

REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC. 0524

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

CENTRE DE THIES

# PROJET DE FIN D'ETUDES

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

## TITRE: Amélioration du système de gestion des examens à Rufisque

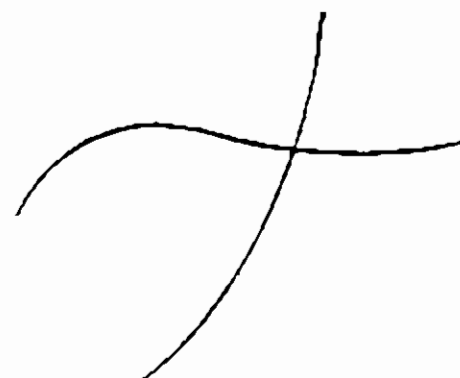
Auteurs : Abibou BA

Samuel LEYE

Directeur interne : M. Sèni TAMBA, Prof ESP

Directeur externe : M. Adama MBAYE, Ing. ONAS

Année Universitaire 2007/2008



## DEDICACES

### ▣ Samuel LEYE

✠ Après avoir rendu grâce à ALLAH, le Tout Puissant sans Qui, ce travail n'aurait jamais eu sa quintessence, après avoir prié sur le prophète Mohammad (Paix et Salut sur Lui), le meilleur des êtres, Je dédie ce travail:

✠ A mon père, Abdel Kader LEYE; qui m'a mis dans le bon chemin ;

✠ A ma mère Diass Ndiaye; pour son investissement en continu ;

✠ A mes frères et sœurs pour leur soutien;

✠ A notre regretté camarade étudiant décédé en France, Irie Bi Trazie Guy Maxim que la mort a fauché à la fleur de l'âge ;

✠ A tout le corps professoral qui m'a inculqué un savoir-faire technique pratique durant toute ma formation;

✠ A tous mes camarades de la 9<sup>e</sup> promotion E.S.P. ;

✠ A tous les élèves de l'école polytechnique de Thiès;

✠ A tous mes amis et proches.

### ▣ Abibou BA

Louanges à DIEU, Tout Puissant et à son prophète (Paix et Salut sur Lui)

Je dédie ce travail à :

✠ A mon défunt père El Hadj Seydou BA;

✠ A ma mère Bineta THIAM;

✠ A tous mes amis et camarades de promotion;

✠ Au regretté camarade étudiant Irie Bi Trazie Guy Maxim;

✠ A toute ma famille;

## REMERCIEMENTS

Nous adressons nos vifs remerciements à toute l'antenne régionale de l'ONAS de Rufisque et particulièrement aux messieurs Mbaye et Diallo, respectivement chef d'antenne et adjoint électromécanicien, d'abord pour la disponibilité, ensuite pour toute l'assistance prodiguée sur les plans technique et documentaire.

Nos remerciements vont aussi à l'endroit de Monsieur Sény TAMBA, professeur et encadreur à L'Ecole Polytechnique de Thiès (EPT), qui n'a ménagé aucun effort pour la réussite de ce projet. En effet, la qualité de son encadrement a permis de lever pratiquement tous les écueils rencontrés au cours de l'élaboration du sujet.

Nous remercions également :

- Monsieur Souaré, Directeur des services techniques de la commune de Rufisque,
- Monsieur Ndiaga Sow, chef de protocole de Monsieur le Maire de Rufisque,
- Toute la population de la zone cible, pour la compréhension manifestée et l'adhésion à l'esprit du projet.

Enfin, nous ne saurions terminer sans exprimer notre grande reconnaissance à tout le corps professoral de l'Ecole Polytechnique de Thiès pour la formation de Qualité.

## S O M M A I R E

Loin de s'inscrire dans la perspective de régler pour de bon les problèmes d'assainissement de la ville de Rufisque, ce travail a eu comme principal objectif de faire un diagnostic, autrement dit un état des lieux et de proposer, au besoin, une amélioration du système de gestion existant dans le domaine des eaux usées.

En fait, Rufisque, de par sa position géographique, s'érige en porte d'entrée ou de sortie de la capitale Dakar dont il constitue un des trois départements. C'est une ville qui est en train de connaître une importante extension du côté Nord qui porte déjà le nom de Rufisque II. La vie socio-économique est rythmée par d'intenses activités de commerce d'une part et une activité industrielle relativement importante exercée par SOCOCIM, VALDA, New Team, ESPI, Cap des Biches, etc.

L'une des tares saillantes de la vieille ville est l'envahissement de l'espace vital par les eaux usées, surtout en hivernage. Cet état de fait engendre beaucoup de désagréments aux populations en se répercutant considérablement sur la vie active. Cette situation induit un besoin urgent d'assainir la ville pour lui faire retrouver le lustre digne d'une entité urbaine en émergence.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, il s'est agit d'abord de dérouler un questionnaire pour recueillir les informations nécessaires à l'étude du milieu, de faire une visite guidée par les techniciens de l'antenne régionale ONAS de Rufisque pour diagnostiquer les infrastructures existantes, ensuite de proposer des schémas d'amélioration du mode de gestion existant et enfin de choisir une variante et de dimensionner le réseau, les stations de pompage et la station d'épuration suivant les horizons fixés par l'ONAS, à savoir 2020, 2030. Les méthodes de calcul hydraulique utilisées sont des plus courantes et sont développées dans le rapport et part ailleurs, le réseau eaux usées a été calculé parallèlement avec le logiciel Excel.

La solution technique préconisée dans le cadre de ce projet va certainement mitiger les impacts négatifs générés par les eaux usées et permettre une réutilisation des eaux épurées à des fins de maraîchage et d'arrosage dans la perspective de baisser les factures de consommation d'eaux de la SDE.

*Mots-clés : assainissement, diagnostic, amélioration, eaux usées, logiciel Excel, station d'épuration, stations de pompage, variante.*



## **Table des matières :**

DEDICACES.....	I
REMERCIEMENTS .....	II
S O M M A I R E.....	III
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	XIV
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	XV
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DE LA VILLE DE RUFISQUE .....	3
<b>I. Situation géographique:</b> .....	3
<b>II. Le cadre socio-économique :</b> .....	3
II.1 Généralités .....	4
II.2 Exploitation des fiches d'enquêtes .....	5
II.2.1 Identification des quartiers et visites de reconnaissance.....	5
II.2.2 Déroulement du questionnaire auprès des populations.....	6
II.2.3 Résultats et analyse de l'enquête.....	6
<b>III. Le cadre démographique :</b> .....	16
Les <b>données</b> démographiques sont parmi les plus critiques dans le domaine de l'assainissement. Leur estimation permettra en fait de déterminer correctement l'intérêt économique ou technique de tel ou tel type de réseau dans les différentes parties de la zone d'étude.....	16
III.1 Sources de données .....	16
III.2 Projections de la population .....	16
III.3 Taux de croissance (k).....	17
III.4 Spécificités .....	18
<b>IV. Urbanisation :</b> .....	19
IV.1 Les différents types d'habitat.....	19
IV.1.1 Habitat moyen standing.....	19
IV.1.2 Habitat ancien 'type mixte' .....	19
IV.1.3 Habitat planifié.....	20
IV.1.4 Habitat spontané régulier .....	20
IV.1.5 Habitat spontané irrégulier.....	20
IV.1.6 Habitat type villageois.....	21
V. Topographie.....	21
VI. Données morphologiques .....	21
VI.1 Sources de données .....	22
VI.2 Géologie .....	22
VI.2.1 Les calcaires et marnes de Bargny- Rufisque .....	22

VI.2.2	Les marnes grises et blanches .....	22
VI.2.3	les dépôts sablo-argileux et coquilles du littoral .....	23
VI.2.4	les roches volcaniques .....	24
VI.3	Pédologie .....	24
VI.4	Hydrogéologie .....	25
VI.4.1	Sables quaternaires .....	25
VI.4.2	Marnes de l'Eocène .....	25
CHAPITRE II : LES SYSTEMES FONDAMENTAUX D'EVACUATION DES EAUX USEES .....		27
I.	GENERALITES .....	27
II.	SYSTEME D'ASSAINISSEMENT COLLECTIF .....	29
II.1	le système unitaire .....	30
II.2	Le système séparatif .....	30
II.3	Le système pseudo séparatif .....	31
II.4	Le système mixte .....	31
II.5	Le système non gravitaire .....	32
II.5.1	Le système sous vide .....	32
II.5.2	Le système sous pression .....	32
II.5.3	Le système sous pression par aéroéjecteur .....	32
II.5.4	Le système hybride ou composite .....	33
III.	SYSTEME D'ASSAINISSEMENT AUTONOME, INDIVIDUEL ou non collectif .....	34
CHAPITRE III : SYSTEME DE GESTION EXISTANT .....		37
I.	Présentation du système d'assainissement .....	37
I.1	Les canaux à ciel ouvert .....	38
I.1.1	les canaux primaires .....	38
I.1.2	Canaux secondaires .....	39
I.2	Canaux fermés .....	40
I.3	Réseaux collectifs .....	40
I.4	Réseau de caniveaux du centre ville .....	40
I.5	La STEP du Cap des Biches .....	41
I.5.1	Deux bassins anaérobies A1 et A2 .....	41
I.5.2	Un bassin facultatif F1 .....	41
I.5.3	Deux bassins aérobies F2 et F3 .....	41
I.5.4	Récapitulatif des caractéristiques géométriques des bassins .....	43
I.5.5	Qualité des eaux dans la STEP (à la date du 03 Mars 2008) .....	43
I.5.5.1	Mesure de la charge polluante .....	43
I.5.5.2	Flux de pollution entrée station .....	44

I.5.5.3 Rendements épuratoires moyens.....	44
I.6 Assainissement individuel .....	45
I.6.1 Généralités.....	45
I.6.2 Types d'assainissement individuel.....	46
I.6.2.1 Fosse septique sans écoulement.....	47
I.6.2.2 Fosse septique avec écoulement dans une fosse d'infiltration ou puits perdu..	47
I.6.2.3 Fosse septique avec évacuation de l'effluent dans le terrain .....	48
I.6.2.4 Fosse septique couplée à une évacuation dans un réseau eaux usées ou eaux pluviales.....	49
CHAPITRE IV: EVALUATION DES SOURCES D'EAUX USEES .....	51
I. Production d'eau usée de la population.....	51
I.1 Production des différents quartiers .....	51
I.2 Caractéristiques probables .....	53
I.3 Répartition temporelle .....	55
II. Sources ponctuelles.....	57
II.1 Industries.....	57
II.2 Bâtiments commerciaux .....	58
II.3 Equipements publics .....	59
II.3.1 Equipements de santé.....	59
II.3.2 Equipements sportifs et culturels .....	60
II.3.3 édifices religieux et cimetières.....	60
II.3.4 bâtiments scolaires .....	60
II.3.5 Services administratifs .....	60
II.3.6 Edicules publics.....	61
III. Sommaire par quartier .....	61
CHAPITRE V PROPOSITIONS D'AMELIORATION DU SYSTEME DE GESTION .....	65
I. Choix des horizons .....	65
II. Choix du type d'assainissement.....	66
II.1 Diagnostic des contraintes .....	66
II.2 Propositions d'amélioration.....	68
II.2.1 Levée des limites institutionnelles et réglementaires.....	68
II.2.2 Impacts socio-culturels et urbains .....	69
II.2.3 Impact sur l'environnement .....	69
II.2.4 Faisabilité technique.....	69
II.2.5 Prise en compte du développement durable.....	69
II.2.6 La réutilisation des eaux épurées .....	69
II.2.7 La valorisation des systèmes existants.....	70

II.2.8	La mise en contribution du secteur privé .....	70
II.3	Définition des variantes .....	70
II.3.1	Structure du réseau et emplacement de la ou des STEP .....	70
II.3.1.1	Type de réseau .....	71
II.3.1.2	Type de station d'épuration .....	72
II.3.2	Traitement des boues de la station et de boues de vidange des fosses.....	73
II.3.3	Réutilisation des eaux épurées .....	74
II.3.4	Traitement des boues de vidange des fosses septiques .....	75
II.4	Description de la variante 1.1 .....	77
II.5	Description de la variante 1.2 .....	78
II.6	Identification des variantes .....	79
CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU ET DES STATIONS DE POMPAGE.....		82
I	Méthodologie.....	82
I.1	La caractérisation structurale .....	82
I.2	La caractérisation hydraulique.....	83
I.2.1	Sections des conduites.....	84
I.2.2	Profils topographiques.....	84
I.2.3	Profils hydrauliques.....	85
I.3	La caractérisation constructive .....	85
II	Critères de dimensionnement.....	86
II.1	Réseau d'assainissement.....	86
II.1.1	Débits de dimensionnement .....	86
II.1.2	Conditions d'écoulement.....	86
II.1.3	Matériaux .....	87
II.1.3.1	les collecteurs .....	87
II.1.3.2	Branchement au réseau.....	87
II.1.3.3	Ouvrages d'accès au réseau .....	87
II.1.4	Conditions constructives .....	88
II.1.4.1	Mise en œuvre des canalisations .....	88
II.1.4.2	Les regards de visites.....	88
II.1.4.3	Ouvrages spéciaux.....	89
II.1.5	Résultats et interprétation.....	90
II.1.5.1	Résultats .....	90
II.1.5.2	Interprétation des résultats.....	91
II.1.6	Résolution de l'étude.....	91
II.1.6.1	Le relèvement du TN à l'amont de la cote .....	92

