

$$H_{mt} = H_{géo} + H_{fs} + H_{fn}$$

$$H_{mt} = 1.84 + 13$$

$$H_{mt} = 14.84 \text{ m}$$

Les pompes choisies devront alors vérifiées avec les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{mt} = 15 \text{ m} \\ Q = 30 \text{ m}^3/\text{h} \end{array} \right.$$

Les pompes seront installées successivement en fonction du volume total à rejeter et par conséquent en fonction du rythme d'occupation des parcelles. Par contre le génie civil de la station de pompage doit être réalisé directement à ses dimensions définitives.

Les courbes de performances permettent de déterminer avec le couple (Q,  $H_{mt}$ ) la série de la pompe, la pompe elle-même ainsi que le rendement. Après la projection sur les courbes de performances, on se place sur la série 50/250 (voir annexe 7 à partir de la page 147).

Les courbes utilisées, sont tirées du catalogue ITUR, on choisit la pompe de caractéristiques suivantes :

$$Q=30 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt}=15 \text{ m}$$

$$\eta = 73\%$$

$$\Phi = 250 \text{ mm}$$

$$\omega = 1450 \text{ RPM}$$



La puissance hydraulique  $P_h$  de la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P_h = \rho \times g \times H_{mt} \times Q$$

$$P_h = 9810 \times 15 \times 0.00805$$

$$P_h = 1.185 \text{ KW}$$

$\rho$  : masse volumique de l'eau (1000kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$Q$  : débit de refoulement (m<sup>3</sup>/s)

$H_{mt}$  : hauteur manométrique totale (m)

La puissance mécanique pour une pompe est alors de :

$$P_m = \frac{P_h}{\eta}$$

$$P_m = \frac{1.185}{0.73}$$

$$P_m = 1.63 \text{ KW}$$

Dans le cas où les deux pompes fonctionnent de manière simultanée :

$$P_t = 2P_m$$

$$P_t = 2 \times 1.63$$

$$P_t = 3.26 \text{ KW}$$

#### 3.4.3.2 Dispositif anti-bélier

Pour déterminer la nécessité de mesures anti-bélier y compris un calcul détaillé hydraulique, une estimation sommaire a été réalisée. La formule est la suivante pour calculer le facteur  $K_b$  :

$$K_b = \frac{L \times v}{\sqrt{H_{mt}}} = \frac{5000 \times 0.0085 \times 4}{\sqrt{15 \times \pi \times 0.25^2}} = 211.7$$

$L$  : Longueur de la conduite de refoulement (m)

$v$  : vitesse dans la conduite en (m/s)

$H_{mt}$  : Hauteur manométrique totale de la pompe (m)

$K_b$  étant supérieur à 70, un dispositif anti-bélier est nécessaire.

L'amplitude des surpressions et dépressions ressenties lors d'un arrêt brusque des groupes, dans le cas pessimiste de coupure de courant pendant le refoulement du débit de pointe, s'exprime par :

$$H = H_{g+0} + \Delta H$$

Avec :

$$\Delta H = a \frac{v}{g}$$

$a = 300$  pour les conduites en PVC

D'où :

$$\Delta h = \frac{300 \times 0,00805 \times 4}{9,81 \times \pi \times 0,25^2} = 5,01 \text{ mce}$$

L'amplitude de la surpression est alors de :

$$H = 5,01 + 13$$

$$H = 18,01 \text{ mce}$$

$$H = 1,8 \text{ bars}$$

En utilisant une conduite en PVC de 250 mm de diamètre et de pression nominale 10 bars, il ne sera nécessaire de prévoir un ballon anti-bélier.

## PARTIE III : ETUDE FINANCIERE

**Chapitre 1 : EVALUATION FINANCIERE POUR LE  
RESEAU D'EAUX PLUVIALES**

L'évaluation financière constitue une étape incontournable dans un projet de dimensionnement. Elle permet au maître d'ouvrage de connaître l'envergure du projet et de prendre par conséquent les décisions les mieux adaptées.

Le chapitre en question traite de l'estimation des coûts pour le réseau d'eaux pluviales. Pour ce faire, un devis quantitatif destiné à l'évaluation des volumes des remblais et déblais de terre ainsi que les linéaires totaux de conduites a été au préalable effectué.

### 1.1 Devis quantitatif

Tableau 25 Quantitatif des fouilles et linéaires des tronçons

Tronçons	Longueur (ml)	Profondeur (ml)	Diamètre (mm)	Largeur fouille (ml)	Fouille (m <sup>3</sup> )	Remblais (sable de dune) (m <sup>3</sup> )	Remblais (prov. déblais) (m <sup>3</sup> )	Evacuation (m <sup>3</sup> )
N0-N1	146	4,74	800	1,36	943,11	13,87	929,24	13,87
N1-N2	242	5,48	1000	1,60	2124,49	26,56	2097,93	26,56
N2-N3	172	2,89	1000	1,60	793,94	9,92	784,02	9,92
N3-N4	38	10,47	1000	1,60	636,58	7,96	628,62	7,96
N4-N5	36	8,37	1000	1,60	478,09	5,98	472,12	5,98
N5-N6	109	8,05	1000	5,20	4579,48	17,61	4561,87	17,61
N6-N7	34	3,52	1200	1,84	220,86	2,40	218,46	2,40
N8-N9	221	1,10	1000	1,60	388,17	4,85	383,32	4,85
N9-N7	138	1,83	1000	1,60	404,94	5,06	399,88	5,06
N7-N10	201	3,38	1500	2,20	1494,89	13,61	1481,27	13,61
N11-N10	198	1,75	800	1,36	470,76	6,92	463,84	6,92
N10-N15	213	2,87	1800	2,54	1553,46	12,23	1541,22	12,23
N12-N13	166	1,20	800	1,36	270,91	3,98	266,93	3,98
N13-N14	216	2,48	1200	1,84	987,02	10,73	976,29	10,73
N14-N15	148	2,84	1200	1,84	774,96	8,42	766,53	8,42

Volume total des fouilles (m <sup>3</sup> )	16121,66
Volume total des remblais provenant des déblais (m <sup>3</sup> )	15971,54
Volume total des évacuations (m <sup>3</sup> )	150,12
Linéaire total DN 800 (ml)	510
Linéaire total DN 1000 (ml)	956
Linéaire total DN 1200 (ml)	399
Linéaire total DN 1500 (ml)	201
Linéaire total DN 1800 (ml)	213

## 1.2 Devis estimatif

Tableau 26 : Devis estimatif du réseau d'eaux pluviales

Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	P. unitaire (F CFA)	Prix total (F CFA)
<b>A*) INSTALLATION ET LOGISTIQUE DE CHANTIER</b>				
Installation/repli et logistique de chantier et étude d'exécution	lt			35 000 000
<b>TOTAL INSTALLATION ET LOGISTIQUE</b>				<b>35 000 000</b>
<b>B*) RESEAU DE CANALISATIONS</b>				
Fouille en tranchée en terrain sain/secs	m3	16 121,7	1 000	16 121 660
Rembai avec apport de sable de dune	m3	150,12	3 500	525 420
Rembai provenant des déblais	m3	15 971,3	500	7 985 770
Evacuation des déblais évolutives	m3	150,12	1 000	150 120
Fourniture et pose de canalisation BA135A DN 800	ml	510	108 500	55 335 000
Fourniture et pose de canalisation BA135A DN 1000	ml	956	166 250	158 935 000
Fourniture et pose canalisation BA135A DN 1200	ml	399	150 000	59 850 000
Fourniture et pose canalisation BA135A DN 1500	ml	201,00	200 000	40 200 000
Fourniture et pose canalisation BA135A DN 1800	ml	213,00	215 000	45 795 000
<b>TOTAL CANALISATION</b>				<b>384 897 970</b>
<b>C*) CANAUX</b>				
Fouille en tranchée	m3	1 835,3	1 000	1 835 250
Rembai	m3	458,8	500	229 400
Evacuation des déblais	m3	1 376,44	1 000	1 376 438
Volume de bétonnage sur 15 cm d'épaisseur dimensions moyennes des canaux L=50cm, l=25cm, h=50cm	m3	1 541,61	75 000	115 620 750
<b>TOTAL CANAUX</b>				<b>119 061 844</b>
<b>D*) BASSIN D'INFILTRATION</b>				
EXCAVATION	m3	6 000	1 000	6 000 000
Evacuation des déblais	m3	6 000	1 000	6 000 000
Bassin d'infiltration et annexes	U			5 000 000
<b>TOTAL BASSIN D'INFILTRATION</b>				<b>17 000 000</b>

<b>Total eaux pluviales</b>
-----------------------------

<b>555 959 814</b>
--------------------

## Chapitre 2 : EVALUATION FINANCIERE POUR LE RESEAU D'EAUX USEES

L'aspect technique joue un rôle essentiel dans l'étude d'un projet d'assainissement, mais le critère de décision pour toute adoption reste souvent le critère économique. En effet, le souci principal est de pouvoir concilier d'une part les investissements, la pérennité et l'efficacité des installations, d'autre part, le coût aussi réduit que possible des travaux sans que cela soit au détriment de l'exploitation. Ce qui justifie une évaluation financière pour le réseau d'eaux usées.