II.1.6.2	Impact de la nappe phréatique.....	92
II.1.6.3	Impact de roches volcaniques.....	92
II.1.6.4	Impact du volet assainissement des eaux pluviales.....	92
II.1.6.5	Comportement des conduites .....	93
II.1.7	Conclusions .....	93
II.2	Stations de pompage (STAP).....	93
<b>II.2.1</b>	<b>Implantation et aménagement :</b> .....	94
II.2.1.1	Implantation.....	94
II.2.1.2	Aménagement des STAP.....	95
II.2.1.3	Description de la station de pompage.....	95
<b>II.2.2</b>	<b>Fonctionnement hydraulique :</b> .....	96
<b>II.2.3</b>	<b>Les ouvrages de prétraitement :</b> .....	97
II.2.3.1	Dégrillage .....	97
II.2.3.2	Dessablage .....	97
<b>II.2.4</b>	<b>La bâche de pompage :</b> .....	98
<b>II.2.5</b>	<b>Accessoires hydrauliques et de manutention :</b> .....	98
<b>II.2.6</b>	<b>Collecte des déchets solides :</b> .....	98
<b>II.2.7</b>	<b>critères de dimensionnement :</b> .....	98
II.2.7.1	Critères hydrauliques .....	98
II.2.7.1.1	Données hydrauliques.....	98
a)	Débits et charges de dimensionnement .....	98
b)	Interprétation des résultats .....	100
II.2.7.1.2	Données géométriques .....	101
II.2.7.1.3	Protections hydrauliques.....	104
<b>II.2.8</b>	<b>conclusion :</b> .....	105
III.	Note de calcul des stations de pompage .....	105
III.1	Station du Marche .....	105
III.1.1	Rappels des critères de dimensionnement.....	105
III.1.1.1	Débits.....	105
III.1.1.2	Caractéristique des conduites .....	106
III.1.1.3	Modèle de calcul.....	106
III.1.1.4	Type de pompe .....	106
III.1.2	Données géométriques .....	106
III.1.3	Hauteur manométrique de refoulement (HMT) .....	106
III.1.4	marnage du plan d'eau .....	108
III.1.5	Caractéristiques de fonctionnement .....	108
III.1.5.1	Configuration de la STAP .....	108

III.1.5.2	Description du besoin .....	108
III.1.6	Choix du type de pompe.....	109
III.1.7	Méthodes d'installation.....	109
III.1.8	Point de fonctionnement de la pompe .....	114
III.1.9	Les ouvrages de prétraitement.....	114
III.1.9.1	Le dégrilleur .....	114
III.1.9.2	Le dessableur .....	116
III.1.10	Passage du dégrilleur au dessableur .....	118
III.1.11	La bêche de pompage .....	118
III.1.11.1	Volume utile de la bêche .....	118
III.1.11.2	Hauteur utile .....	119
III.1.12	Dispositif de protection Antibélier .....	119
III.1.13	Niveau équipement.....	120
III.1.14	Système hydraulique .....	120
III.1.15	Système électrique.....	121
III.2	STATION DU PHARE.....	121
III.2.1	Type de pompe .....	121
III.2.2	Données géométriques .....	121
III.2.3	Marnage du plan d'eau.....	122
III.2.4	Caractéristiques de fonctionnement .....	123
III.2.4.1	Configuration de la STAP .....	123
III.2.4.2	Description du besoin .....	123
III.2.4.3	Point de fonctionnement de la pompe .....	123
III.2.4.4	Les ouvrages de prétraitement.....	124
III.2.4.5	La bêche de pompage .....	125
III.2.4.6	Dispositif de protection Anti-bélier.....	127
III.2.5	Niveau équipement.....	128
III.2.5.1	Système hydraulique .....	128
III.2.5.2	Système électrique.....	128
III.3	STATION DE DIOKOUL .....	128
III.3.1	Données géométriques .....	128
III.3.2	Marnage du plan d'eau.....	130
III.3.3	Caractéristiques de fonctionnement .....	130
III.3.3.1	Configuration de la STAP .....	130
III.3.3.2	Description du besoin .....	130
III.3.4	Point de fonctionnement de la pompe .....	131
III.3.5	Les ouvrages de prétraitement.....	131

III.3.5.1	Le dégrilleur .....	132
III.3.5.2	Le dessableur .....	133
III.3.5.3	Passage du dégrilleur au dessableur .....	134
III.3.6	La bêche de pompage.....	134
III.3.6.1	Volume utile de la bêche .....	134
III.3.6.2	Hauteur utile .....	135
III.3.7	Dispositif de protection Anti-bélier.....	136
III.3.7.1	Vérification du coup de bélier .....	136
III.3.7.2	La contrainte dans la conduite.....	136
III.3.8	Niveau équipement.....	137
III.3.8.1	Système hydraulique .....	137
III.3.8.2	Système électrique.....	137
CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION POUR L'HORIZON 2030 .....		137
I.	Données géotechniques .....	137
II.	CRITERES DE DIMENSIONNEMENT .....	138
II.1	Calcul de la demande .....	138
II.1.1	Objectifs .....	138
II.1.2	Calcul des débits de projet .....	139
II.1.3	Calcul des charges de pollution.....	141
II.1.3.1	Demande Biochimique en Oxygène (DBO).....	141
II.1.3.2	Coliformes fécaux.....	142
II.1.3.3	Matières en suspension (MES).....	142
II.1.3.4	Œufs d'helminthes .....	143
II.1.4	Données de dimensionnement.....	143
III.	Station d'épuration des eaux usées.....	144
III.1	Conditions de rejet .....	144
III.2	Procédé de traitement.....	145
III.3	Limites de qualité des eaux usées à l'entrée de la STEP .....	146
III.3.1	Soufre .....	147
III.3.2	Métaux lourds.....	147
III.3.3	pH.....	148
III.4	Critères climatologiques.....	148
III.4.1	Température de dimensionnement .....	148
III.4.2	Evaporation moyenne.....	148
III.4.3	Vents.....	149
III.4.4	réduction de la charge polluative .....	149

III.4.5	Abattement de la charge .....	150
III.4.6	Abattement du taux en œufs d'helminthes .....	151
III.5	Critères d'exploitation et de maintenance .....	151
III.5.1	Entretien des digues .....	151
III.5.2	Boues de traitement.....	152
III.5.4	Aménagement.....	155
III.5.4.1	Bassins A1 et A2 .....	155
a)	bassin F1 .....	155
b)	Bassin F2.....	156
c)	Bassin F3 .....	156
III.5.4.2	Etanchéité de bassins .....	157
III.6	Ouvrages hydrauliques.....	158
III.6.1	Ouvrages d'amenée.....	158
III.6.2	Grilles.....	158
III.6.3	Dessableurs.....	159
III.6.4	Mesure de débit .....	160
III.7	Ouvrage de répartition.....	160
III.8	Protection contre les inondations .....	160
III.9	BASSINS DE LAGUNAGE.....	162
III.9.1	Surface des bassins.....	162
III.9.1.1	Horizon 2005 .....	162
a)	Bassins anaérobies.....	162
b)	Bassins facultatifs .....	163
III.9.1.2	HORIZON 2030 .....	165
a)	Bassins anaérobies.....	165
b)	Bassins facultatifs .....	166
c)	Digues.....	167
IV.	Ouvrages de prétraitement.....	167
IV.1.1	Dégrillage.....	167
IV.1.2	Dessablage.....	168
V.	Canal Parshall .....	169
V.1	Description.....	169
V.2	Installation .....	171
V.3	Entretien et étalonnage périodiques.....	172
V.4	ouvrages de raccordement .....	173
V.5	Canal de rejet .....	174
VI.	EVACUATION DES BOUES.....	176

CHAPITRE VIII	ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT .....	177
I.	Eaux usées .....	178
I.1	Réseau d'évacuation des eaux usées.....	178
I.1.1	Comme impacts positifs .....	179
I.1.2	Comme impacts négatifs .....	180
I.2	Station d'épuration.....	181
I.2.1	Comme impact positif .....	181
I.2.2	Impacts négatifs.....	182
CHAPITRE IX.	ETUDE FINANCIERE .....	183
I.	Variante 1.1 .....	183
I.1	Couts de construction.....	184
I.2	Couts d'opération et de maintenance .....	184
II.	Variante 1.2.....	185
II.1	Couts de construction.....	185
II.2	Couts d'opération et de maintenance .....	186
CONCLUSION	.....	187
RECOMMANDATIONS	.....	188
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES &amp; WEBIOGRAPHIE</b>	.....	189
<b>ANNEXES</b>	.....	190
Annexe 1 : QUESTIONNAIRE SOCIO-ECONOMIQUE :	.....	191
Annexe 2: TABLEAU DE CALCUL DU RESEAU E.U.....	.....	199
Annexe 3: REGARD DE SORTIE TYPE. ....	.....	200
Annexe 4: carte de la zone d' ETUDE .....	.....	201
Annexe 5: carte des canaux E.P. ....	.....	202
Annexe 6: VARIANTE 1.1. ....	.....	203
Annexe 7: VARIANTE 1.2. ....	.....	204
Annexe 8: Profils en long .....	.....	205

**LISTE DES FIGURES**

Figure 1 : Situation professionnelle du chef de famille dans l'échantillon sondé : .....	8
Figure 2: Secteur d'activité du chef de famille dans l'échantillon sondé : .....	9
Figure 3 : Histogramme du mode de revêtement de la cour : .....	10
Figure 4 : Histogramme source d'approvisionnement : .....	12
Figure 5: Type de système d'évacuation des eaux usées dans l'échantillon sondé : .....	14
Figure 6: système de rejet vers un cours d'eau : .....	29
Figure 7 : les grandes étapes de l'assainissement : .....	29
Figure 8: schéma simple d'un réseau unitaire : .....	30
Figure 9: schéma d'un réseau séparatif : .....	31
Figure 10: schéma d'un type d'assainissement : .....	36
Figure 11: dispositif des bassins de la STEP du cap des biches : .....	43
Figure 12: Fosse septique sans écoulement : .....	47
Figure 13: Fosse septique avec évacuation de l'effluent dans le terrain : .....	47
Figure 14: Fosse septique avec évacuation de l'effluent dans le terrain : .....	49
Figure 15: Fosse septique couplée à une évacuation dans un réseau eaux usées ou eaux pluviales : .....	50
Figure 16: schéma synoptique de la pompe : .....	94
Figure 17: schéma synoptique de la pompe : .....	96
Figure 18: schéma de pompe immergée : .....	109
Figure 19: coupe de la pompe : .....	110
Figure 20: dilacérateur de la pompe : .....	111
Figure 21: garniture de la pompe : .....	111
Figure 22: élément de montage : .....	112
Figure 23: élément d'assemblage : .....	112
Figure 24: couteau de dilacération : .....	112
Figure 25: vis d'alimentation : .....	113
Figure 26: dégrilleur mécanique : .....	115
Figure 27: schéma type dessableur : .....	117
Figure 28: schéma de principe du traitement au niveau de la STEP : .....	153
Figure 29: Schéma d'aménagement du pied de la digue sec : .....	161
Figure 30: schéma de drain : .....	162
Figure 31: Canal Parshall : .....	170

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1: Liste des quartiers et de leurs surfaces, (Source : O.N.A.S antenne Rufisque) : .....	5
Tableau 2: récapitulatif des échantillons enquêtés au niveau des quartiers de la zone cible : .....	7
Tableau 3: situation professionnelle du chef de famille dans l'échantillon sondé : .....	7
Tableau 4: secteur d'activité du chef de famille dans l'échantillon sondé : .....	8
Tableau 5: type de revêtement de la cour : .....	10
Tableau 6: Source d'approvisionnement en eau dans l'échantillon sondé : .....	11
Tableau 7: types de systèmes d'évacuation des eaux usées dans l'échantillon sondé : .....	14
Tableau 8: estimations de la population aux divers horizons : .....	17
Tableau 9: estimation des populations par quartier aux divers horizons : .....	18
Tableau 10: Résultats de la campagne de mesure de la profondeur des nappes dans la région de Rufisque (N.S.=niveau statique mesuré depuis le sol) : .....	26
Tableau 11: Analyse comparative des principaux systèmes d'évacuation des eaux usées : .....	34
Tableau 12: Caractéristiques générales des différents canaux dans la zone d'étude : .....	39
Tableau 13: récapitulatif des caractéristiques géométriques des bassins : .....	43
Tableau 14: qualité de l'eau de sortie : .....	43
Tableau 15: qualité de l'eau de sortie : .....	44
Tableau 16: Flux de pollution à l'entrée de la station : .....	44
Tableau 17: rendements épuratoires : .....	45
Tableau 18: Estimation du volume d'eaux usées produit par jour et par équivalent habitant pour les différents quartiers de la zone cible : .....	52
Tableau 19: Caractéristiques probables des effluents domestiques et des eaux pluviales à Rufisque .....	55
Tableau 20: Estimation des volumes d'eaux usées produits par la population et les différents équipements et installations pour chaque quartier de la zone d'étude en 1999 : .....	63
Tableau 21: Estimation des volumes d'eaux usées produits par la population et les différents équipements et installations pour chaque quartier de la zone d'étude en 2020 : .....	64
Tableau 22: Estimation des volumes d'eaux usées produits par la population et les différents équipements et installations pour chaque quartier de la zone d'étude en 2030 : .....	65
Tableau 23: analyse comparative des deux variantes : .....	81
Tableau 24: paramètres dynamiques de l'écoulement : .....	87
Tableau 25: caractéristiques dimensionnelles et topographiques des points de traversée : .....	90
Tableau 26: extrait du tableau de dimensionnement : .....	90
Tableau 27: débit de dimensionnement de la STAP du Marché : .....	99
Tableau 28: débit de dimensionnement de la STAP de Diokoul : .....	100
Tableau 29: débit de dimensionnement de la STAP du PHARE : .....	100
Tableau 30 : débit de dimensionnement de la STEP : .....	101
Tableau 31: données géométriques de STAP : .....	101
Tableau 32: Les fréquences de démarrages admissibles de la pompe : .....	104
Tableau 33: données géométriques de la STAP du Marché : .....	106
Tableau 34: spécifications de la pompe du Marché : .....	113
Tableau 35: données géométriques de la pompe du PHARE : .....	121
Tableau 36: description du produit : .....	123
Tableau 37: données géométriques STAP Diokoul : .....	129
Tableau 38: spécifications de la pompe de Diokoul : .....	131
Tableau 39: Récapitulation des données de dimensionnement : .....	144
Tableau 40: conditions de réutilisation en irrigation : .....	145
Tableau 41: Températures de dimensionnement : .....	148
Tableau 42: Taux d'évaporation mensuel moyen mesuré à Dakar : .....	149
Tableau 43: Relation entre la longueur du seuil et sa hauteur de déversement, pour un débit de 410.815 m <sup>3</sup> /j : .....	174

LISTE DES ABREVIATIONS

HMT	: Hauteur Manométrique Totale.
GIE	: Groupement d'Intérêt Economique.
GPF	: Groupement de Promotion Féminine.
ASC	: Association Sportive et Culturelle.
REPD	: Réseaux Eaux Petit Diamètre.
PVC	: Polychlorure de Vinyle.
ONAS	: Office National de l'Assainissement du Sénégal.
ENDA/TM	: Environnement et Développement du Tiers-Monde
RUP	: Relais pour le Développement Urbain Participé
CMJ	: Consommation Moyenne Journalière.
SOCOCIM	: Société Commerciale des Ciments
EH	: Equivalent Habitant
RN	: Route Nationale
ONG	: Organisation Non Gouvernementale
SDE	: Sénégalaise Des Eaux
ZAC	: Zone d'Aménagement Concerté
STEP	: Station d'Épuration
DBO	: Demande Biochimique (biologique) en Oxygène.
DCO	: Demande Chimique en Oxygène.
MES	: Matières En Suspension.
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé.
EUD	: Eaux Usées Domestique.
MVS	: Matières Volatiles en Suspension.
EU	: Eaux Usées.
EP	: Eaux Pluviales.
TCM	: Toilette à Chasse Multiples.
PEPAM	: Programme d'Eau Potable et d'Assainissement du Millénaire.