### 2.1 Devis quantitatif

Tableau 27 : Quantitatif des fouilles et des remblais

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Largeur fouille (ml)	Profondeur (ml)	Fouille (m <sup>3</sup> )	Remblais (sable de dure) (m <sup>3</sup> )	Remblais (prov. déblais) (m <sup>3</sup> )	Évacuation (m <sup>3</sup> )
R0-R4	146	250	0,67	4,74	463,67	13,84	449,83	13,84
R4-R11	242	250	0,67	5,48	888,53	26,52	862,00	26,52
R11-R16	172	250	0,67	2,89	333,04	9,94	323,10	9,94
R16-R17	38	250	0,67	10,47	266,57	7,96	258,61	7,96
R17-R18	36	250	0,67	8,37	201,88	6,03	195,86	6,03
R18-R21	109,4	250	0,67	8,05	590,05	17,61	572,44	17,61
R21-R22	34	250	0,67	3,52	80,19	2,39	77,79	2,39
R32-R26	221	250	0,67	1,10	162,88	4,86	158,02	4,86
R26-R 22	138	250	0,67	1,83	169,20	5,05	164,15	5,05
R22-R37	201	250	0,67	3,38	455,18	13,59	441,60	13,59
R42-R37	198	250	0,67	1,75	232,16	6,93	225,23	6,93
R37-R57	213	250	0,67	2,87	409,58	12,23	397,35	12,23
R43-R47	166	250	0,67	1,20	133,46	3,98	129,48	3,98
R47- R50	216	250	0,67	2,48	358,91	10,71	348,19	10,71
R50-R57	148	250	0,67	2,84	281,61	8,41	273,21	8,41
Totaux	2278,4				5026,90	150,06	4876,85	150,06



## 2.2 Devis estimatif

Tableau 28 Devis estimatif du réseau d'eaux usées

Unité	Quantité	P. unitaire (F CFA)	Prix total (F CFA)	Unité
<b>A) INSTALLATION DE CHANTIER</b>				
Installation/repli et logistique de chantier et étude d'exécution	FF			35 000 000
<b>Total INSTALLATION</b>				<b>35 000 000</b>
<b>B) FOUILLES</b>				
Fouille en tranchée en terrain sableux	m <sup>3</sup>	5026,9	1800	9 048 420
Remblai avec apport de sable de dune	m <sup>3</sup>	4876,85	3500	17 068 975
Remblai provenant des déblais	m <sup>3</sup>	150,06	500	75 030
Evacuation des déblais excédentaires	m <sup>3</sup>	150,6	1000	150 600
<b>Total FOUILLES</b>				<b>26 343 025</b>
<b>C) CANALISATIONS</b>				
Fourniture et pose de canalisation PVC DN 250	ml	2278,4	10000	22 784 000
Fourniture et pose de canalisation de la conduite de refoulement PVC DN 250	ml	5000	10000	50 000 000
<b>Total CANALISATION</b>				<b>72 784 000</b>
<b>D) REGARDS</b>				
Construction de regards y compris la fourniture et la pose des couvercles et tampons	U	58	650000	37 700 000
<b>Total REGARDS</b>				<b>37 700 000</b>
<b>E) STATION DE RELEVAGE</b>				
Station de relevage	U	1	90 000 000	90 000 000
Bâche de pompage	U	1	3 000 000	3 000 000
<b>Total STATION DE RELEVAGE</b>				<b>93 000 000</b>
<b>TOTAL RESEAU EAUX USEES</b>				<b>267 827 025</b>

## **CONCLUSIONS et RECOMMANDATIONS**

Ce projet de fin d'études a été l'occasion de combiner toutes les connaissances acquises en cours d'hydraulique urbaine, d'hydrologie et d'hydrogéologie entre autres.

Il a fait appel à des notions d'organisation et de méthodes permettant d'entreprendre une démarche simple pouvant aboutir à la conception et au dimensionnement d'un réseau d'assainissement. Ainsi l'algorithme qui a été suivi a consisté dans un premier temps à une collecte de données.

Ensuite une étude des caractéristiques physiques et hydrologiques des bassins versants a conduit à la modélisation des courbes IDF sur Matlab en vue de la détermination des débits et des diamètres par un dimensionnement sur COVADIS.

Ainsi, le réseau d'eaux pluviales a donné lieu à des conduites en béton armé de diamètre variant entre 800 et 1800 mm pour le réseau principal dont le linéaire total s'élève à 2280 mètres indifféremment des sections. La vérification du calcul a montré des valeurs concordantes avec celles du logiciel. Nous pouvons donc retenir que ce dernier est fiable vis-à-vis du dimensionnement.

La mesure de la perméabilité par l'essai Porchet, montre que le terrain est propice à la mise en place d'un bassin d'infiltration qui pourra s'étendre sur 1.5 hectares.

En outre, un système de caniveaux en béton a été préféré pour le réseau secondaire. Ces canaux sont à section trapézoïdale avec des tirants d'eau variant entre 13 et 24 cm selon le tronçon considéré.

L'estimation des populations a aboutit à la détermination des flux d'eaux usées à évacuer vers la station d'épuration de Rufisque par l'intermédiaire d'une chambre de pompage. Bien que l'horizon du projet soit de 15 ans, les diamètres calculés ont donné de faibles valeurs d'où l'adoption du diamètre minimum de 250 mm. Le matériau choisi dans ce cas est le polychlorure de vinyle et le curage répond aux limites fixées.

Le devis effectué montre un montant total des travaux de 823 486 839 francs CFA.

Pour les recommandations, nous préconisons les dispositions suivantes :

- ✓ Promouvoir les systèmes d'assainissement collectif ;
- ✓ Assurer une bonne gestion du réseau après son exécution ;
- ✓ Mettre en place une étanchéité au niveau des fosses afin d'éviter la pollution de la nappe ;
- ✓ Disposer d'un groupe électrogène pour la station de pompage ;
- ✓ Etudier la possibilité de la mise en place d'une station d'épuration dans la zone de Keur Massar ou de Malika pour venir en appoint à la station de Rufisque

**BIBLIOGRAPHIE**

- 1 Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Evacuation des eaux pluviales urbaines, 1978, 176 p.
- 2 Lyonnaise des Eaux, Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en et de l'assainissement, Tome2 Assainissement urbain, 1994, 828 p.
- 3 Marc Satin, Béchir Selmi, Guide technique de l'assainissement, 2<sup>ème</sup> édition, 1999, 685 p.
- 4 Dr Sèni TAMBA, Notes de Cours de machines hydrauliques, Ecole Polytechnique de Thiès, 2007
- 5 M. Lamine DOUMBOUYA, Notes de Cours d'hydraulique urbaine, Ecole Polytechnique de Thiès, 2008
- 6 Dr El Hadj Bamba DIAW, Notes de cours d'hydrogéologie, Ecole Polytechnique de Thiès, 2008
- 7 Gota NDIAYE, Notes de cours d'écoulement à surface libre, Ecole Polytechnique de Thiès, 2007
- 8 Cheikh Mamadou GAYE, Cheikh MBAYE, Projet de fin d'études : Conception d'un réseau d'assainissement pour la ville de Touba, 2003, 139 p.
- 9 Daouda BA, Cheikh Déthialaw SECK, Projet de fin d'étude : Alimentation en eau potable et évacuation des eaux usées et pluviales de la ZAC de Nord Nguinth à Thiès, 2005, 115 p.
- 10 Birahim FALL, Projet de fin d'étude : Plan directeur d'assainissement de la ZAC de Ziguinchor : Conception et dimensionnement des réseaux d'évacuation des eaux pluviales et de collecte des eaux usées par COVADIS, 2006, 80 p.

## WEBLIOGRAPHIE

1. <http://www.gouv.sn/meteo/precipitation.html>
2. <http://hydram.epfl.ch/e-drologie>
3. [PDF] Grand Lyon, Fiche 00, Méthodes pour le dimensionnement des ouvrages de stockage
4. [PDF] Jean-Loup Robert, Notes de cours d'hydraulique Urbaine, Université de LAVAL
5. [PDF] BEAUCORPS, DE CHEVRON, VILETTE, Perméabilité des sols, Essai PORCHET
6. [PDF] Communauté d'Agglomération du Grand Toulouse, Guide de gestion des eaux de pluie et de ruissellement

# ANNEXES

# Annexe 1: La zone de Recasement



Centre Polyvalent en construction



Ecole primaire en construction





Adduction en eau puits dans une maison

## Annexe 2: Modélisation des courbes I.D.F

```

M=dlmread('C:\Documents and Settings\user\My documents\dotbamdiaw.txt','t');
T=[];
T=M;
A=T(:,1);
B=T(:,2);
C=T(:,3);
%TRACE DES COURBES (DE EXPERIMENTALES)
title('COURBES EXPERIMENTALES (Color, m)');
xlabel('Durée (min) (Color, m)');
ylabel('Inertie (mm/h) (Color, m)');
hold on;
plot(A,B,W);
plot(A,C,'r');legend('T= 2.ans','T= 10.ans');
hold off;
% CALCUL DES PARAMETRES DE LA COURBE (a,b) POUR LES DIFFERENTS TEMPS DE
RETOUR ET DU COEFFICIENT DE CORRÉLATION;
%POUR T=2.ans
P=dlmread('C:\Documents and Settings\user\My documents\temp1.txt','t');
a=[];
b=[];
for i=1:length(P);
    px(i)=log(p(i,1));
    py(i)=log(p(i,2));
end;
polyfit(px,py,1);
% Paramètres déterminés avec commande au tracé de la courbe de la
% zone d'assainissement les coefficients a et b pour 0 < t < 50 min et 1 < t < 100 min
N=dlmread('C:\Documents and Settings\user\My documents\temp2.txt','t');
H=[];
H=N;
for i=1:length(H);
    Hx(i)=log(H(i,1));
    Hy(i)=log(H(i,2));
end;
inter=polyfit(Hx,Hy,1);
% les coef de Morvan dérivés pour 0 < t < 1 heure;
I=dlmread('I');
a=exp(inter(1));
M=dlmread('C:\Documents and Settings\user\My documents\temp3.txt','t');
I=[];
I=M;
for i=1:length(I);
    Hx(i)=log(I(i,1));
    Hy(i)=log(I(i,2));
end;
inter=polyfit(Hx,Hy,1);
% les coef de Morvan dérivés pour t supérieur à 1 heure;
b=dlmread('b');
a=exp(inter(1));
O=[];
O=I(:,1);
for i=1:n;
    O(i,2)=102.624*(O(i,1)^1.0425);
end;