## INTRODUCTION

La gestion des eaux usées demeure aujourd'hui une préoccupation majeure en Afrique et entre dans la plupart des stratégies de politiques de développement des différentes nations particulièrement celles situées au sud du Sahara.

Dans nombre de ces contrées, l'accès à l'eau potable est encore faible. La collecte des eaux usées produites dans une agglomération donnée fait partie intégrante de l'une des priorités fondamentales de l'assainissement de cette zone.

Une collecte efficace exige une évacuation loin des habitations, des installations socio-économiques et culturelles tout en limitant au minimum les risques immédiats et différés des nuisances sur l'homme, sur son cadre de vie et sur l'environnement qui l'entoure.

Les eaux usées ne doivent en effet être rejetées dans le milieu récepteur que si leurs caractéristiques finales sont compatibles d'une part, avec les exigences de santé publique et de préservation de l'environnement, et d'autre part, avec les capacités auto épuratrices de ce milieu récepteur.

A l'avenant de ce qui se passe dans presque tous les pays du tiers monde, les villes du Sénégal n'échappent pas aux problèmes d'assainissement et la ville de Rufisque en est une parfaite illustration.

Situé à 25 km à l'Est de Dakar, Rufisque est encore une ville fortement marquée par son faciès colonial.

Du fait de l'absence d'un réseau adéquat d'évacuation des eaux usées, nombre d'habitants se sont raccordés directement sur le réseau d'évacuation des eaux de pluie, occasionnant par là une pollution inacceptable. D'autres déversent leurs eaux sur la voie publique.

Le système de vidange des fosses mis en place par la commune de Rufisque n'est actuellement pas fonctionnel.

D'autre part, les industries présentes sur le territoire communal sont des sources d'eaux usées qui méritent une attention particulière.

Face à tous ces défis, la mairie se démène tant bien que mal pour trouver les solutions idoines aux problèmes.

Le présent projet sur lequel nous avons travaillé de concert avec l'O.N.A.S. de Rufisque vise à diagnostiquer le réseau existant et au besoin à apporter des propositions pour une meilleure gestion des eaux usées à l'horizon 2030.

Parallèlement, des enquêtes vont être effectuées sur un échantillon représentatif pour mieux appréhender l'avis des populations sur l'état actuel de la gestion.

Pour le dimensionnement du réseau, le logiciel Excel va être utilisé.

Le plan adopté s'articule autour des points majeurs suivants :

Nous ferons d'abord une reconnaissance géographique avant d'établir une présentation des différents systèmes d'évacuation des eaux usées; le diagnostic du système de gestion existant suivra. Ensuite, nous procéderons à des propositions d'amélioration du système d'évacuation avant de faire le dimensionnement nécessaire du réseau et des stations d'épuration et de pompage de la variante choisie. Enfin, nous passerons aux études d'impact environnemental et financière.

## **CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DE LA VILLE DE RUFISQUE**

### **I. Situation géographique:**

Localité située à 25 km de Dakar, Rufisque en est un des trois départements et constitue un passage obligé pour entrer dans la capitale Dakar ou pour en sortir. Situé à une longitude de 17.266667° O, une latitude de 14.716667° N, une altitude moyenne de 0m, il couvre une superficie de 17,6 km<sup>2</sup>. C'est une vieille ville qui a été érigée en commune de plein exercice par la France depuis juin 1880. Aujourd'hui la localité fait partie intégrante de la région de Dakar ; à l'image des autres départements, Rufisque est découpé en communes d'arrondissement à savoir Rufisque-Est, Rufisque-Ouest et Rufisque-Nord.

Fin 2007, selon les estimations officielles, la population s'élèverait à 162 056 personnes, dont 60 749 pour Rufisque Est, 37 634 pour Rufisque Ouest et 63 673 pour Rufisque Nord.

La ville de Rufisque est limitée à l'Est par la commune de Bargny, à l'Ouest par la ZAC de Mbao, au Nord par les localités de Sangalkam et de Kounoune, au Sud par la mer.

Rufisque est surtout menacé par des problèmes d'assainissement, ce qui a donné de l'ampleur à la précarité du milieu. Par conséquent la majeure partie de la population vit en milieu défavorisé. Cette pauvreté s'explique par les moyens précaires que détiennent les habitants en matière de santé d'éducation et d'environnement. Ce qui fait que certaines conditions d'hygiène font terriblement défaut dans le milieu. D'autre part, les jeunes sont aussi victimes de chômage et d'un manque de formation adéquate.

La SOCOIM, VALDA, New Team (ex BATA), Cap des Biches sont pour l'essentiel les principales industries présentes dans la localité.

La zone cible objet de notre projet englobe les quartiers de Thiawlène, Mérina, Léonvalda, Keury kao, Keury souf, Thiokho, Diamaguene, Guendel, Castor, Colobane, Cité filaos, Ndenkou, Diokoul et les H.L M, Dangou, Ndar Ngoundao, Champ de course, cité Gabon, Nimzat, Santiaba, DarouSalam.

### **II. Le cadre socio-économique :**

Il a été étudié grâce à une documentation fournie par l'antenne régionale de l'ONAS à Rufisque et complétée par des enquêtes menées sur le terrain avec l'appui de la Direction des Services Techniques Municipaux (DSTM) de la commune de Rufisque.

## **II.1 Généralités :**

Presque deux tiers de la population vivent en milieu défavorisé et les jeunes et les femmes sont en fait les plus grandes victimes de cette précarité. Les jeunes sont aussi victimes de chômage et d'un manque de formation car ils sont dépourvus de moyens pour fréquenter l'école ou pour poursuivre les études jusqu'à un niveau supérieur. L'analphabétisme y gagne également du terrain surtout pour le cas des jeunes filles et des femmes car ces dernières ont pour essentielle activité le petit commerce et la plupart d'entre elles quittent tôt l'école et certaines n'y vont même pas.

Dans la ville de Rufisque le commerce s'exerce principalement au niveau du marché central, des trois marchés quotidiens de quartiers, du marché hebdomadaire, ainsi que des rues commerçantes et des boutiques. Il est donc fortement regroupé dans le centre ville. Les marchés sont vétustes et peu aménagés. Le marché hebdomadaire se tient sur la voie publique. Les marchés ne sont pas branchés au réseau collectif d'assainissement, mais ils disposent d'édicules publics de faible capacité, avec fosse septique.

A ces équipements marchands s'ajoutent des stations-service localisées généralement le long de la RN1 qui traverse Rufisque.

L'essentiel du tissu industriel est localisé dans trois espaces principaux :

- la zone Ouest qui abrite une vingtaine d'entreprises dont les plus importantes sont constituées par la Centrale du Cap des biches (production électrique), RUFISAC, les clôtures Ferlo, Fulmen, etc.
- la zone centrale où l'industrie est intégrée à l'habitat ? Elle renferme principalement l'usine Valda, Sofrigel, ESPI, la tannerie, ainsi qu'un projet de savonnerie
- la zone industrielle est essentiellement formée par la SOCOCIM et l'usine NewTeam(ex Bata).

L'artisanat, dominé par de très petites entreprises familiales, est intégré aux marchés et boutiques ou simplement installé sur la voie publique. Le village artisanal situé dans le quartier de Thiokho constitue le seul espace de travail organisé des artisans d'art.

Le transport inter urbain est aussi très développé. Il est assuré par des taxis clando de tous genres maladroitement concurrencés par des calèches, parfois dans un imbroglio indescriptible.

A signaler que c'est un secteur qui génère beaucoup d'emplois en ce sens qu'il absorbe à lui seul une grande partie de la demande des jeunes provenant de la campagne et de l'hinterland de la ville.

## II.2 Exploitation des fiches d'enquêtes :

Les enquêtes, qui se sont déroulées dans un bon climat, n'ont intéressé que les quartiers sis à l'intérieur de la zone cible. Elles nous ont permis de recueillir un peu plus de données et se sont articulées autour de la démarche suivante :

- identification des quartiers et visites de reconnaissance
- déroulement du questionnaire auprès des populations
- résultats et analyse de l'enquête

### II.2.1 Identification des quartiers et visites de reconnaissance :

Grâce à l'appui des agents du service technique de la municipalité, les différents quartiers intégrant la zone cible ont pu être réellement identifiés en confrontant les limites sur papier et celles effectivement établies lors des descentes sur le terrain.

N°	Quartiers	Composantes administratives	Surface
1	Castors		6,5 ha
2	Champ de Courses	Champ de courses, champ de courses léona	32,7 ha
3	Cité H.L.M	HLM 1,2,3, cité Radio, cité ASECNA, cité SOCABEC	47,2 ha
4	Cité Gabon	Cité Gabon, cité Bata, cap des biches	29,3 ha
5	Cité Filaos		5,1 ha
6	colobane	Colobane 1,1bis ; colobane sud 1,2 ; colobane Sococim ; colobane Est	41,5 ha
7	Dangou	Dangou sud 1,2 ; Dangou nord 1,2,3 ; Dangou alwar Est ; Dangou minane ; Dangou missirah ; Dangou résidence	49 ha
8	Darou Salam	Darou Salam 1,2	10,0 ha
9	Diokoul	D.kao, D.kher, D.kher -nord, D.ndiayène, D.Ndiourène, D.tivaouane	45,6 ha
10	Guendel	Guendel 1,2,3,4	28,5 ha
11	Keury Kao		40,5 ha
12	Keury Souf		31,9 ha
13	Léona	L.valda, Nguessou, D.wague	15,9 ha
14	Médina		12,9 ha
15	Mérina		10,5 ha
16	Ndar Goundao		29,3 ha
17	Ndenkou		7,9 ha
18	Nimzat	Nimzat 1,2	8,8 ha
19	Santiaba	S.Ndouène ; S.Wagne ; S.Sarrène 1,2 ; S.Ndiobène Diamaguene	18,6 ha
20	Thiawlène	T.pouyène, T.Digue, T.mboot 1,2	19,3 ha
21	Thiokho	Thiokho1,2	15,2 ha
	<b>TOTAL</b>		<b>506,2 ha</b>

**Tableau 1:** Liste des quartiers et de leurs surfaces, (Source : O.N.A.S antenne Rufisque) :

Les différents quartiers pris en compte correspondent à des quartiers existants. La définition des limites exactes a été faite en fonction des critères suivants :

- appartenance au même quartier ou village d'origine
- proximité des divers sous-quartiers
- importance de la population des sous-quartiers
- structure et type d'habitat homogènes

### **II.2.2 Déroulement du questionnaire auprès des populations :**

Des fiches d'enquête ont été élaborées pour recueillir le maximum d'information sur les comportements, les croyances, les infrastructures, le matériel, les équipements, etc.

Pour chaque quartier un échantillon de concessions a été choisi en fonction de la taille, de la position géographique et des spécificités coutumières.

C'est avec une disponibilité et une collaboration sans faille que les populations nous ont permis de bien dérouler le questionnaire et de récolter pratiquement toutes les données utiles.

D'une manière générale, la personne interrogée est le chef de famille. Si ce dernier est absent, son ou sa remplaçant(e) est interrogé(e). Cela nous a permis à priori de définir le profil type du sondé, son activité professionnelle ainsi que le domaine d'activité.

### **II.2.3 Résultats et analyse de l'enquête :**

L'exploitation de ces fiches d'enquête a permis de tirer les résultats suivants :

- **La structure de l'échantillon sondé :**

N°	Quartiers	concessions	Ménages
1	Castors	40	46
2	Champ de Courses	34	40
3	Cité H.L.M	55	59
4	Cité Gabon	50	53
5	Cité Filaos	34	40
6	colobane	85	93
7	Dangou	65	72
8	Darou Salam	18	26
9	Diokoul	65	81
10	Guendel	52	61
11	Keury Kao	45	53
12	Keury Souf	48	57
13	Léona	40	51
14	Médina	37	43
15	Mérina	32	40
16	Ndar Goundao	23	31
17	Ndenkou	12	15
18	Nimzat	47	59
19	Santiaba	48	57
20	Thiawlène	50	63
21	Thiokho	30	39
	<b>TOTAL</b>	<b>910</b>	<b>1079</b>

**Tableau 2:** récapitulatif des échantillons enquêtés au niveau des quartiers de la zone cible :

Situation	Pourcentage	N°
En activité	69%	1
Décédé	2%	2
Au chômage	3%	3
A la retraite	25%	4
Pas de réponse	1%	5

**Tableau 3:** situation professionnelle du chef de famille dans l'échantillon sondé :

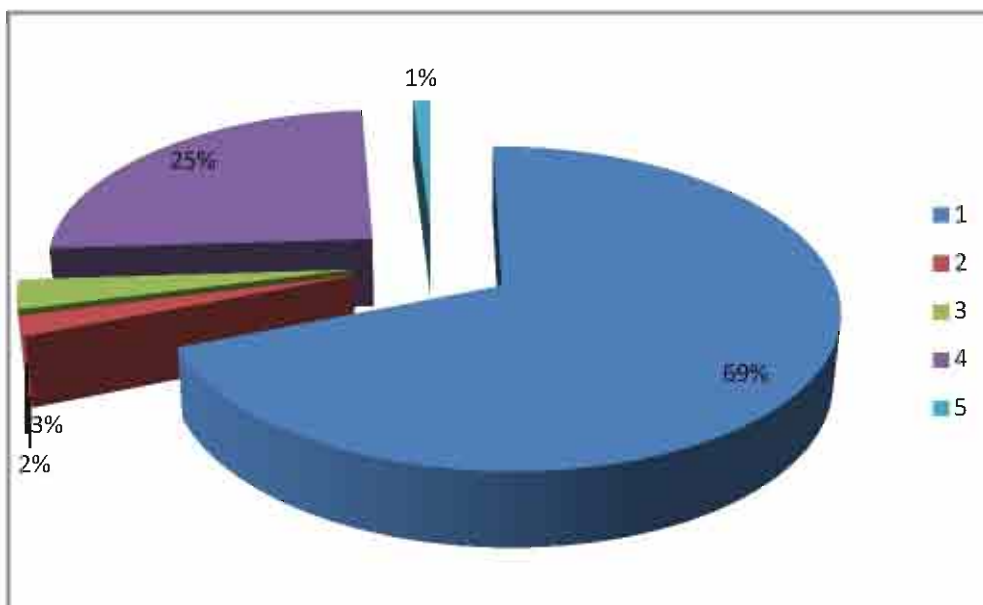
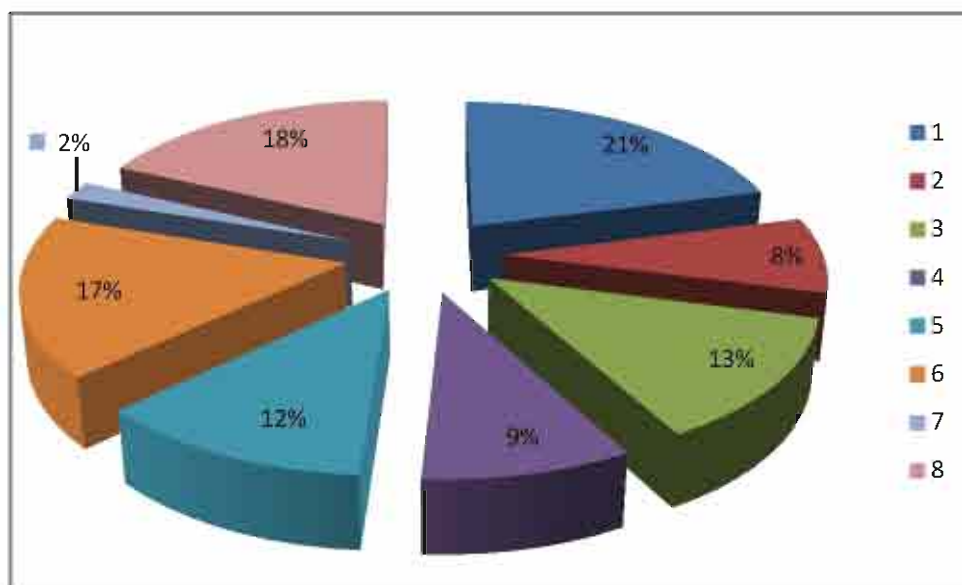


Figure 1 : Situation professionnelle du chef de famille dans l'échantillon sondé :

Fonctionnaire	21%	1
Artisan	8%	2
Employé	13%	3
Commerçant	9%	4
Ménagère	12%	5
Ouvrier	17%	6
Pas de réponse	2%	7
Autre	18%	8

Tableau 4: secteur d'activité du chef de famille dans l'échantillon sondé :



**Figure 2: Secteur d'activité du chef de famille dans l'échantillon sondé :**

Dans la figure 1, les « ouvriers » représentent les salariés du secteur secondaire, et les « employés » les salariés du secteur tertiaire. Dans la catégorie « Autres », on trouve essentiellement des pêcheurs, des marabouts, des expatriés, des étudiants ou tout autre type de métier n'ayant pas pu être rangé dans une des autres catégories.

On constate que la majeure partie des chefs de famille sont actuellement en activité et les disparités entre les quartiers sont relativement importantes.

Par contre, au niveau du secteur de travail du chef de famille illustré par la figure 2, les disparités sont assez considérables en ce sens que l'on constate dans certains quartiers une proportion nettement plus élevée de fonctionnaires que dans d'autres, et que les quartiers situés au bord de la mer comportent une plus grande proportion de travailleurs du secteur primaire (catégorie Autre) qui regroupe en particuliers, tous les pêcheurs et les autres métiers liés à la transformation des produits de la pêche.

Ceci traduit une disparité dans les revenus et se répercute sur la façon d'aménager la parcelle et de gérer parallèlement les eaux usées.

Nature	N°	Pourcentage
Ciment+sable	1	22%
Ciment	2	31%
Sable	3	43%
Pavé	4	2%
Autres	5	2%

Tableau 5: type de revêtement de la cour :

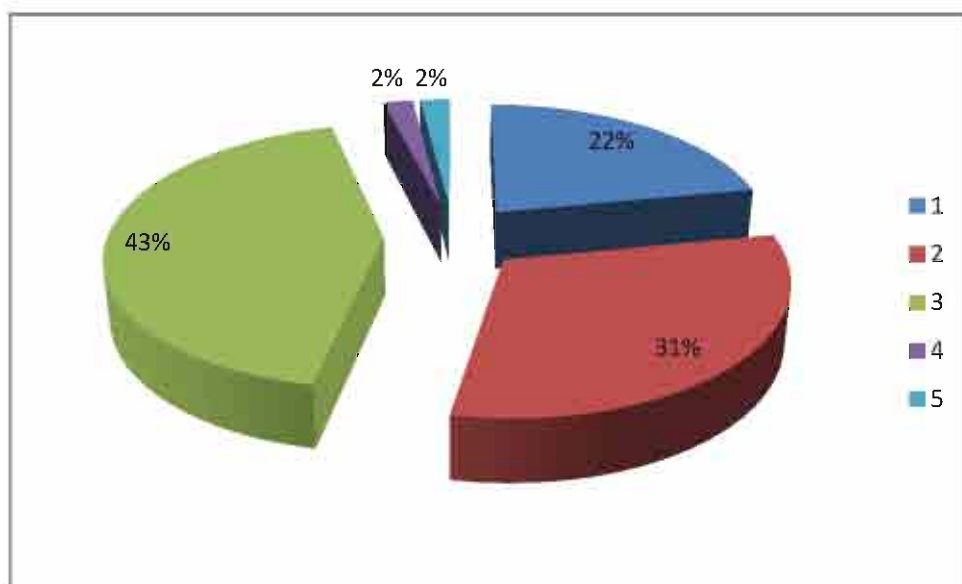


Figure 3 : Histogramme du mode de revêtement de la cour :

On constate que la grande majorité (65%) des parcelles ont une partie au moins de leur surface qui n'est pas imperméable, ce qui laisse envisager le plus souvent une infiltration sur place de tout ou partie des eaux de ruissellement.

- **La consommation d'eau potable :**

L'exploitation des factures d'eau et l'estimation du nombre de bassines achetées à la borne fontaine ont permis d'avoir une idée fiable sur la consommation d'eau potable. Toute production d'eaux usées suppose pratiquement une consommation d'eau potable. Ainsi, dans l'échantillon sondé, la source la plus courante d'approvisionnement en eau est

le branchement privé à la S.D.E. qui permet à une écrasante majorité d'avoir de l'eau préalablement traitée.

A noter aussi l'existence regrettable, même si c'est à pourcentage infime, de gens qui s'approvisionnent encore à partir de puits douteux qui ne garantissent pas toujours les normes sanitaires requises de l'eau.

Au niveau des bornes fontaines, la gestion est assurée par des exploitants privés qui vendent eux-mêmes l'eau. La S.D.E leur facture le mètre cube d'eau à 255 F CFA/m<sup>3</sup>.

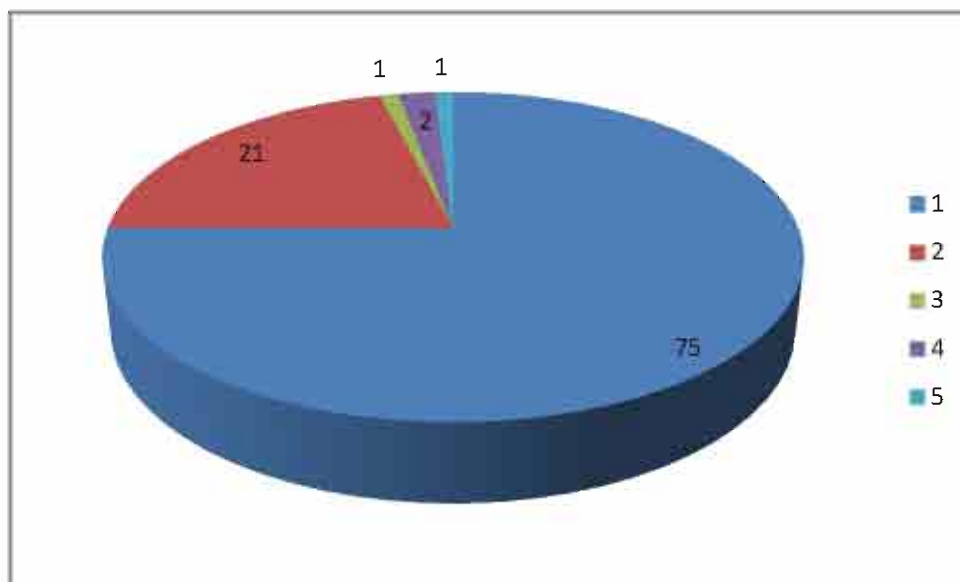
Dans les quartiers de keury Souf, Diokoul, Thiokho, Guendel et Nimzat, la bassine de 40 litres est vendue à 25 F CFA, ce qui fait 625 F CFA/m<sup>3</sup>; tandis que dans les quartiers de Castor, Colobane la bassine de 40 litres est vendue à 30 F CFA, ce qui revient à 750 F CFA/m<sup>3</sup>.

Cette différence de prix de vente par la SDE et celui pratiqué par les exploitants permet de rétribuer la personne chargée de la distribution de l'eau.

Il est établi aussi que les bornes fontaines sont taxées de façon préférentielle par la SDE et l'ONAS. Au niveau de la tranche sociale, le prix de vente aux exploitants des bornes fontaines est plus élevé que le prix de vente aux particuliers desservis par branchements privés.

mode	%
Branchement SDE	75
Bornes font	21
Voisin	1
Edicule pub	2
Puits	1

**Tableau 6:** *Source d'approvisionnement en eau dans l'échantillon sondé :*



**Figure 4 :** *Histogramme source d'approvisionnement :*

- **Le mode d'assainissement :**

Les pratiques en matière d'assainissement varient selon les facilités d'accès à l'eau potable et selon le type d'habitat, lequel est étroitement lié à la capacité financière de la parcelle.

En ce qui concerne les ordures ménagères, elles sont collectées dans une poubelle qui est déposée dans un endroit reculé de la maison dans la plupart des cas. Une benne tasseuse passe une fois par semaine pour vider toutes ces poubelles (il arrive souvent que la benne passe de façon beaucoup plus irrégulière et cause ainsi pas mal de désagréments).

Pour ce qui est du mode d'évacuation des eaux, cinq catégories réellement différentes ont été identifiées:

- **fosse septique :** il s'agit d'une fosse septique possédant une capacité d'infiltration ou un puisard, voire une évacuation dans un réseau d'eaux pluviales
- **nature :** il s'agit d'une évacuation des eaux vers l'extérieur de la parcelle, en général dans la rue ou dans un terrain vague proche
- **canal :** les eaux sont rejetées dans un canal d'évacuation des eaux pluviales ou dans une des rigoles du centre ville, sans traitement
- **réseau :** les eaux sont évacuées dans un réseau d'assainissement collectif existant, avec ou sans passage par une fosse septique

- **autres** : dans cette catégorie se trouvent, par exemple les gens n'ayant pas accepté de répondre, les gens ayant signalé une utilisation des WC du voisin, ou encore les gens ayant mentionné un autre type d'évacuation des eaux usées

Ces dispositions font référence à quatre types d'eau :

- eau de toilette : eau liée à la toilette personnelle, effectuée dans la douche
- eau de cuisine : eau utilisée pour la cuisine, le ménage ainsi que la vaisselle
- eau de lessive
- eau de WC

Les eaux de vaisselle et de lessive sont évacuées de la même manière. Il s'agit en général d'une évacuation par déversement en dehors de la parcelle, à moins qu'un canal ou une rigole soit suffisamment proche pour recevoir les eaux. Par contre, les eaux de toilette et les eaux de WC sont en général évacuées par un système de tuyauterie interne à la parcelle et sont ensuite essentiellement dirigées vers une fosse septique d'un type ou d'un autre.

Par ailleurs, dans les parcelles desservies par un réseau, la quasi-totalité des eaux, y compris les eaux de vaisselle et les eaux de lessive, est évacuée par ce biais. Cette situation ne concerne toutefois que 8% environ des parcelles.

L'infiltration dans la parcelle est aussi une pratique relativement courante, alors que l'évacuation dans un canal, dans le réseau des eaux claires, ou encore la stagnation dans la parcelle n'est que marginale.

En outre l'enquête a révélé qu'il existe plusieurs systèmes d'assainissement individuel et parmi ceux-ci certains comportent un écoulement vers l'extérieur de la parcelle et d'autres se contentent d'une infiltration ou d'un stockage. Dans ce dernier cas, il est nécessaire de procéder à une vidange régulière de la fosse septique.

- **Type de systèmes d'évacuation des eaux usées dans l'échantillon sondé :**

La ville de Rufisque possède deux véhicules permettant la vidange des fosses septiques. Toutefois ces véhicules sont périodiquement en panne. Ce qui ne permet pas d'assurer un service continu. Ainsi bon nombre de propriétaires ont tendance à recourir aux services d'entreprises privées ou de manœuvres privés. Dans certains cas favorables, lorsqu'un exutoire naturel est proche de la parcelle, l'utilisateur effectue lui-même la vidange ou engage des manœuvres pour le faire.