```

```

for i=7:n
    O(i,2)=1024.2^O(i,1)*i+0.821i;
end
O(3)=B;
title('COURBES THEORIQUES (Color: m)');
xlabel('Durée (ans), Color: m');
ylabel('Intensité (mm/h), Color: m');
hold on;
plot(O(:,1),O(:,2));
plot(O(:,1),O(:,3),'c','LineWidth'=2 and 'T'=10 and 'l');
hold off

%POUR T=40 ans
N='dirzaid\C:\Documents and Settings\mohamed.Mouhammad\comp4\ex7\1';
H=[];
H=N;
for i=1:length(H)
    H(i,2)=log(H(i,1));
    H(i,4)=log(H(i,3));
end
Interpolyfit(H(:,2),H(:,4),1);
%des coord de Matrices données pour s identifier à l'aide;
P=ones(1);
a=exp(integ(2));
M='dirzaid\C:\Documents and Settings\mohamed.Mouhammad\comp4\ex7\1';
J=[];
J=M;
for i=1:length(M)
    J(i,2)=log(J(i,1));
    J(i,4)=log(J(i,3));
end
Interpolyfit(J(:,2),J(:,4),1);
%des coord de Matrices données pour s identifier à l'aide;
D=ones(1);
a=exp(integ(2));
D=[];
D=T(:,1);
for v=1:n
    O(i,2)=310(300)^O(i,1)^O(i+1);
end
for i=7:n
    O(i,2)=3843.1^O(i,1)+43002i;
end
O(3)=C;
title('COURBES THEORIQUES (Color: m)');
xlabel('Durée (ans), Color: m');
ylabel('Intensité (mm/h), Color: m');
hold on;
plot(D(:,1),D(:,2),m);
plot(O(:,1),D(:,3),'c','LineWidth'=2 and 'T'=10 and 'l');
hold off

```

M =

5	89	143
10	75	120
15	66	105
30	48	80
45	38	64
60	31	50
90	27	45
120	18	28
180	15	22

T =

[]

T =

5	89	143
10	75	120
15	66	105
30	48	80
45	38	64
60	31	50
90	27	45
120	18	28
180	15	22

A =

5
10
15
30
45
60
90
120
180

B =

89
75
66
48
38
31
27
18
15

C =

143
120
105
80
64
50
45
28
22

P =

5 89  
 10 75  
 15 66  
 30 48  
 45 38  
 60 31  
 90 27  
 120 18  
 180 15

R =

[]

E =

5 89  
 10 75  
 15 66  
 30 48  
 45 38  
 60 31  
 90 27  
 120 18  
 180 15

R =

5.0000	89.0000	1.6094
10.0000	75.0000	0
15.0000	66.0000	0
30.0000	48.0000	0
45.0000	38.0000	0
60.0000	31.0000	0
90.0000	27.0000	0
120.0000	18.0000	0
180.0000	15.0000	0

E =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	0	0
15.0000	66.0000	0	0
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

E =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	0
15.0000	66.0000	0	0
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$R =$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	0	0
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$g =$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	0
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$R =$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$R =$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$g =$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$E^{-}$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	0
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$E^{-}$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	0	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$E^{-}$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	0
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$E^{-}$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	3.4340
90.0000	27.0000	0	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$E^{-}$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	3.4340
90.0000	27.0000	4.4998	0
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0



$$E^2$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	3.4340
90.0000	27.0000	4.4998	3.2958
120.0000	18.0000	0	0
180.0000	15.0000	0	0

$$E^3$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	3.4340
90.0000	27.0000	4.4998	3.2958
120.0000	18.0000	4.7875	0
180.0000	15.0000	0	0

$$E^4$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	3.4340
90.0000	27.0000	4.4998	3.2958
120.0000	18.0000	4.7875	2.8904
180.0000	15.0000	0	0

$$E^5$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	3.4340
90.0000	27.0000	4.4998	3.2958
120.0000	18.0000	4.7875	2.8904
180.0000	15.0000	5.1930	0

$$E^6$$

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	3.4340
90.0000	27.0000	4.4998	3.2958
120.0000	18.0000	4.7875	2.8904
180.0000	15.0000	5.1930	2.7081

T = 1000

N =

5	89
10	75
15	66
30	48
45	38
60	31

H =

0
---

H =

5	89
10	75
15	66
30	48
45	38
60	31

H =

5.0000	89.0000	1.6094
10.0000	75.0000	0
15.0000	66.0000	0
30.0000	48.0000	0
45.0000	38.0000	0
60.0000	31.0000	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	0	0
15.0000	66.0000	0	0
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	0
15.0000	66.0000	0	0
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	0	0
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	0
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	0	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	0
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	0	0
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	0
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	0	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	0

H =

5.0000	89.0000	1.6094	4.4886
10.0000	75.0000	2.3026	4.3175
15.0000	66.0000	2.7081	4.1897
30.0000	48.0000	3.4012	3.8712
45.0000	38.0000	3.8067	3.6376
60.0000	31.0000	4.0943	3.4340

$$\text{Inter} = -0.4255 \cdot 5.2607$$

$$b = 0.4255$$

$$a = 192.6241$$

$$J = 0$$

$$J = \begin{matrix} 90 & 27 \\ 120 & 18 \\ 180 & 15 \end{matrix}$$

$$J = \begin{matrix} 90.0000 & 27.0000 & 4.4998 \\ 120.0000 & 18.0000 & 0 \\ 180.0000 & 15.0000 & 0 \end{matrix}$$

$$J = \begin{matrix} 90.0000 & 27.0000 & 4.4998 & 3.2958 \\ 120.0000 & 18.0000 & 0 & 0 \\ 180.0000 & 15.0000 & 0 & 0 \end{matrix}$$

$$J = \begin{matrix} 90.0000 & 27.0000 & 4.4998 & 3.2958 \\ 120.0000 & 18.0000 & 4.7875 & 0 \\ 180.0000 & 15.0000 & 0 & 0 \end{matrix}$$

$$J = \begin{matrix} 90.0000 & 27.0000 & 4.4998 & 3.2958 \\ 120.0000 & 18.0000 & 4.7875 & 2.8904 \\ 180.0000 & 15.0000 & 0 & 0 \end{matrix}$$

$$J = \begin{matrix} 90.0000 & 27.0000 & 4.4998 & 3.2958 \\ 120.0000 & 18.0000 & 4.7875 & 2.8904 \\ 180.0000 & 15.0000 & 5.1930 & 0 \end{matrix}$$

$$J = \begin{matrix} 90.0000 & 27.0000 & 4.4998 & 3.2958 \\ 120.0000 & 18.0000 & 4.7875 & 2.8904 \\ 180.0000 & 15.0000 & 5.1930 & 2.7081 \end{matrix}$$

$$\text{Inter} = -0.8219 \cdot 0.9316$$

$$b = 0.8219$$

$$a = 1.0342e+003$$

O =

11  
 O =  
 5  
 10  
 15  
 30  
 45  
 60  
 90  
 120  
 180

O =

5.0000	97.1178
10.0000	0
15.0000	0
30.0000	0
45.0000	0
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	97.1178
10.0000	72.3120
15.0000	0
30.0000	0
45.0000	0
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	97.1178
10.0000	72.3120
15.0000	60.8533
30.0000	0
45.0000	0
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	97.1178
10.0000	72.3120
15.0000	60.8533
30.0000	45.3102
45.0000	0
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	97.1178
10.0000	72.3120
15.0000	60.8533
30.0000	45.3102
45.0000	38.1302
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	97.1178
10.0000	72.3120
15.0000	60.8533
30.0000	45.3102
45.0000	38.1302
60.0000	33.7371
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	97.1178
10.0000	72.3120
15.0000	60.8533
30.0000	45.3102
45.0000	38.1302
60.0000	33.7371
90.0000	25.3625
120.0000	0
180.0000	0

O =

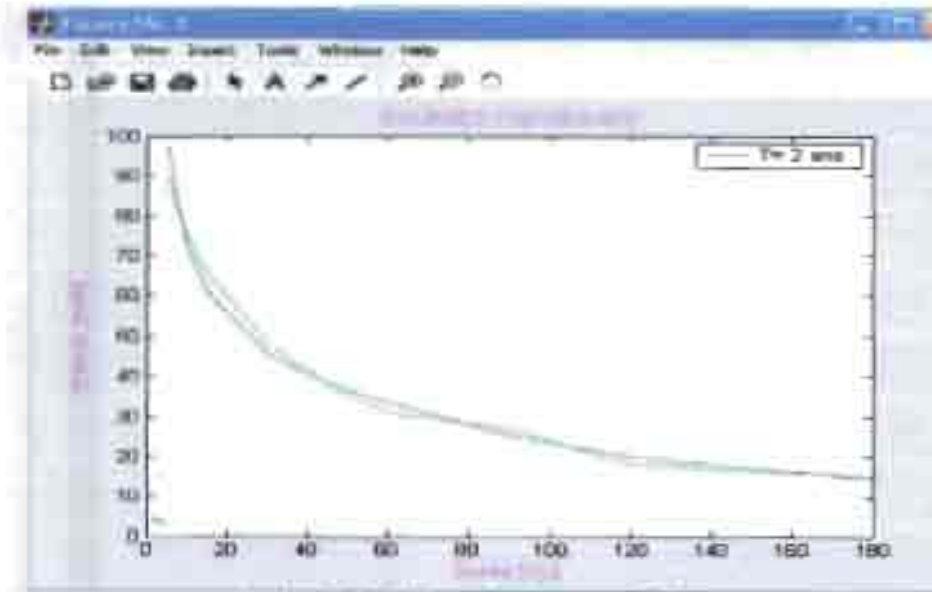
5.0000	97.1178
10.0000	72.3120
15.0000	60.8533
30.0000	45.3102
45.0000	38.1302
60.0000	33.7371
90.0000	25.3625
120.0000	20.0219
180.0000	0