Type	%
Fosse étanche	18
Fosse étanche ventilée	35
Fosse septique+infiltration	32
Fosse septique+écoulement	4
Réseau d'assainissement	8
Pas de réponse	3

Tableau 7: types de systèmes d'évacuation des eaux usées dans l'échantillon sondé :

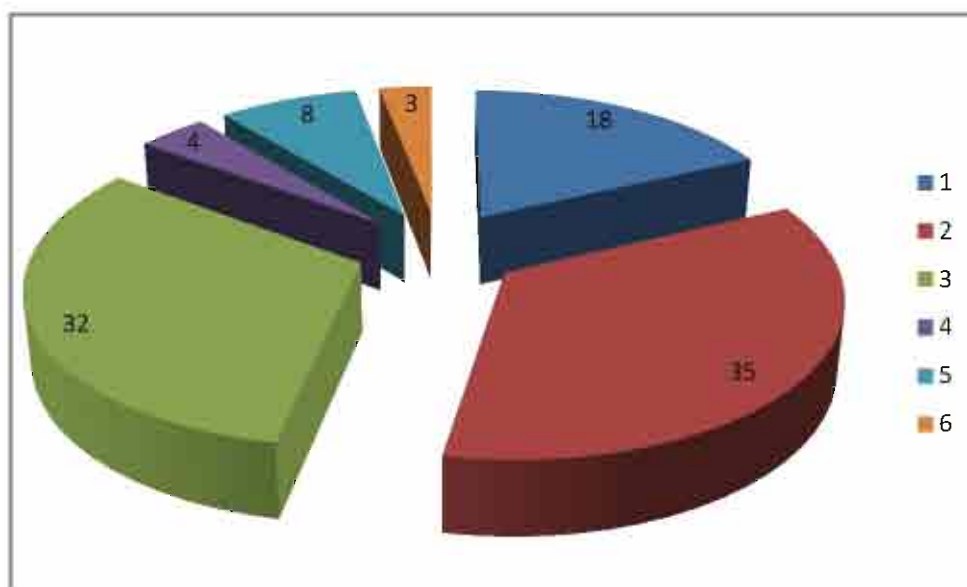


Figure 5: Type de système d'évacuation des eaux usées dans l'échantillon sondé :

Au niveau de la zone cible, le nombre moyen de vidange par année est de deux environ. Cependant de très fortes différences ont été observées entre les quartiers. En effet les quartiers de type "cité" ont en général un nombre de vidanges annuel très faible tandis que dans les quartiers situés au bord de la mer, la nappe est presque affleurante et les

propriétaires sont obligés de faire vidanger leur fosse septique plusieurs fois par année. Le prix moyen payé pour une vidange est de l'ordre de 15000 F CFA.

• **infrastructures et équipements :**

Les infrastructures d'importance locale comprennent toutes les surfaces non bâties mais utilisées pour la communauté. Parmi celles-ci on peut citer des places, des terrains de sport, les marchés ou encore le quai de pêche.

Les infrastructures d'importance nationale comprennent les voies de déplacement les plus importantes. On peut compter la route nationale et la voie ferrée reliant Dakar à Thiès.

La voirie revêtue de la ville comporte environ 41 km. Elle est fortement concentrée dans les quartiers centraux de keury kao et keury souf. Ces deux quartiers, ainsi que celui des HLM, comptent près de 90 % de la voirie communale revêtue, pour seulement 12 % des aires urbaines.

La zone d'étude comporte un certain nombre d'équipements publics parmi lesquels on peut relever un centre de santé à vocation départementale, neuf postes de santé et trois cliniques privées. On y retrouve aussi les quatre niveaux d'enseignement que sont :

- l'enseignement préscolaire, constitué essentiellement d'écoles privées
- l'enseignement élémentaire regroupant des écoles publiques et privées
- l'enseignement moyen et secondaire
- l'enseignement technique et la formation professionnelle, représentées également par l'école des télécommunications, le centre de formation de Diokoul, l'école de commerce de keury kao et le Centre Nationale de Formation Active(C.N.F.A) qui assure le perfectionnement des cadres sous forme de séminaires, dans la même catégorie on peut mentionner l'émergence de quelques écoles de coiffures
- la culture, les loisirs et le sport sont également représentés avec un certain nombre de cinémas, de foyers et de terrains de sport.

• **mode d'organisation de la population :**

La population est structurée différemment selon les quartiers, les pesanteurs socio-culturelles faisant obstacle à certains types d'organisation dans quelques quartiers encore à cheval sur les tabous et interdits socio- spirituels.

Mais généralement on retrouve les formes suivantes dans presque tous les quartiers :

- GPF
- GIE
- Tontine
- ASC
- Mbotaaay
- Association de développement
- Dahiras
- Autres

Le dénominateur commun qu'on peut attribuer à toutes ces formes d'organisation est l'amélioration des conditions de vie des membres par la création d'activités génératrices de revenus, la religion, la culture de la solidarité agissante et l'assistance mutuelle.

### **III. Le cadre démographique :**

Les **données** démographiques sont parmi les plus critiques dans le domaine de l'assainissement. Leur estimation permettra en fait de déterminer correctement l'intérêt économique ou technique de tel ou tel type de réseau dans les différentes parties de la zone d'étude.

#### **III.1 Sources de données :**

Les données exposées proviennent essentiellement de deux sources :

- analyse et projection de la Direction de la Prévision et des Statistiques
- enquête de terrain

#### **III.2 Projections de la population :**

L'estimation de la population actuelle et projetée est primordiale pour un projet d'assainissement d'agglomération. Les projections effectuées par l'Agence Nationale de la Statistique (ANS) sont basées sur une analyse complète des résultats du recensement de 2002.

A Rufisque on a en majorité une population jeune et dynamique, ainsi la méthode d'accroissement géométrique sera utilisée pour l'estimation de la population aux horizons 2015, 2120 et 2030.

$$\frac{dP}{dt} = kP$$

$$\frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} = k$$

$$P_n = P_2 e^{k(tn - t_2)}$$

Avec :  $P_1$  = population à la première année  $t_1$  ( $P_1$  = en 2002)

$P_2$  = population à la deuxième année  $t_2$

$P_n$  = population à l'année  $n$

### III.3 Taux de croissance (k) :

Le taux présentement adopté par l' A.N.S est de l'ordre de 3,3% ; toutefois on ne peut exclure que le taux d'accroissement de la population de la commune augmente ces prochaines années, du fait de la saturation de la capacité d'accueil des villes de Dakar et Pikine poussant nombre de gens à venir s'installer dans la vieille cité.

Le tableau suivant nous donne les estimations établies :

Année	Taux de croissance %	Population estimée (hbts)
2002	3,1	130165
2007	3,1	152338
2015	3,1	195989
2020	3,3	231386
2030	3,3	321856

**Tableau 8:** estimations de la population aux divers horizons :

Sur conseils des techniciens de l'A.N.S, nous avons adopté un taux constant de 3,1% jusqu'en 2015, avant de considérer une légère augmentation de ce taux (3,3%) aux horizons 2020, 2030.

A l'échelle des quartiers de la zone cible, ces résultats donnent :

N°	Quartiers	Population En 2002	Population En 2007	Population En 2010	Population En 2015	Population En 2020	Population En 2030
1	Castors	2909	3398	3730	4357	5139	7149
2	Champ de Courses	2458	2898	3200	3774	4451	6191
3	Cité H.L.M	4445	5201	5716	6689	8125	11302
4	Cité Gabon	2305	2692	2955	3451	4070	5661
5	Cité Filaos	2854	3334	3659	4274	5041	7013
6	Colobane	20413	23836	26159	30545	36025	50111
7	Dangou	17548	20696	22850	26949	31784	44210
8	Darou Salam	2611	3080	3400	4010	4729	6578
9	Diokoul	17500	20312	22292	26030	30700	42704
10	Guendel	7353	8586	9423	11002	12976	18050
11	Keury Kao	4390	5126	5626	6570	7749	10780
12	Keury Souf	4555	5320	5839	6819	8042	11185
13	Léona	5817	6793	7456	8707	10269	14284
14	Médina	3787	4483	4855	5671	6688	9302
15	Mérina	3457	4040	4435	5181	6110	8498
16	Ndar Goundao	1766	2083	2300	2713	3199	4450
17	Ndenkou	878	1025	1125	1314	1550	2157
18	Nimzat	3951	4614	5064	5913	6974	9701
19	Santiaba	8601	10144	11200	13209	15579	21670
20	Thiawlène	9274	10830	11886	13880	16370	22770
21	Thiokho	3293	3846	4222	4931	5816	8090
	<b>TOTAL</b>	<b>130165</b>	<b>152338</b>	<b>167392</b>	<b>195989</b>	<b>231386</b>	<b>321856</b>

Tableau 9: estimation des populations par quartier aux divers horizons :

### III.4 Spécificités :

Elles sont caractérisées par les événements entraînant une affluence régulière dans certains endroits bien définis. Dans notre zone d'étude elles se réduisent au marché central quotidien à keury souf , au marché hebdomadaire de Castor (marché talata).

La prise en compte de ces pics d'affluence dans le dimensionnement pose quelques difficultés du fait de l'indisponibilité d'information fiables. Néanmoins des hypothèses sont établies compte tenu de la comparaison avec d'autres structures de même nature, pour contourner le problème.

#### **IV. Urbanisation :**

L'analyse de la structure urbaine a été menée à partir de différentes sources et d'une campagne de terrain. Cela a conduit à une réflexion sur la structure urbaine aboutissant à une différenciation de la ville en quartiers et à une classification selon le type d'habitat.

##### **IV.1 Les différents types d'habitat :**

Dans la zone d'étude on rencontre plusieurs types d'habitat. A chacun correspondent des caractéristiques en termes de structure de l'habitat, de densité de population, de mode d'évacuation des eaux usées et pluviales.

##### **IV.1.1 Habitat moyen standing :**

L'habitat moyen standing est constitué de logements individuels, de type de villas, qui se trouvent en quasi-totalité dans la cité des Cap des Biches. Il est construit sur un lotissement viabilisé. Les parcelles sont grandes et la densité d'occupation faible. C'est une forme d'habitat individuel et la plupart des bâtiments disposent de grands jardins plantés d'arbres. C'est le type d'habitat le moins représenté en termes de population. La densité moyenne, très faible, est de l'ordre de 23hbts/ha. On notera toutefois que divers projets immobiliers dans ces zones vont vraisemblablement augmenter la densité de façon importante ces

##### **IV.1.2 Habitat ancien 'type mixte' :**

Les logements sont constitués de maisons à rez-de-chaussée ou à un étage du type colonial à toit en tuile ou parfois en terrasse. Ils sont généralement branchés à l'eau et à l'électricité, mais pas à l'égout. Certains bâtiments ont été rénovés ou reconstruits en dalle de béton, selon un style moderne. C'est un pôle administratif et commercial où l'on retrouve l'essentiel des services publics et des activités de commerce.

L'habitat ancien est concentré dans le centre ville, qui regroupe les quartiers de keury kao et keury souf où la voirie est presque entièrement revêtue.

La densité d'occupation brute est en moyenne 117 hbts/ha.

#### **IV.1.3 Habitat planifié :**

Il correspond à l'habitat construit par les sociétés immobilières. Les constructions sont faites à partir d'un plan de masse et de plans types. Le mode de lotissement créé est celui de la maison individuelle, économique et moyennement dense. On retrouve ce type de lotissement dans le quartier des HLM, de Castors, de Colobane et de la Cité Filao.

La plupart des constructions sont branchées à l'eau courante, à l'électricité et disposent d'un système individuel d'assainissement en eaux usées. Dans certains cas (HLM, Cité Filao par exemple), un réseau d'égout séparatif a été mis en place. La voirie est partiellement revêtue ou non revêtue.

La densité moyenne est de 174 hbts/ha.

#### **IV.1.4 Habitat spontané régulier :**

Les maisons en dur sont les plus courantes, elles sont réalisées en auto-construction. Dans certains secteurs, quelques baraques subsistent encore. Les terrains sont souvent faiblement viabilisés. Ce type d'habitat se retrouve dans les quartiers de Guendel, Mérina, Nimzat et Cité Gabon.

Sur le plan de la voirie, les rues sont nettes, mais restent généralement non aménagées. On note parfois dans certains quartiers l'existence d'une voirie périphérique bitumée (vieux Rufisque). On retrouve en partie ce type d'habitat dans les vieux quartiers populaires, où existe un plan de lotissement respecté. La densité d'habitants à l'hectare est relativement faible et se situe autour de 114hbts/ha en moyenne.

#### **IV.1.5 Habitat spontané irrégulier :**

On retrouve ce type d'habitat dans le cœur des quartiers traditionnels de Diokoul, Thiawlène, Thiokho. Au niveau de ces quartiers, la voirie est très faiblement structurée. Elle est rarement revêtue, étroite, parfois tortueuse et présente des caractéristiques géométriques imprécises.

Des projets de restructuration existent pour une bonne partie de ces zones mais ne sont pas encore appliqués.

Une grande proportion des bâtiments est en dur, mais ceux-ci sont parfois édifiés sur des marnes gonflantes impropres à la construction. Les zones d'habitat spontané irrégulier sont faiblement équipées. Beaucoup de maisons ne disposent ni d'eau ni d'électricité.

La non planification et le côté irrégulier de ces quartiers sont perceptible dans l'organisation générale des voies et la forme des lotissements. La voirie bitumée se limite à une voirie primaire peu étendue.

C'est le type d'habitat le plus représenté. La densité moyenne est de 185 hbts/ha. Ce chiffre peut toutefois atteindre 453hbts/ha dans certains quartiers, ce qui dénote une forte capacité d'accueil.

#### **IV.1.6 Habitat type villageois :**

On le retrouve à la périphérie Nord de la ville. Il se rapproche du type spontané irrégulier ; mais la structure est centrée autour de places publiques, comme dans le cas des villages de brousse. Il n'existe pas de tracé de rues et l'habitat est fait sur la base de concession.

Ce type d'habitat relativement récent est généralement occupé par les migrants en provenance de la campagne. Les habitants sont hétérogènes, on y trouve des constructions en dur simples, des paillotes et des baraques en bois ou tôle. Dans certains cas, ce type d'habitat occupe des poches inondables. Ce type est néanmoins peu représenté dans la zone d'étude et constitue en effet un stade intermédiaire qui évolue généralement vers une structure spontanée irrégulière. Ces quartiers ont une densité élevée, autour de 400 hbts/ha et ne disposent d'eau courante et d'électricité que depuis ces quelques dix dernières années.

#### **V. Topographie :**

La ville de Rufisque est construite sur un ancien marigot dit-on, mais c'est une contrée relativement plane dans son ensemble. Les quelques dépressions qu'on peut noter sont situées au centre ville et un peu à l'Est de la ville. Si au niveau de l'IGN (Institut Géographie National) on nous a appris que le niveau altimétrique de la ville est de  $Z = 0,0m$  par rapport au niveau de la mer, d'autres experts que nous avons eu à approcher soutiennent qu'en réalité cette valeur de  $Z$  est en deçà de zéro.

Tout compte fait, il faut retenir que la ville dans son ensemble est en dépression par rapport au niveau de la mer.

#### **VI. Données morphologiques :**

La connaissance du type de sol pour chaque zone est relativement précieuse. A partir du type de sol, on peut déterminer quelles sont les valeurs approximatives de la conductivité hydraulique qui peuvent servir à établir les paramètres de la fonction d'infiltration, ainsi

que les propriétés géotechniques qui pourront également être utilisées au moment de l'implantation d'éventuels ouvrages.

### **VI.1 Sources de données :**

Les données présentées dans cette partie proviennent de diverses cartes établies pour la région de Rufisque :

- carte géologique au 1/20 000 :LGSSD (1974)
- notice de la carte géologique au 1/20 000 : ELOUART, BRANCART, HEBRARD(1976)
- carte morphologique : USAID/RSI
- d'autres données nous viennent aussi de la campagne de mesure des puits dans les environs de Rufisque qui a été organisée pour le compte de l'ONAS. Cette campagne a conduit à une mesure de la profondeur de la nappe, du niveau statique, de la conductivité électrique, du type de substratum et de l'utilisation de l'eau.

### **VI.2 Géologie :**

Les formations géologiques affleurantes à Rufisque sont les suivantes :

#### **VI.2.1 Les calcaires et marnes de Bargny- Rufisque :**

ces formations sont représentées par une alternance de marnes et calcaires du lutétien. On peut observer les meilleures coupes au front de nombreuses carrières de Bargny et de la cimenterie de la SOCOCIM. L'appellation de 'calcaire de Bargny' regroupe une alternance de calcaire jaunâtre et de couches marneuses. Ce plateau marno-calcaire est partiellement recouvert de sable légèrement argileux à argileux. Les pourcentages de fines (inférieur à 80 µm) varient entre 30 et 53% avec une fourchette d'argile (inférieur à 5µm) variant de 16 à 38% et un indice de plasticité pouvant atteindre 34. Ces sols peuvent avoir un caractère gonflant non négligeable. Par ailleurs, dans les zones basses et très locales, on trouve une couche noirâtre de limon argileux appelé 'poto-poto'. Cette formation marno-calcaire constitue la principale ressource en matériaux de cimenterie, travaux publics et construction.

#### **VI.2.2 Les marnes grises et blanches :**

Elles affleurent au pourtour des formations précédentes et correspondent à des zones légèrement déprimées : Est de Mbao, quartier de Colobane, Cimenterie de Rufisque-Bargny et marigot de Bargny. Ces formations regroupent un ensemble indifférencié de marnes de l'Eocène inférieur qui comprennent de haut en bas :

- des marnes grises à attapulгите à lit de calcaire argileux ;
- des marnes blanches feuilletées à attapulгите ;
- des argiles feuilletées à attapulгите.

Les marnes grises apparaissent à Rufisque et Bargny et on peut les observer dans la tranchée du chemin de fer à Bargny. En saison des pluies, les marnes sont le siège d'un ruissellement et d'un ravinement intenses et de petits glissements superficiels sur les talus des ravines et des cours d'eau. En effet, après la saison sèche, les marnes et argiles sont fissurées (vertisols). Avec les pluies, l'eau s'infiltré dans la marne et crée ainsi des arrachements et des décollements de matériaux qui iront tapisser les fonds des marigots le long du littoral.

D'origine marine, la marne de Rufisque comporte une structure argileuse dont la matière argileuse est disposée en feuillets. Elle contient différentes composantes dont la montmorillonite qui possède un certain pouvoir gonflant.

Avec un pourcentage de fines (inférieur à 80  $\mu\text{m}$ ) entre 78 % et 100 %, ces marnes et argiles du plateau de Rufisque-Bargny comportent des teneurs en argiles (inférieur à 5  $\mu\text{m}$ ) entre 23 % et 74 %. Ces argiles sont très plastiques (l'indice de plasticité pouvant atteindre 105).

La Région de Rufisque-Bargny est connue pour ses marnes gonflantes caractérisées par une grande sensibilité due à l'action de l'eau et se traduisant:

- par un changement d'état physique du matériau qui devient plastique ;
- par un gonflement important des matériaux.

### **VI.2.3 les dépôts sablo-argileux et coquilles du littoral :**

Entre le plateau de Rufisque-Bargny et la côte existent des dépressions correspondant aux débouchés des marigots de Rufisque, Bargny et de Pantior. Le premier est complètement colmaté par le déversement ancien des ordures ménagères tandis que les deux autres reçoivent les eaux de ruissellement qui descendent du plateau marno-calcaire. Ces

dépressions s'assèchent progressivement en cours d'année donnant lieu à des 'tan', terrains plats, argileux, salés. La profondeur des dépôts sablo-argileux peut varier de 0,35 à 2,60m dans la dépression de Bargny.

En saison des pluies, ces 'tan' sont inondés et peuvent à leur tour se déverser en mer après avoir rompu le cordon sableux qui va se reformer par les courants de dérive.

Au Nord de Rufisque, on trouve également de puissants massifs dunaires témoins de désertification tropicale. L'erg situé au Nord de Rufisque est également erg de Bambilor. Il est formé de dunes longitudinales orientées Nord-Nord-Est, Sud-Sud-Ouest, très étalées.

Sur le terrain, la couverture dunaire est le plus souvent fixée par une végétation relativement variée et dense. Le sol est plus épais et plus riche en matières organiques que sur les ergs plus récents. Les sables eux-mêmes sont plus grossiers et le pourcentage de silt et d'argile peut être relativement élevé.

Les zones sont aptes à l'implantation d'ouvrages de moyenne importance sur fondations superficielles. Cependant, il faudra tenir compte de la susceptibilité au tassement et au gonflement. Des portances de 1 à 3 bars peuvent être envisagées.

#### **VI.2.4 les roches volcaniques :**

Il existe de nombreux affleurements volcaniques entre Mbao et Rufisque, généralement liés à des failles. L'affleurement le plus important est celui de Diokoul-Rufisque qui a été exploité pour l'enrochement de la centrale thermique. Les quelques affleurements existant actuellement se trouvent en pleine zone urbanisée. Par ailleurs, des sondages mécaniques effectués à la SOCOIM ont aussi montré l'existence de faible épaisseur de bancs banalisés de basalte.

Ces affleurements volcaniques constituent, de par leur nature rocheuse, des zones idéales pour l'implantation d'installations. Aucun problème de portance ou de gonflement ne se pose.

#### **VI.3 Pédologie :**

Au cours des périodes humides, la marne feuilletée à attapulгите se transforme en un matériau à structure d'abord polyédrique, puis grumeleuse et granuleuse. Le matériau devient friable. En milieu drainé, soit sur les pentes, des sols souvent caillouteux se développent. Riches en Ca(calcium) et en Mg (magnésium), ils sont appelés sols calcimagnésiques ou rendzines, voire regosols s'ils sont un peu différenciés. Ils sont caractérisés par une structure polyédrique.

En milieu confiné, c'est-à-dire en position horizontale ou en dépression, on passe à des vertisols lorsque la proportion d'argiles gonflantes (montmorillonites) augmente. En période sèche, ces sols sont caractérisés par une apparence écaillée (en peau de crocodile) liée au retrait des argiles gonflantes. En période humide, les vertisols sont plastiques et collants. Les mouvements mécaniques dont ils sont le siège, liés au gonflement et au retrait des argiles, imposent des contraintes importantes sur les racines des plantes.

Ils sont en général difficiles à cultiver, puisqu'ils sont durs et cassants en saison sèche et difficile d'accès en saison humide. Ils peuvent toutefois s'avérer très fertiles.

Par ailleurs, les vents incessants transportent en permanence une certaine quantité de sable de petit diamètre. L'ajout permanent de ce sable sur les sols présentés ci-dessus en modifie continuellement les propriétés.

#### **VI.4 Hydrogéologie :**

##### **VI.4.1 Sables quaternaires :**

Les formations sableuses quaternaires existant sur le plateau de Mbao-Rufisque et Bargny sont en général de faible épaisseur. Elles s'assèchent le plus souvent jusqu'au substratum marneux.

Ces formations sableuses sont parfois traversées par des puits qui captent l'eau interstitielle reposant sur le substratum marneux. Toutefois, du fait de la faible épaisseur de la formation sableuse, ces puits ne sont en général productifs que pendant les premiers mois de la saison sèche.

##### **VI.4.2 Marnes de l'Eocène :**

Les séries marneuses et calcaires de l'Eocène qui constituent les plateaux de Mbao-Rufisque et Bargny sont imperméables. Elles peuvent cependant contenir quelques petites nappes phréatiques en relation avec les altérites, les failles et la couverture sableuse.

Ces nappes sont souvent exploitées par des puits et puisards qui sont souvent contaminés par des eaux salines d'origine marine. Les eaux douces qu'on y trouve sont en général des nappes sous forme de lentilles reposant sur les eaux saumâtres. Elles ne sont exploitables donc qu'à de faibles débits. Les mesures de conductivité effectuées au niveau de 13 puits montrent que les nappes d'eau captées sont effectivement assez chargées en sels minéraux, avec une conductivité moyenne qui tourne autour de 3000 $\mu$ S/cm.

La campagne de mesure effectuée a également permis de montrer que la profondeur de la nappe est relativement faible.

Il faut souligner que cette campagne de mesure s'est déroulée environ 2 mois après la fin de la saison des pluies et qu'une campagne semblable menée en août ou en avril aurait donné à chaque fois des résultats probablement très différents.

Points	Quartiers	Prof. (m)	Niv.Stat (m)	Conduct ( $\mu$ S/cm)	Captage	Utilis.	Coordonnées	
							X	Y
P1	Santa yalla	4,28	1,45	4,47	Sables	vaisselle	0254451	1630151
P2	Cité HLM	16,2	14,63		Marnes	maraîchage	0253644	1631960
P3	Cité HLM	15,55	14,98	1,88	Latérites et marnes	maraîchage	0253522	1632015
P4	Diokoul	2,7	0,38	2,8	sables	Vaisselle et linge	0253459	1628042
P5	Diokoul	2,52	0,55	3,4	Sables	Rares fois pour AEP	0253472	1628126
P6	Colobane	3,1	0,95	6,1	Sables	Linge	01256772	1627509
P7	Colobane	3,2	0,39	3,5	Calcaires marneux	AEP en cas de coupure	0256410	1627785
P8	Chérif	5,07	3,05	1,09	Sables	AEP	0256471	1629318
P9	Colobane	2,8	1,23	3,87	Marnes grises	Vaisselle et maraîchage	0257606	1628172
P10	Santiaba	1,69	0,43	6,36	Marnes grises	Vaisselle	0255547	1628356
P11	Darou salam	8,2			Marnes grises	Arrosage	0255133	1628789
P12	Fass	3,7	3,3	1,5	Marnes grises	Vaisselle	0254604	1629464
P13	Fass	5,6	3,8	1,2	Marnes grises	Vaisselle et cuisine	0254534	1629227

Sources :ONAS

**Tableau 10:** Résultats de la campagne de mesure de la profondeur des nappes dans la région de Rufisque (N.S.=niveau statique mesuré depuis le sol) :

Le projet proposé devra donc tenir compte du fait que la nappe peut se trouver à une profondeur inférieure au mètre et qu'il n'est donc pas possible de réaliser des fosses septiques de grand volume dans cette nappe.

C'est ainsi que nous allons présenter les différents systèmes d'évacuation des eaux usées courants pour mieux appréhender les opportunités.

## **CHAPITRE II : LES SYSTEMES FONDAMENTAUX D'EVACUATION DES EAUX USEES**

### **I. GENERALITES :**

L'assainissement est un problème fort complexe en Afrique Sub-saharienne. En effet, dans cette partie du monde, les villes évoluent à une vitesse quasi exponentielle sans que

les structures chargées de leur gestion ne disposent de moyens et d'outils nécessaires et appropriés pour en assurer la maîtrise.

La multiplicité des tissus urbains existants ne permet pas en outre de définir le profil type d'un schéma d'assainissement.

Le schéma général de l'assainissement des eaux usées urbaines présente en Afrique Sub-saharienne deux volets fondamentaux, à savoir, le système individuel et le système collectif liés à la typologie de l'habitat rencontrée.

Le système d'assainissement individuel (*composé des latrine plus ou moins améliorée et des fosses septiques*) est prépondérant à cause de l'importance des tissus urbains spontanés et de moyen standing qui concentrent à eux seuls plus de 80% de l'effectif total des citoyens. Cependant, dans certaines villes africaines (*Abidjan, Dakar, Douala, Nouakchott, Ouagadougou, Yaoundé, etc.*), on rencontre des zones (*appartenant à la catégorie des villes administrées ou planifiées*) où l'Etat et les municipalités ont mis en place des systèmes collectifs d'assainissement des eaux usées urbaines équipés en aval de stations d'épuration.

Le réseau d'assainissement d'une ville doit tout répondre à deux catégories de préoccupations :

- le transit vers l'épuration des eaux usées et éventuellement des eaux résiduaires industrielles ;
- l'évacuation des eaux pluviales afin de prévenir les inondations des zones urbanisées et la stagnation dans les points bas après les averses.

Ainsi, plusieurs types de systèmes d'évacuation sont susceptibles d'être mis en service (instruction technique 77-284 du 22 juin 1977).