O =

5.0000	97.1178
10.0000	72.3120
15.0000	60.8533
30.0000	45.3102
45.0000	38.1302
60.0000	33.7371
90.0000	25.3625
120.0000	20.0219
180.0000	14.3475

O =

5.0000	97.1178	89.0000
10.0000	72.3120	75.0000
15.0000	60.8533	66.0000
30.0000	45.3102	48.0000
45.0000	38.1302	38.0000
60.0000	33.7371	31.0000
90.0000	25.3625	27.0000
120.0000	20.0219	18.0000
180.0000	14.3475	15.0000



Courbes IDF réelle et théorique pour T= 2 ans

T = 10 ans

N =

5	143
10	120
15	105
30	80
45	64
60	50

H =

II

H =

5	143
10	120
15	105
30	80
45	64
60	50

H =

5.0000	143.0000	1.6094
10.0000	120.0000	0
15.0000	105.0000	0
30.0000	80.0000	0
45.0000	64.0000	0
60.0000	50.0000	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	0	0
15.0000	105.0000	0	0
30.0000	80.0000	0	0
45.0000	64.0000	0	0
60.0000	50.0000	0	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	0
15.0000	105.0000	0	0
30.0000	80.0000	0	0
45.0000	64.0000	0	0
60.0000	50.0000	0	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	0	0
30.0000	80.0000	0	0
45.0000	64.0000	0	0
60.0000	50.0000	0	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	2.7081	0
30.0000	80.0000	0	0
45.0000	64.0000	0	0
60.0000	50.0000	0	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	2.7081	4.6540
30.0000	80.0000	0	0
45.0000	64.0000	0	0
60.0000	50.0000	0	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	2.7081	4.6540
30.0000	80.0000	3.4012	0
45.0000	64.0000	0	0
60.0000	50.0000	0	0



H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	2.7081	4.6540
30.0000	80.0000	3.4012	4.3820
45.0000	64.0000	0	0
60.0000	50.0000	0	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	2.7081	4.6540
30.0000	80.0000	3.4012	4.3820
45.0000	64.0000	3.8067	0
60.0000	50.0000	0	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	2.7081	4.6540
30.0000	80.0000	3.4012	4.3820
45.0000	64.0000	3.8067	4.1589
60.0000	50.0000	0	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	2.7081	4.6540
30.0000	80.0000	3.4012	4.3820
45.0000	64.0000	3.8067	4.1589
60.0000	50.0000	4.0943	0

H =

5.0000	143.0000	1.6094	4.9628
10.0000	120.0000	2.3026	4.7875
15.0000	105.0000	2.7081	4.6540
30.0000	80.0000	3.4012	4.3820
45.0000	64.0000	3.8067	4.1589
60.0000	50.0000	4.0943	3.9120

Inter =

-0.4114 5.7051

b =

= 4114

a =

300.7067

M =

90 45  
120 28  
180 22

J =

90.0000	45.0000	4.4998
120.0000	28.0000	0
180.0000	22.0000	0

J =

90.0000	45.0000	4.4998	3.8067
120.0000	28.0000	0	0
180.0000	22.0000	0	0

J =

90.0000	45.0000	4.4998	3.8067
120.0000	28.0000	4.7875	0
180.0000	22.0000	0	0

J =

90.0000	45.0000	4.4998	3.8067
120.0000	28.0000	4.7875	3.3322
180.0000	22.0000	0	0

J =

90.0000	45.0000	4.4998	3.8067
120.0000	28.0000	4.7875	3.3322
180.0000	22.0000	5.1930	0

J =

90.0000	45.0000	4.4998	3.8067
120.0000	28.0000	4.7875	3.3322
180.0000	22.0000	5.1930	3.0910

Inter =

-1.0037	8.2546
---------	--------

b =

1.0000

a =

1.8451e+003

O =

II

O =

5

10

15

30

45

60

90

120

180

O =

5.0000	154.9260
10.0000	0
15.0000	0
30.0000	0
45.0000	0
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	154.9260
10.0000	116.4879
15.0000	0
30.0000	0
45.0000	0
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	154.9260
10.0000	116.4879
15.0000	98.5909
30.0000	0
45.0000	0
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	154.9260
10.0000	116.4879
15.0000	98.5909
30.0000	74.1298
45.0000	0
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	154.9260
10.0000	116.4879
15.0000	98.5909
30.0000	74.1298
45.0000	62.7407
60.0000	0
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	154.9260
10.0000	116.4879
15.0000	98.5909
30.0000	74.1298
45.0000	62.7407
60.0000	55.7377
90.0000	0
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	154.9260
10.0000	116.4879
15.0000	98.5909
30.0000	74.1298
45.0000	62.7407
60.0000	55.7377
90.0000	42.0179
120.0000	0
180.0000	0

O =

5.0000	154.9260
10.0000	116.4879
15.0000	98.5909
30.0000	74.1298
45.0000	62.7407
60.0000	55.7377
90.0000	42.0179
120.0000	31.4799
180.0000	0

O =

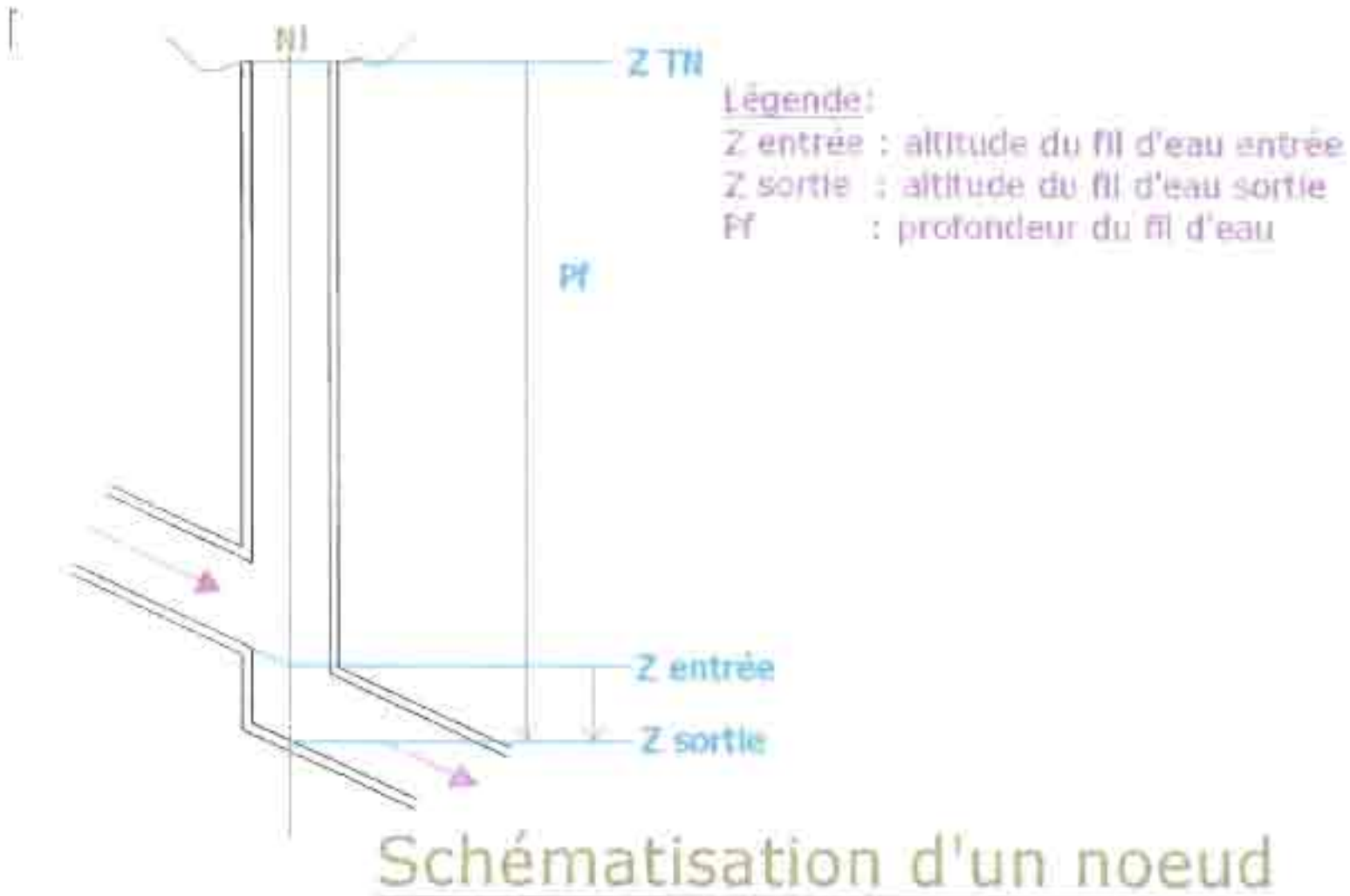
5.0000	154.9260
10.0000	116.4879
15.0000	98.5909
30.0000	74.1298
45.0000	62.7407
60.0000	55.7377
90.0000	42.0179
120.0000	31.4799
180.0000	20.9551