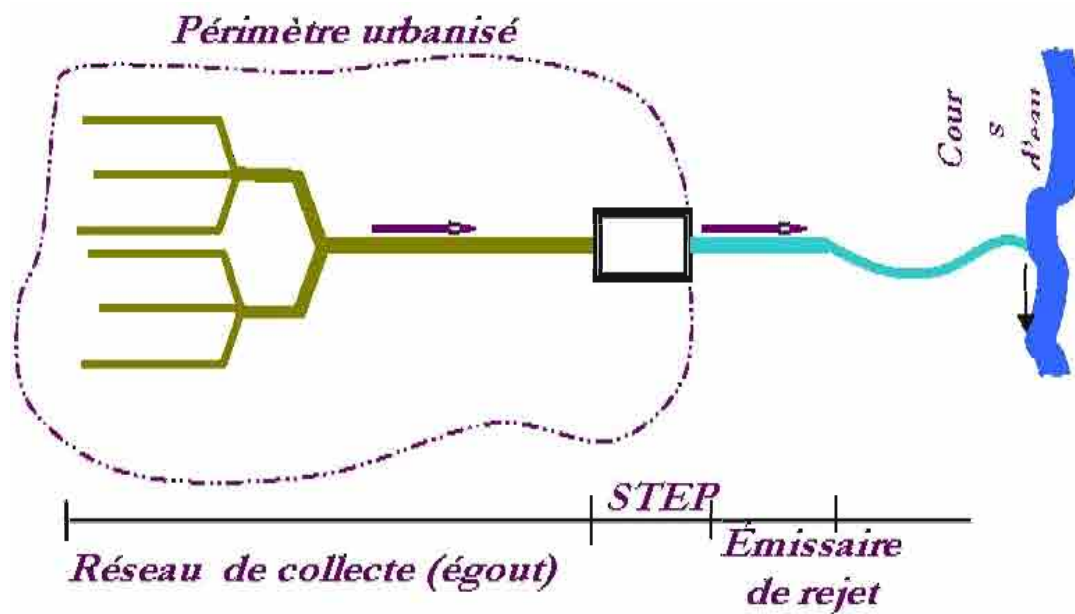


Figure 6 : système de rejet vers un cours d'eau :

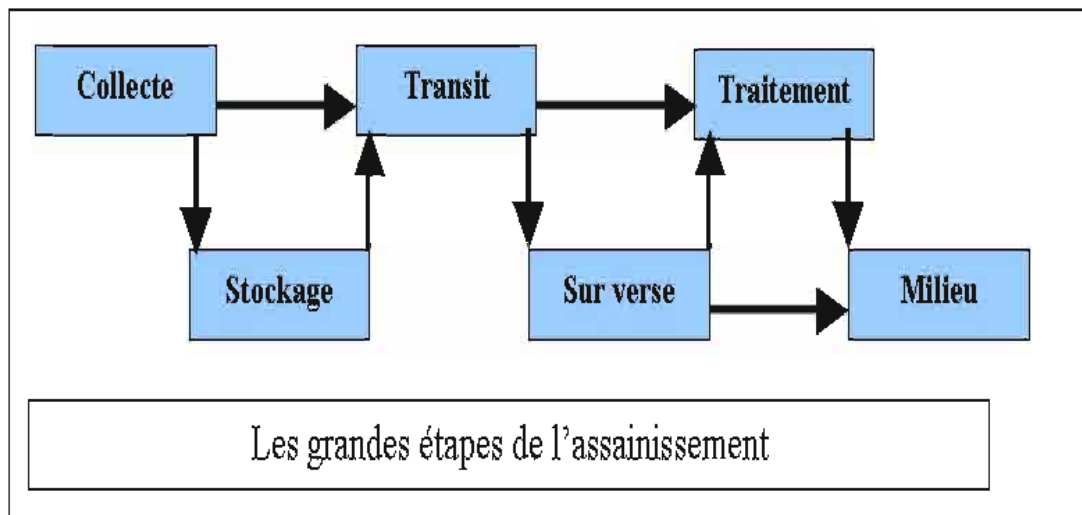


Figure 7 : les grandes étapes de l'assainissement :

## II. SYSTEME D'ASSAINISSEMENT COLLECTIF :

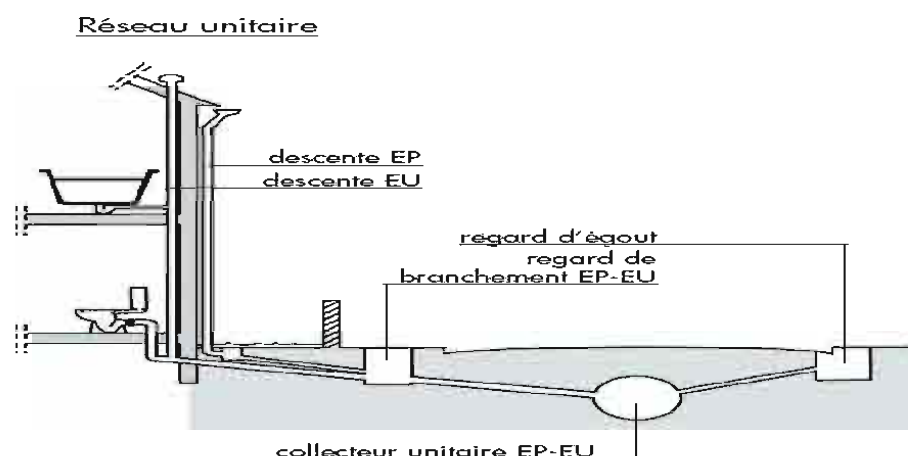
Le principe de l'assainissement collectif est d'organiser la collecte des eaux usées ou pluviales depuis les logements jusqu'à une station d'épuration pour les eaux usées et jusqu'au bassin de stockage ou exutoire naturel pour les eaux pluviales.

Le réseau de collecte comprend une partie privée et une partie publique.

## II.1 le système unitaire :

Il s'agit d'un système simple correspondant au principe ancien du « tout à l'égout » ; il comporte une canalisation unique et importante pour évacuer simultanément les eaux usées et les eaux pluviales.

Ce système nécessite des ouvrages (égouts et stations d'épuration) relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement ; il en résulte que ces ouvrages sont la majeure partie du temps, surabondants.

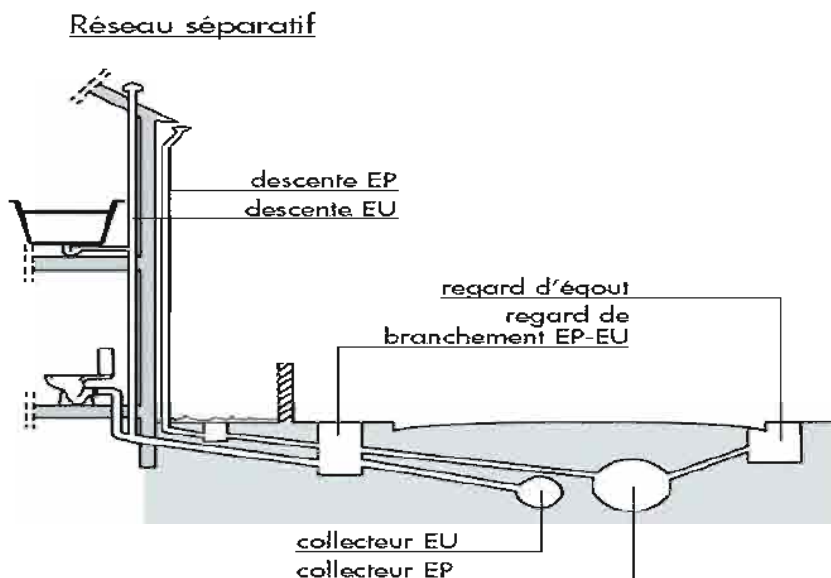


**Figure 8 :** schéma simple d'un réseau unitaire :

## II.2 Le système séparatif :

Ce système est composé de deux types de canalisation dont l'une (*un peu plus grande*) est destinée à recevoir les eaux pluviales et la seconde (*un peu plus réduite*) pour collecter les eaux usées ; les deux réseaux peuvent suivre le même tracé pour se rendre à la station d'épuration ; ces deux réseaux peuvent également suivre des tracés différents quand les eaux pluviales se rejettent directement dans un cours d'eau proche sans passer par la station d'épuration alors que le second doit obligatoirement aboutir à une telle station.

Le réseau d'eaux usées transite ces eaux jusqu'à une station d'épuration souvent assez éloignée de l'agglomération, sujétion qui nécessite souvent, un tracé à très faible pente.



**Figure 9 :** schéma d'un réseau séparatif :

### **II.3 Le système pseudo séparatif :**

Il s'agit d'une combinaison (plus ou moins prononcée) des deux types précédents dans lequel les eaux pluviales des habitations et des cours riveraines sont envoyées vers le réseau d'eaux usées.

Ce vocable pseudo séparatif s'applique aux réseaux recevant les eaux usées, et tout ou parties des eaux de ruissellement en provenance directe des propriétés riveraines, tandis que les eaux de ruissellement en provenance des chaussées sont évacuées par les caniveaux et éventuellement, par quelques tronçons d'ouvrages pluviaux.

L'intérêt de ce système est qu'il n'y a pas lieu de séparer les eaux de ruissellement et les eaux usées en provenance d'un même immeuble.

Ce mode d'assainissement peut recevoir une application partielle en amont des réseaux unitaires ; il est, en effet, économique tant que l'évacuation souterraine du flot de ruissellement superficiel n'est pas nécessaire. En tout état de cause, il est inutile de placer une canalisation dans une voie tant que le débit des eaux de ruissellement ne dépasse pas 80 L /s (40L /s par caniveau).

### **II.4 Le système mixte:**

Ce système est un mélange des systèmes unitaire et séparatif qui sont installés en fonction des zones urbanisées dans la commune.

## **II.5 Le système non gravitaire :**

Suivant la topographie du site, ce type de système évite la mise en place de canalisations à des profondeurs importantes d'où un avantage économique certain. Il permet également des liaisons intercommunales, permettant un regroupement des communes et de ce fait un besoin moindre de stations d'épuration.

### **II.5.1 Le système sous vide :**

Le principe d'une installation sous vide repose sur un système par dépression qui utilise une centrale à vide et des regards de transfert. Un ou plusieurs usagers sont raccordés gravitairement au regard de transfert qui joue le rôle de réservoir tampon. Celui-ci assure, à travers une vanne, l'évacuation par aspiration des effluents vers la cuve de stockage située dans la centrale de vide. Une pompe de refoulement effectue le transit vers l'exutoire (station d'épuration).

### **II.5.2 Le système sous pression :**

Comme les systèmes sous vide, les réseaux ramifiés sous pression peuvent être la solution lorsque les conditions topographiques excluent l'assainissement gravitaire. Le premier avantage d'un réseau d'assainissement sous pression est sa souplesse de mise en oeuvre. Peu sujet aux contraintes topographiques, ce type de réseau permet de résoudre un grand nombre de problèmes couramment rencontrés.

### **II.5.3 Le système sous pression par aéroéjecteur :**

Le principe d'un réseau d'assainissement sous pression par aéroéjecteur est le refoulement par air comprimé.

Un ou plusieurs branchements, ou un mini réseau gravitaire assurent la collecte des eaux usées en provenance des particuliers, généralement dans un secteur rural. Un aéroéjecteur installé dans un regard sans dégrillage envoie les eaux dans le réseau sous pression en suivant un cycle à trois temps :

- 1<sup>er</sup> temps : l'arrivée de l'effluent dans la cuve de l'appareil, par gravité à travers le clapet, remplit celle-ci progressivement ;
- 2<sup>e</sup> temps : le remplissage de la cuve terminé, un détecteur commande l'admission d'air comprimé, la mise en pression et le refoulement dans la conduite d'évacuation ;

- 3<sup>e</sup> temps : à la fin du refoulement, l'ordre de fermeture de la vanne d'admission de l'air et de refoulement permet l'ouverture du clapet soumis à poussée de l'effluent en attente.

#### **II.5.4 Le système hybride ou composite :**

Le système composite est parfois une variante du système séparatif.

Il prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur épuration.

On sait par expérience que le premier flot de pluies et d'orages est censé avoir lavé les voies publiques ; en effet, pendant cette courte période, les eaux de ruissellement transportent toujours d'importantes quantités de souillures.

Type de système	Avantages	Inconvénients
Système unitaire	- exigence d'une canalisation unique	- faible vitesse d'écoulement par temps sec, et partant, médiocrité de l'auto curage du réseau et risques de dépôts solides dans le réseau ; - exigence du curage périodique du réseau avec du matériel spécialisé ; - faiblesse des flux polluants transportés par temps de pluie vers les STEP ; - mise en charge élevée du réseau - surcharge aléatoire des STEP avec des risques accrus de pollution du milieu récepteur ; - transport des volumes importants → risques de surdimensionnement des installations ( <i>coûts d'investissements et d'exploitation élevés</i> ).
Système séparatif	- Transport de la totalité des micropolluants des eaux usées vers la STEP - économique (ouvrages de sections réduites)	- exigence de deux canalisations (donc coût élevé) ; - risques élevés de confusion entre réseau d'EU et réseau d'EP lors des branchements particuliers ( <i>celle-ci est de l'ordre de 21% en France</i> ) ; - risques de traitement partiel des eaux usées du fait de erreurs de branchement : les eaux pluviales pourtant très polluées, peuvent échapper au traitement
Système pseudo séparatif	- combinaison des avantages précédents	- cumul des inconvénients des deux systèmes ci-dessus

**Tableau 11:** *Analyse comparative des principaux systèmes d'évacuation des eaux usées :*

### III. SYSTEME D'ASSAINISSEMENT AUTONOME, INDIVIDUEL ou non collectif :

L'assainissement individuel autonome est principalement présent en zone rural, pour une maison individuelle comme pour un groupe de maisons. Il se révèle économiquement intéressant si le coût de raccordement au réseau collectif est trop important, ce qu'on considère en général pour des distances de canalisations supérieures à 50 mètres.

Sur le territoire de la commune, en particulier dans les hameaux, s'il n'existe aucun réseau d'assainissement, le système public d'assainissement autonome offre une solution économique apte à satisfaire aux exigences d'hygiène et d'épuration par le sol.