O =

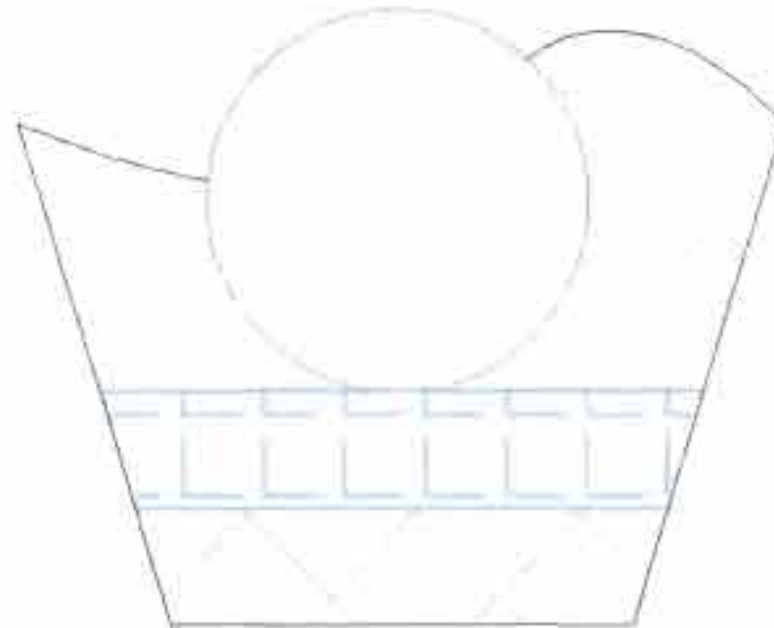
5.0000	154.9260	143.0000
10.0000	116.4879	120.0000
15.0000	98.5909	105.0000
30.0000	74.1298	80.0000
45.0000	62.7407	64.0000
60.0000	55.7377	50.0000
90.0000	42.0179	45.0000
120.0000	31.4799	28.0000
180.0000	20.9551	22.0000

## Annexe 3: Dimensionnement du réseau secondaire

## Annexe 4: Caractéristiques des conduites



Schématisation d'un noeud



Problème expertisé: enrobage insuffisant de la conduite

Problème expertisé : enrobage insuffisant de la conduite



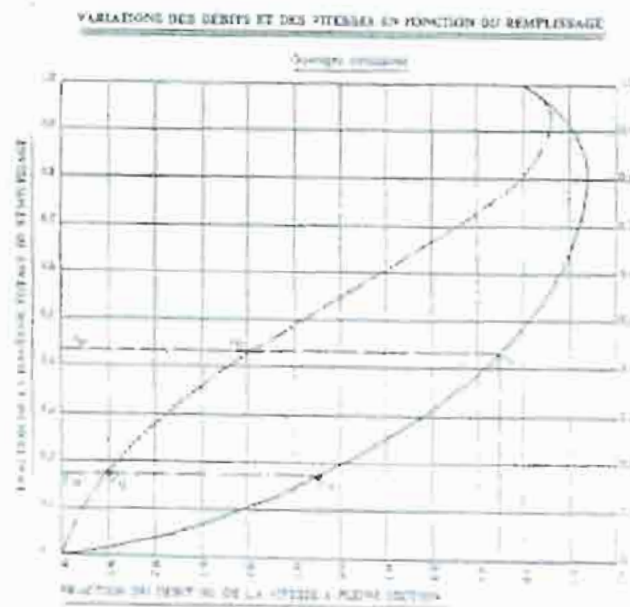


Tableau 4

Coefficient de Manning-Strickler ( KS )

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grès	90
Conduite en PVC	100

Tableau 6

CARRÉS DE COEFFICIENTS PARCELLAIRES RÉPÉTÉS							
M/D	TCRA	Q/UF2	V/VF3	S/SF3	L/D	R <sub>0</sub> /D	R <sub>0</sub> /C
0.02	0.2818	0.001	0.14	0.005	0.280	0.015	0.151
0.04	0.4827	0.003	0.23	0.013	0.392	0.026	0.107
0.06	0.6849	0.007	0.32	0.024	0.475	0.039	0.210
0.08	0.8725	0.013	0.37	0.037	0.543	0.051	0.279
0.10	0.9930	0.021	0.40	0.052	0.600	0.064	0.241
0.12	1.0975	0.031	0.45	0.068	0.659	0.075	0.251
0.14	0.7670	0.042	0.50	0.085	0.694	0.087	0.360
0.16	0.8230	0.054	0.54	0.103	0.723	0.099	0.366
0.18	0.8763	0.071	0.58	0.122	0.748	0.110	0.297
0.20	0.9272	0.088	0.62	0.142	0.808	0.121	0.271
0.22	0.9744	0.106	0.65	0.163	0.829	0.131	0.279
0.24	1.0239	0.125	0.67	0.185	0.854	0.142	0.281
0.26	1.0701	0.149	0.72	0.207	0.877	0.152	0.283
0.28	1.1137	0.171	0.75	0.229	0.898	0.161	0.284
0.30	1.1593	0.199	0.78	0.252	0.917	0.171	0.284
0.32	1.2025	0.232	0.83	0.276	0.933	0.180	0.284
0.34	1.2401	0.269	0.87	0.300	0.947	0.189	0.283
0.36	1.2870	0.327	0.89	0.324	0.960	0.178	0.281
0.38	1.3284	0.367	0.89	0.349	0.971	0.206	0.279
0.40	1.3674	0.437	0.94	0.374	0.980	0.214	0.277
0.42	1.4091	0.468	0.92	0.399	0.987	0.222	0.276
0.44	1.4505	0.480	0.94	0.424	0.993	0.229	0.274
0.46	1.4907	0.422	0.95	0.449	0.997	0.237	0.273
0.48	1.5309	0.466	0.93	0.473	0.999	0.243	0.271
0.50	1.5709	0.509	1.00	0.500	1.000	0.250	0.269
0.52	1.6108	0.534	1.02	0.522	0.999	0.256	0.265
0.54	1.6507	0.548	1.03	0.551	0.997	0.262	0.258
0.56	1.6911	0.603	1.05	0.573	0.993	0.268	0.245
0.58	1.7315	0.637	1.04	0.601	0.987	0.272	0.239
0.60	1.7722	0.657	1.07	0.626	0.980	0.278	0.233
0.62	1.8137	0.700	1.08	0.651	0.971	0.282	0.227
0.64	1.8546	0.743	1.09	0.676	0.960	0.286	0.221
0.66	1.8945	0.773	1.10	0.700	0.947	0.290	0.214
0.68	1.9341	0.804	1.11	0.724	0.933	0.293	0.207
0.70	1.9823	0.837	1.12	0.748	0.917	0.296	0.200
0.72	2.0294	0.868	1.12	0.771	0.898	0.299	0.192
0.74	2.0715	0.898	1.12	0.793	0.877	0.301	0.184
0.76	2.1176	0.926	1.14	0.815	0.854	0.302	0.175
0.78	2.1652	0.953	1.14	0.837	0.828	0.304	0.168
0.80	2.2143	0.977	1.14	0.858	0.800	0.304	0.157
0.82	2.2653	1.000	1.14	0.878	0.768	0.304	0.148
0.84	2.3185	1.021	1.14	0.897	0.733	0.304	0.138
0.86	2.3746	1.039	1.14	0.915	0.694	0.303	0.127
0.88	2.4341	1.054	1.13	0.932	0.650	0.301	0.116
0.90	2.4981	1.066	1.12	0.948	0.600	0.292	0.106
0.92	2.5681	1.072	1.12	0.963	0.543	0.294	0.097
0.94	2.6447	1.074	1.10	0.976	0.475	0.289	0.077
0.96	2.7289	1.071	1.09	0.987	0.392	0.283	0.063
0.98	2.8570	1.057	1.04	0.993	0.280	0.274	0.041
1.00	3.1444	1.000	1.00	1.000	0.000	0.250	0.000

Conditions d'autocurage

# Annexe 5: Bassin d'infiltration

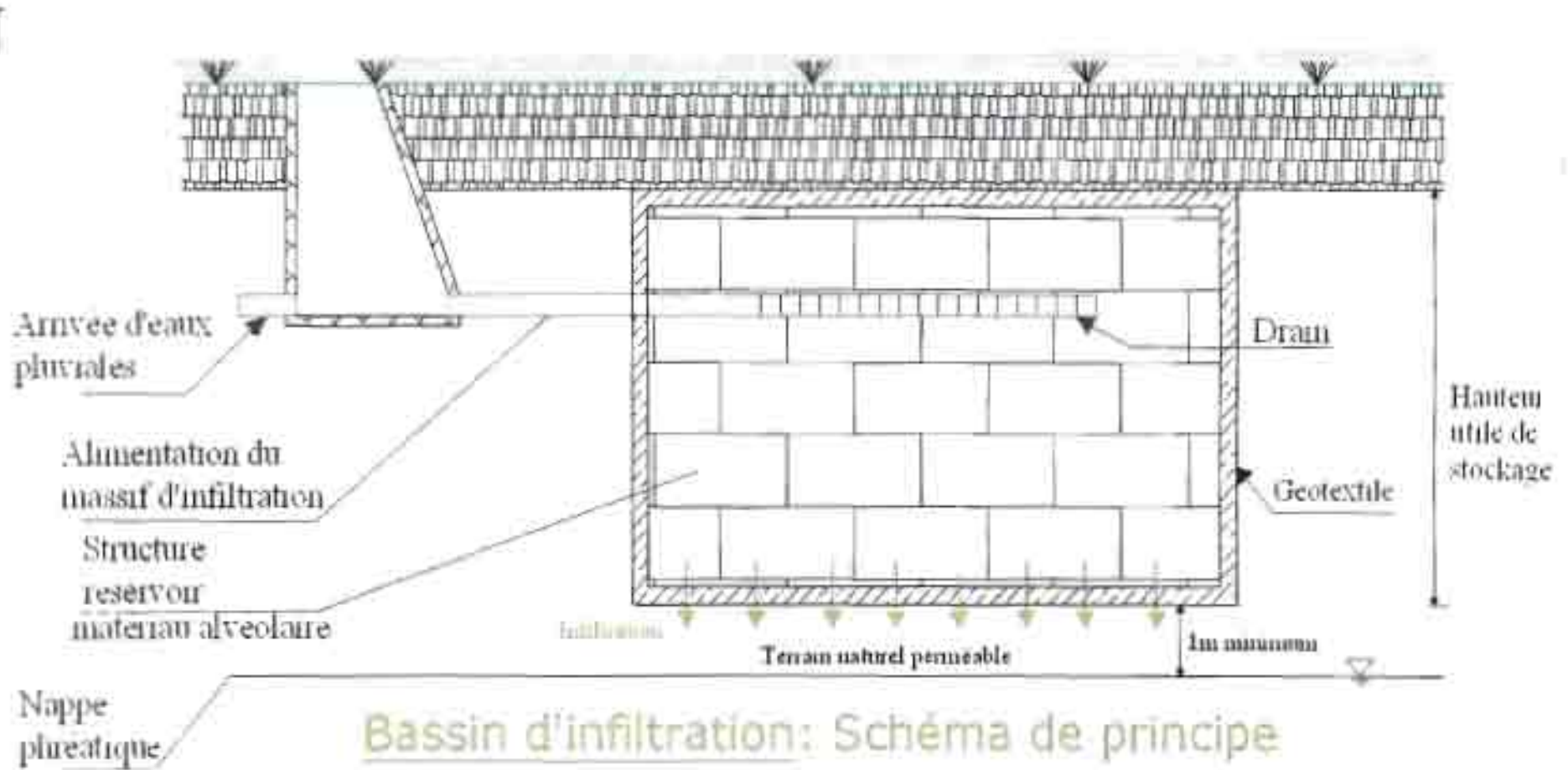


Schéma de principe du bassin d'infiltration



Trou réalisé de 10 cm x 45 cm



Tariere de 10 cm de diamètre

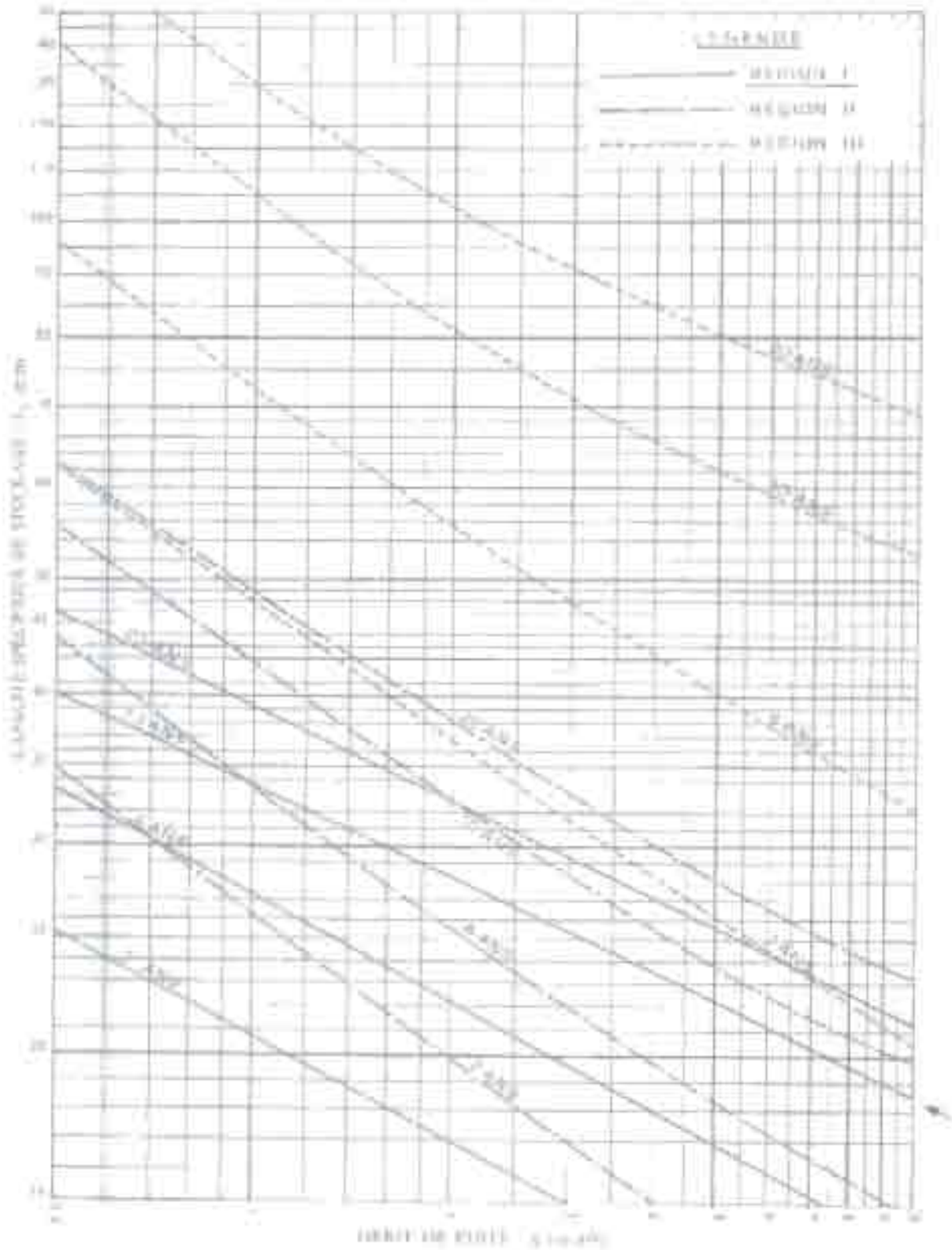


Mesure de la hauteur d'eau

ANNEXE N° 7

Ann 7

ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ SPÉCIFIQUE DE STOCKAGE DES BASSINS DE RETENUE



Evaluation de la capacité spécifique de stockage des bassins de retenue

## Annexe 6: Dimensionnement du réseau des eaux usées



## Récapitulatif des calculs et conditions d'autocurage pour Y/D égale à 0.5

Nœuds	Tronçons	Pop (hts)	Q (l/s)	1,1 Q (l/s)	D <sub>th</sub> (mm)	Long. (m)	D <sub>c</sub> (mm)	Pente (%)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	V/V <sub>ps</sub> (0,5)	Q/Q <sub>ps</sub>	V (m/s)
N0-N6	R0-R1	2685	6,21	6,83	115,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,14	0,99
	R1-R2	2685	6,21	6,83	115,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,14	0,99
	R2-R3	2685	6,21	6,83	115,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,14	0,99
	R3-R4	2685	6,21	6,83	115,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,14	0,99
	R4-R5	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,10	0,99
	R5-R6	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,10	0,99
	R6-R7	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,10	0,99
	R7-R8	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,10	0,99
	R8-R9	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,10	0,99
	R9-R10	1708	4,5	4,95	102,2	36	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,10	0,99
	R10-R11	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,10	0,99
	R11-R12	1708	4,5	4,95	102,2	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,10	0,99
	R12-R13	1343	3,73	4,10	95,3	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,08	0,99
	R13-R14	1343	3,73	4,10	95,3	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,08	0,99
	R14-R15	1343	3,73	4,10	95,3	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,08	0,99
	R15-R16	1343	3,73	4,10	95,3	36,5	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,08	0,99
	R16-R17	4132	8,53	9,38	129,9	37,5	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,19	0,99
	R17-R18	1225	3,4	3,74	92	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,08	0,99
	R18-R19	1225	3,4	3,74	92	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,08	0,99
	R19-R20	1225	3,4	3,74	92	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,08	0,99
	R20-R21	1225	3,4	3,74	92	35	250	0,4	48,89	1,00	1,00	0,08	0,99
N6-N7	R21-R22	1225	3,4	3,74	104,8	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,11	0,50

Nœuds	Tronçons	Pop (hts)	Q (l/s)	1,1 Q (l/s)	D <sub>th</sub> (mm)	Long. (m)	D <sub>c</sub> (mm)	Pente (%)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	V/V <sub>ps</sub> (0,5)	Q/Q <sub>ps</sub>	V (m/s)
N8-N9	R32-R31	1225	3,4	3,74	100,5	36,5	250	0,25	38,65	0,79	0,79	0,10	0,62
	R31-R30	1343	3,73	4,10	73,9	36	250	0,25	38,65	0,79	0,79	0,11	0,62
	R30-R29	1343	3,73	4,10	73,9	35	250	0,25	38,65	0,79	0,79	0,11	0,62
	R29-R28	1343	3,73	4,10	73,9	35	250	0,25	38,65	0,79	0,79	0,11	0,62
	R28-R27	1343	3,73	4,10	73,9	35	250	0,25	38,65	0,79	0,79	0,11	0,62
	R27-R26	4132	8,54	9,39	141,9	37	250	0,25	38,65	0,79	0,79	0,24	0,62
N9-N7	R26-R25	4132	8,54	9,39	141,9	35	250	1,55	96,25	1,96	1,96	0,10	3,84
	R25-R24	4132	8,54	9,39	141,9	35	250	1,55	96,25	1,96	1,96	0,10	3,84
	R24-R23	4132	8,54	9,39	141,9	35	250	1,55	96,25	1,96	1,96	0,10	3,84
	R23-R22	4132	8,54	9,39	141,9	35	250	1,55	96,25	1,96	1,96	0,10	3,84
N7-N10	R22-R33	3363	7,32	8,05	139,7	34,75	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,23	0,50
	R33-R34	3363	7,32	8,05	139,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,23	0,50
	R34-R35	3363	7,32	8,05	139,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,23	0,50
	R35-R36	3363	7,32	8,05	139,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,23	0,50
	R36-R37	3363	7,32	8,05	139,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,23	0,50
N11-N10	R42-R41	3363	7,32	8,05	108,2	36,5	250	0,78	68,28	1,39	1,39	0,12	1,93
	R41-R40	3363	7,32	8,05	108,2	34	250	0,78	68,28	1,39	1,39	0,12	1,93
	R40-R39	3363	7,32	8,05	108,2	34	250	0,78	68,28	1,39	1,39	0,12	1,93
	R39-R38	3363	7,32	8,05	108,2	34	250	0,78	68,28	1,39	1,39	0,12	1,93
	R38-R37	3363	7,32	8,05	108,2	34	250	0,78	68,28	1,39	1,39	0,12	1,93

Nœuds	Tronçons	Pop (hts)	Q (l/s)	1,1 Q (l/s)	D <sub>th</sub> (mm)	Long (m)	D <sub>c</sub> (mm)	Pente (%)	Q <sub>ps</sub> (l/s)	V <sub>ps</sub> (m/s)	V/V <sub>ps</sub> (0,5)	Q/Q <sub>ps</sub>	V (m/s)
N10-N15	R37-R54	3363	7,32	8,05	139,7	34	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,23	0,50
	R54-R55	2281	5,52	6,07	125,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,18	0,50
	R55-R56	2281	5,52	6,07	125,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,18	0,50
	R56-R57	2281	5,52	6,07	125,7	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,18	0,50
N12-N13	R43-R44	2281	5,52	6,07	98,1	36,5	250	0,75	66,95	1,36	1,36	0,09	1,86
	R44-R45	3545	7,62	8,38	110,6	35	250	0,75	66,95	1,36	1,36	0,13	1,86
	R45-R46	3545	7,62	8,38	110,6	35	250	0,75	66,95	1,36	1,36	0,13	1,86
	R46-R47	3545	7,62	8,38	110,6	35	250	0,75	66,95	1,36	1,36	0,13	1,86
N13-N14	R47-R48	3545	7,62	8,38	141,8	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,24	0,50
	R48-R49	3545	7,62	8,38	141,8	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,24	0,50
	R49-R50	3545	7,62	8,38	141,8	35	250	0,2	34,57	0,70	0,70	0,24	0,50
N14-N15	R50-R51	3363	7,32	8,05	106,3	36,5	250	0,86	71,69	1,46	1,46	0,11	2,13
	R51-R52	3363	7,32	8,05	106,3	35	250	0,86	71,69	1,46	1,46	0,11	2,13
	R52-R53	3363	7,32	8,05	106,3	35	250	0,86	71,69	1,46	1,46	0,11	2,13
	R53-R57	3363	7,32	8,05	106,3	36,5	250	0,86	71,69	1,46	1,46	0,11	2,13

## Annexe 7: Courbes de performances pompes ITUR

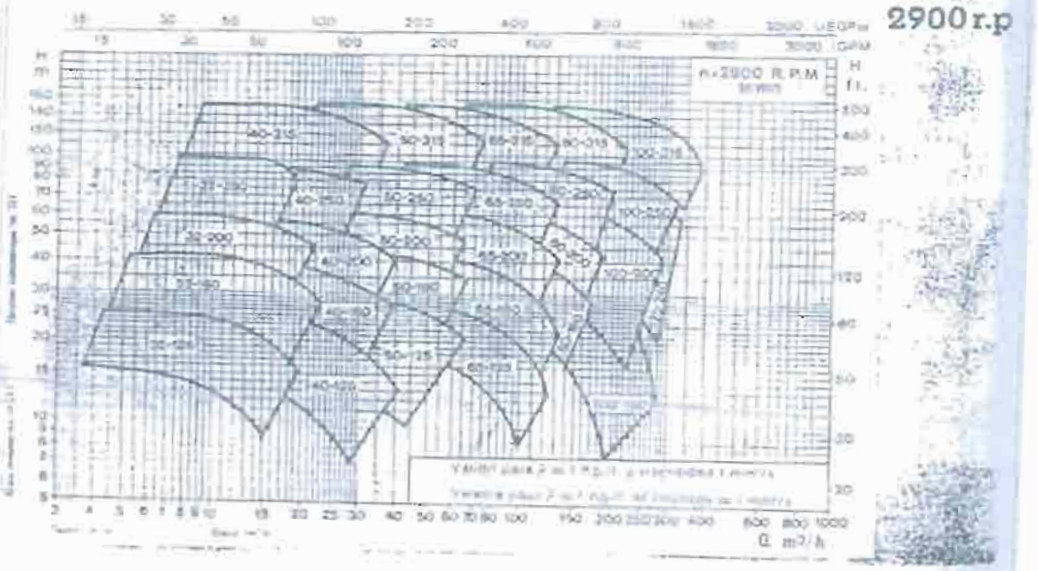
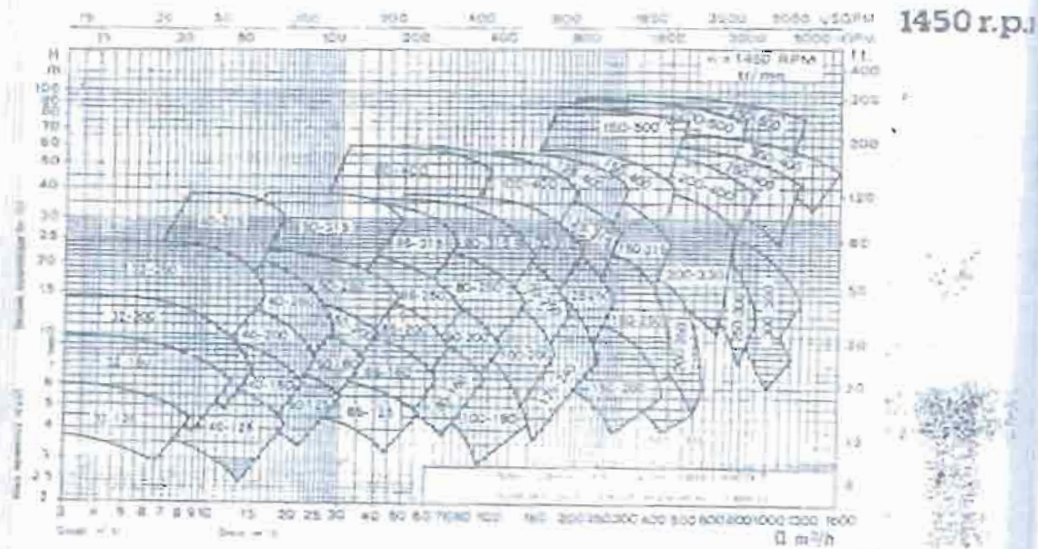
guyard  
2008

# CURVAS CARACTERISTICAS COURBES CARACTERISTIQUES

VALIDAS PARA LAS BOMBAS SERIES /

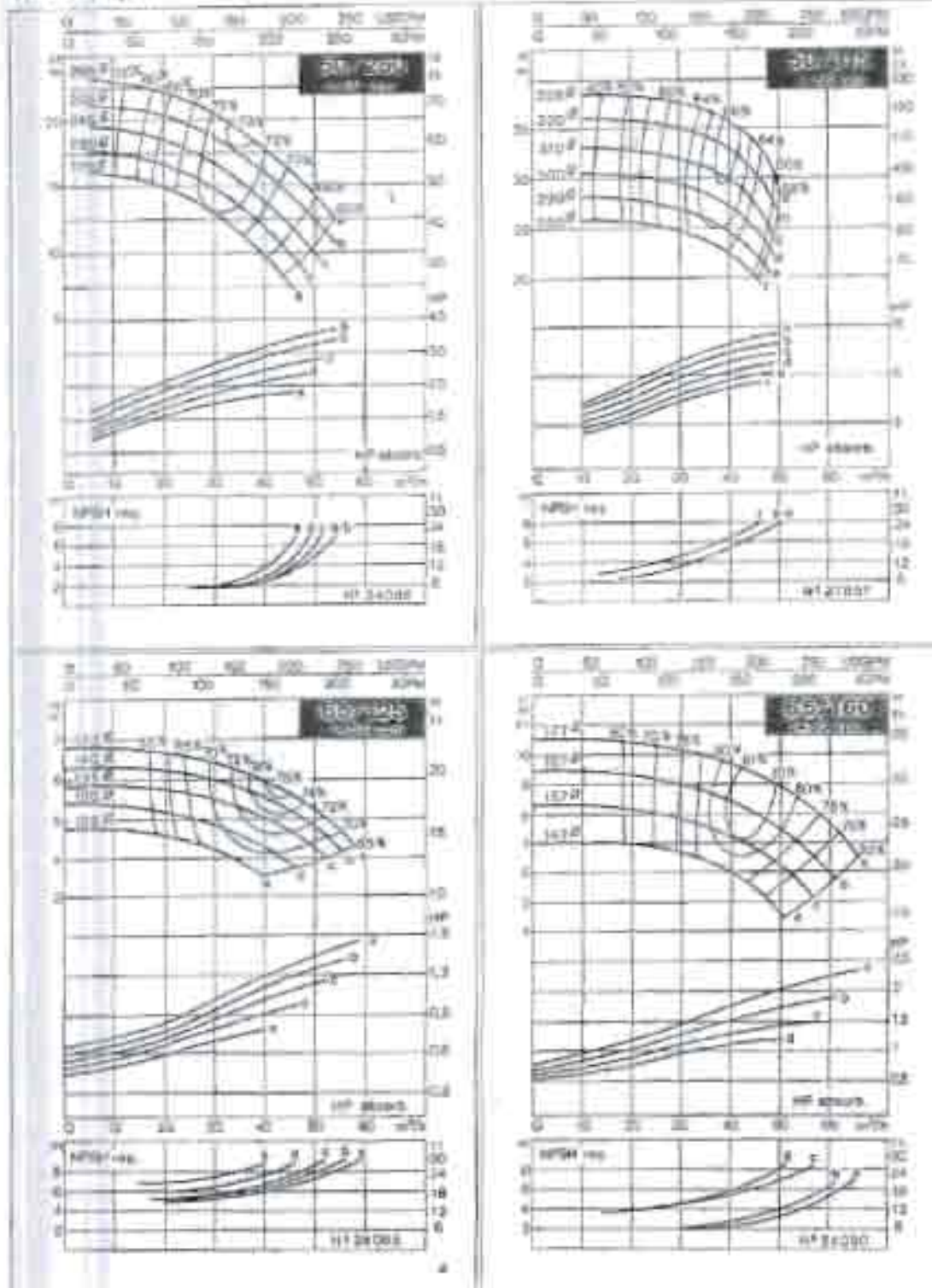
/ VALABLES POUR POMPES SERIE

IN INC INP INV-INVS INVCN INVCP IL-ILS ILC





1.450 r.p.m. 50 Hz

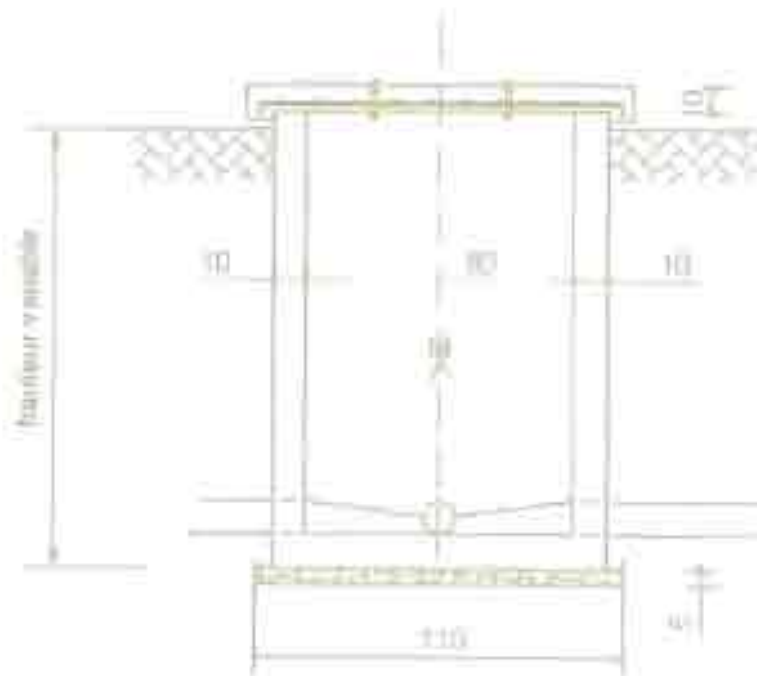


Courbes Caractéristiques des pompes

# Annexe 8: Regard simple

T

# REGARD SIMPLE



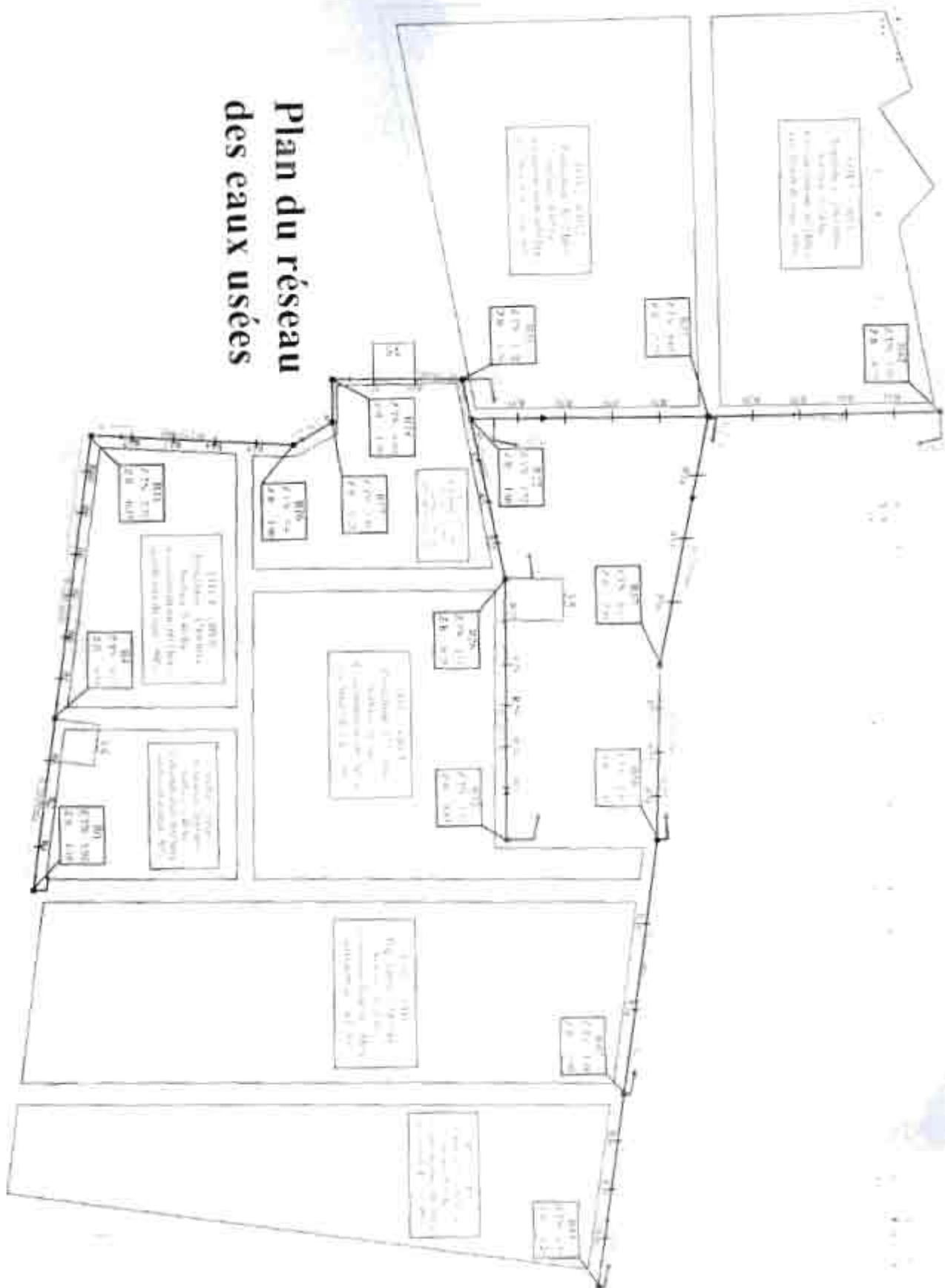
## Coupe A-A

Regard simple

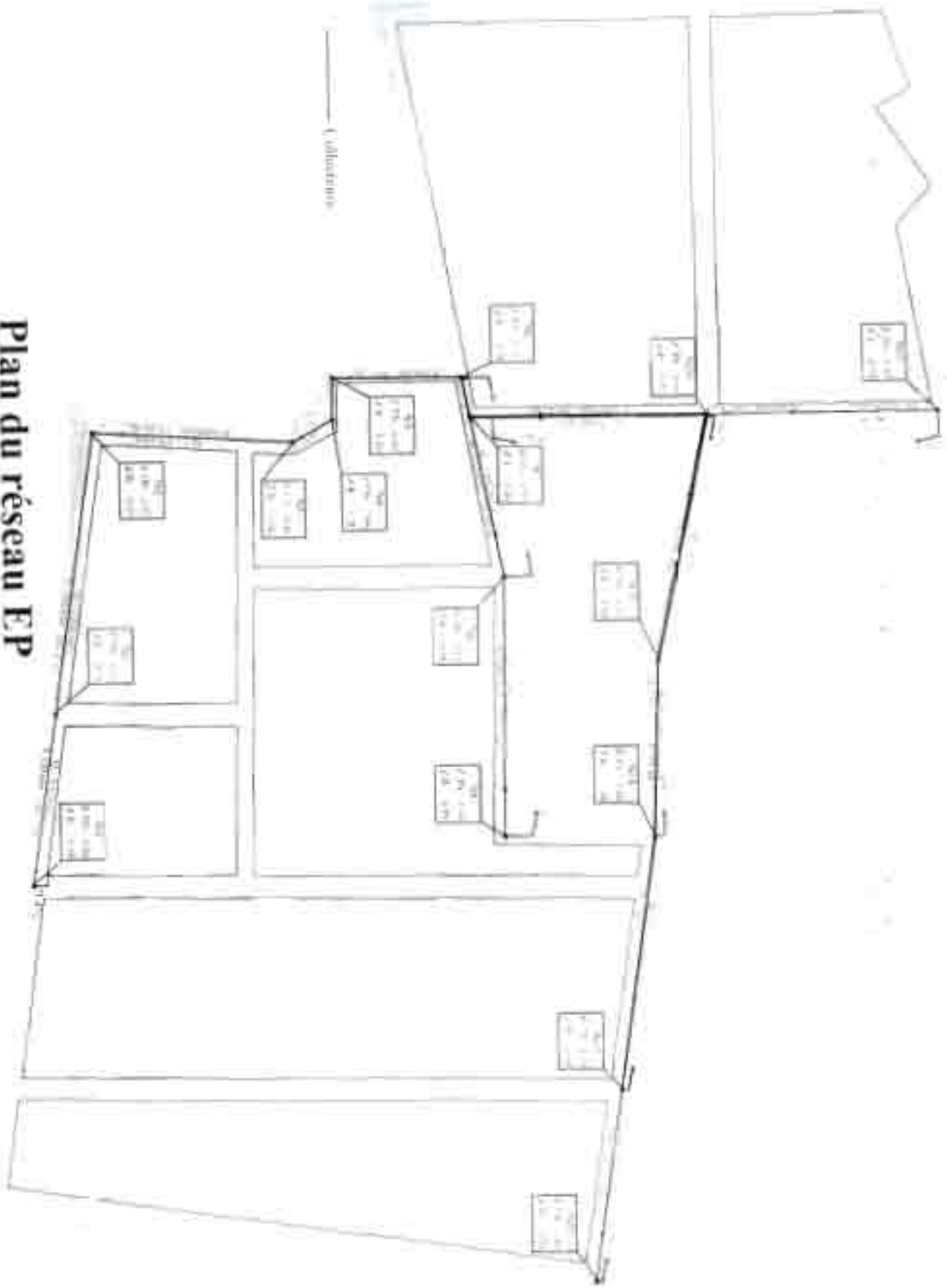


## Annexe 9: Plans d'occupation et d'exécutions

# Plan du réseau des eaux usées



# Plan du réseau EP





**Plan d'occupation de la Zone de Recasement de Keur Massar**