L'assainissement autonome des habitations, voire des locaux d'activités isolés, concerne les dispositifs à mettre en œuvre pour le traitement et l'élimination des eaux usées domestiques qui ne peuvent être évacuées par un système d'assainissement collectif.

Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées par le sol, sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces eaux usées domestiques peuvent provenir soit d'une maison individuelle implantée sur l'étendue d'une parcelle isolée privée, soit sur une parcelle mise en lotissement et comprenant un habitat plus dense .

Les eaux ainsi épurées sont dispersées immédiatement sur chacun des sites où elles ont été produites, sur l'étendue des propriétés privées, de préférence dans le milieu naturel souterrain.

Cette épuration par le sol des eaux usées domestiques à la parcelle est une solution intéressante sur les plans économique et technique, et bien adaptée au milieu rural.

En effet, la collecte des eaux usées des habitations éloignées ou dispersées entraîne des dépenses importantes de réalisation et d'entretien dans le cadre d'un service public que la collectivité ne peut supporter.

Techniquement, la dépollution à la source, quand elle est possible, est préférable, car elle évite la concentration en un même endroit des rejets d'un effluent qui n'est jamais épuré complètement ; de plus, on connaît bien la très grande capacité épuratrice du sol.

Ainsi, l'assainissement autonome bien conçu et bien entretenu est comparable à l'assainissement collectif pour ses performances et son économie.

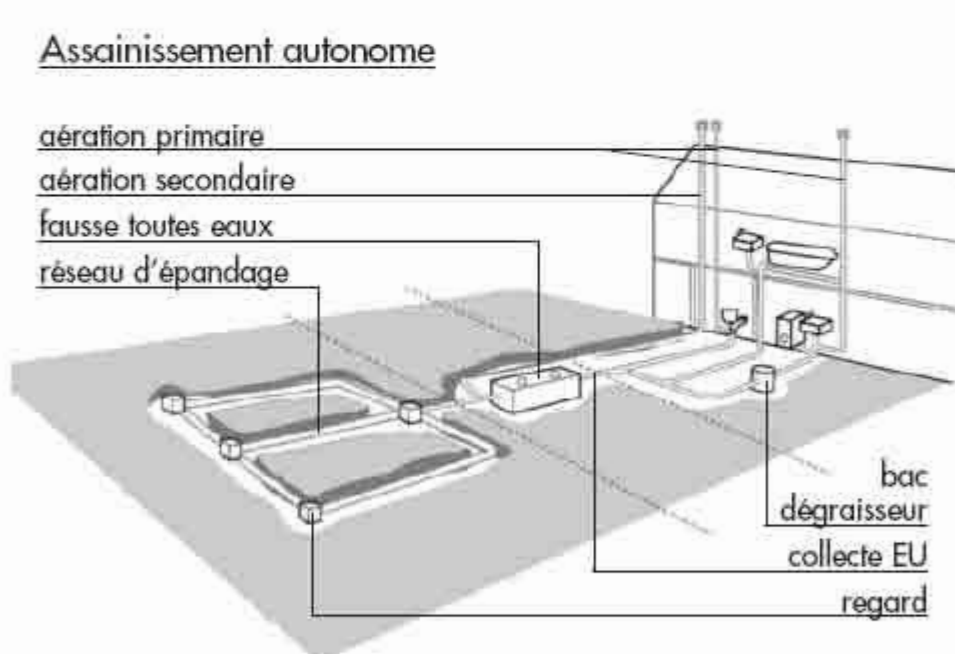
Pour obtenir une solution définitive satisfaisante pour la collectivité et l'utilisateur, il est préférable d'organiser, dans la commune, conformément à la loi, un véritable service public de gestion de l'assainissement autonome qui se porte garant de la bonne exploitation des installations privées.

Les techniques de l'assainissement individuel correspondent à deux types d'installation, l'une à la parcelle et l'autre regroupant plusieurs habitations.

La mise en œuvre du système d'assainissement individuel nécessite :

- Le choix d'une installation efficace, correctement réalisée et entretenue ;
- Un dispositif de restitution-dispersion capable d'assurer une bonne infiltration de l'eau épurée, et de procurer à celle-ci un niveau d'épuration complémentaire ;
- Le rejet de l'eau épurée sans risques pour l'environnement ni les eaux souterraines, c'est-à-dire l'aptitude du sol à l'infiltration ;
- Le rejet de toutes les eaux pluviales par infiltration dans une tranchée drainante, dans un fossé ou stockées pour l'arrosage des jardins

Enfin, il est intéressant de constater que les techniques d'assainissement individuel se sont affinées et multipliées en utilisant de plus en plus de dispositifs préfabriqués ; quant aux eaux pluviales, on cherche à les retenir à la source au moyen de dispositions liées à l'aménagement des espaces.



**Figure 10 :** schéma d'un type d'assainissement :

Après avoir présenté les différents systèmes fondamentaux, nous allons procéder au diagnostic du système de gestion existant.

### **CHAPITRE III : SYSTEME DE GESTION EXISTANT**

#### **I. Présentation du système d'assainissement :**

Le système d'assainissement actuel de Rufisque se compose de trois types de réseaux différents :

- un réseau de 14km de canaux à ciel ouvert crée à l'origine pour évacuer les eaux pluviales mais actuellement également utilisé par les riverains pour l'évacuation des eaux usées ; ce réseau est en fait composé de plusieurs ensembles distincts
- un réseau de 16 km de collecteurs eaux usées desservant certains quartiers seulement et se jetant dans la mer ou réutilisé pour le maraîchage ; il est aussi composé de plusieurs ensembles distincts
- un réseau de 5,6 km de collecteurs eaux pluviales desservant certains quartiers seulement et se jetant dans les canaux ou dans la nature ; à l'avenant des autres, il est aussi composé de plusieurs ensembles distincts.

La distinction entre réseau eaux usées et réseaux eaux pluviales est mal définie mais on doit parler actuellement plutôt d'un système essentiellement unitaire. En plus, ces divers réseaux ne forment pas un ensemble cohérent, mais ont plutôt été réalisés de manière indépendante.

Par ailleurs, un réseau relativement étendu de rigoles et de caniveaux regroupe les eaux de pluies, mais également un certain nombre de raccordements eaux usées. Ce réseau couvre essentiellement le centre ville, mais aussi, en partie, les zones les plus récemment urbanisées.

En plus de ces divers réseaux d'assainissement, une très large partie de l'assainissement est effectuée soit par le biais de l'assainissement individuel (fosses sceptiques avec évacuation ou non de l'effluent traité), soit par utilisation des infrastructures publiques (édicules, etc) ou de la nature comme lieu de défécation.

## **I.1 Les canaux à ciel ouvert :**

### **I.1.1 les canaux primaires :**

Le réseau de canaux qui couvre la ville de Rufisque a été essentiellement réalisé depuis les années 60. Il couvre donc de manière logique le centre ville ainsi que les premières extensions du Nord. Conçu à l'origine uniquement pour le transport des eaux pluviales, il joue aujourd'hui un rôle assez important dans le cadre de l'évacuation des eaux usées également. Par ailleurs, presque tous souffrent du même mal, l'obstruction par divers déchets ou par du sable.

Il a été opéré une distinction entre les canaux primaires et les canaux secondaires. Selon cette distinction, seuls les canaux primaires ont un exutoire à la mer ; les canaux

secondaires ayant leur exutoire dans les canaux principaux. Les principales caractéristiques de ces différents canaux sont exposées dans le tableau suivant :

Nom	Exutoire	Caractéristiques géométriques(m)			Type
		Section	Longueur	Profondeur	
Ceinture	océan	Trapèze	2480	1,80	Ouvert
Ouest	océan	Trapèze	1350	0,90	Ouvert
Est	océan	Trapèze	580	0,60	Ouvert
Rivoli	Canal de l'ouest	Trapèze	250	1,05	Ouvert
Valda	Canal de l'ouest	Trapèze	375	1,05	Ouvert
Mérina	Océan	Carré	390	0,80	Ouvert
Thiawène	Canal de l'Est	Carré	370	0,80	Ouvert
Guendel	Canal de l'ouest	Rectangle	150	0,90	Ouvert
Maurice Guèye	Canal de l'Est	Trapèze	550	0,85	Ouvert
Adama Lo	Canal de l'Est Canal Bodin	Rectangle	620	0,50	Ouvert
Diamaguène	Canal de l'ouest	Trapèze	650	1,60	Ouvert
Canal du marché	Canal de l'ouest	Rectangle	650	0,55	Fermé
Extension canal de l'Ouest	Canal de l'ouest	Trapèze	1260	0,70 à 1,20	Ouvert
Canal Bodin	Océan	Rectangle	320	2,50	Fermé

(Source ONAS)

**Tableau 12:** Caractéristiques générales des différents canaux dans la zone d'étude :

### **I.1.2 Canaux secondaires :**

Les canaux énumérés ci-dessus ont tous la particularité de se jeter directement dans l'océan. C'est la raison pour laquelle ils ont été qualifiés de principaux, par opposition aux canaux présentés ci-dessous qui se jettent dans les canaux primaires.

Un certain nombre de canaux secondaires drainent à priori les eaux pluviales de certains quartiers de la ville mais n'échappent pas aussi à la pression que constituent les eaux usées. Ces canaux qui sont même parfois de simples caniveaux ont en général une section plus faible et une longueur moindre. Ils ont été en général construits à la même époque que les canaux principaux et se jettent pour la plupart dans le canal de l'Ouest.

Les canaux secondaires entrant dans le cadre de cette étude sont donc les suivants :

- **Canal Valda**
- **Canal Rivoli**

- **Canal Guendel**
- **Canal de Diamaguène**
- **Extension canal de l'Ouest**

### **I.2 Canaux fermés :**

Il existe quelques canaux fermés de dimensions variables. Le principal est le canal Bodin. Ce canal a été ouvert et présente la particularité d'être le seul exutoire de la ville disposant d'une évacuation par refoulement vers la mer. Ce refoulement est effectué par une station de relevage comportant un dégrilleur manuel à son entrée et un dessableur placé avant les pompes.

La station de refoulement Bodin a été achevée depuis 1992. Elle est équipée de deux pompes immergées d'une capacité de 162 m<sup>3</sup>/h chacune, avec une hauteur de refoulement de 4 mètres environ.

Initialement conçue uniquement pour les eaux pluviales, la station de pompage fonctionne en réalité toute l'année, à raison d'environ 6 heures/pompe/jour pour les eaux usées.

Parmi les autres canaux couverts, on peut citer le canal du marché. Ce canal est recouvert par des dalles qui sont partiellement effondrées. De ce fait il n'est pas à l'abri de constantes obstructions par différents déchets.

### **I.3 Réseaux collectifs :**

Les réseaux collectifs sont peu nombreux dans la ville de Rufisque. Il s'agit en général de réseaux d'évacuation d'eaux usées.

Le peu de réseaux de collecteurs existants en ville de Rufisque sont en général le fait d'associations privées (ONG, GIE ou autres).

### **I.4 Réseau de caniveaux du centre ville :**

Un réseau de caniveaux de faible section quadrille les rues du centre urbain. Ces caniveaux se jettent soit dans le canal du marché, soit dans le canal de l'Est, soit dans le canal Bodin. Egalement prévu à l'origine pour les eaux pluviales, ce réseau collecte en permanence des eaux usées. Malgré l'interdiction formulée par l'ONAS, de nombreuses habitations sont en effet raccordées directement à ces caniveaux. Ainsi on peut noter des rejets d'eau de WC et d'eau industriels dans ces ouvrages. En outre, de par leur faible section, les caniveaux sont très régulièrement obstrués par des déchets.

### **I.5 La STEP du Cap des Biches :**

L'occurrence de ces différents problèmes a vite fait d'intimer l'ordre aux autorités de se pencher sur l'urgence de l'assainissement de la ville. C'est ainsi que dans la période 2002-2003, l'Etat du Sénégal, à travers l'ONAS, a construit la station d'épuration de Rufisque(STEP) dans le cadre du programme Projets Sectoriels Eaux (PSE). Cette station avait été urgemment dimensionnée pour les horizons 2005, 2010 et fonctionne selon le principe du lagunage. Elle est composée d'ouvrages de prétraitement et de bassins de lagunage (en annexe). Les caractéristiques géométriques des bassins sont les suivantes :

#### **I.5.1 Deux bassins anaérobies A1 et A2 :**

- fonctionnement alternatif
- profondeur de 5 m
- dimensions 60m \* 60m
- talus 1/2,5

Les bassins ont été placés perpendiculairement au sens de la pente et la hauteur d'eau est généralement de 3,5 m à 4 m pour garantir le caractère anaérobie de cette phase.

#### **I.5.2 Un bassin facultatif F1 :**

- fonctionnement en série
- profondeur 1,6 m
- longueur 165 m, largeur 74 m
- talus 1/2,5

La hauteur d'eau est 1,5 en général.

Ce bassin facultatif est placé perpendiculairement à la pente et partage une grande partie de ses digues avec les bassins anaérobies. L'apport en oxygène du vent dans ce premier bassin n'est pas tellement favorable mais les conditions topographiques (relativement plane) imposent de placer le bassin F1 perpendiculairement à la pente, pour respecter les courbes de niveau.

#### **I.5.3 Deux bassins aérobies F2 et F3 :**

Le bassin F2 est placé en contrebas du bassin F1. Entre les deux la topographie subit une chute relativement brusque. Le bassin F2 est placé le long de la limite Ouest du terrain.

Bassin F<sub>2</sub> :

- fonctionnement en série
- profondeur 1,6m
- longueur 205m, largeur 80 m
- talus : 1/2,5

Enfin, le bassin F3 est placé à l'Est du bassin F2, sur la même plate-forme topographique.

Bassin F<sub>3</sub> :

- fonctionnement en série
- profondeur 1,6 m
- longueur 165 m, largeur 80 m.

La hauteur d'eau est de 0,8m afin de permettre une assez bonne oxygénation des micro-organismes.

Actuellement la STEP fonctionne avec un débit de dimensionnement de 2856 m<sup>3</sup>/j pour une capacité de 45 403 EH.

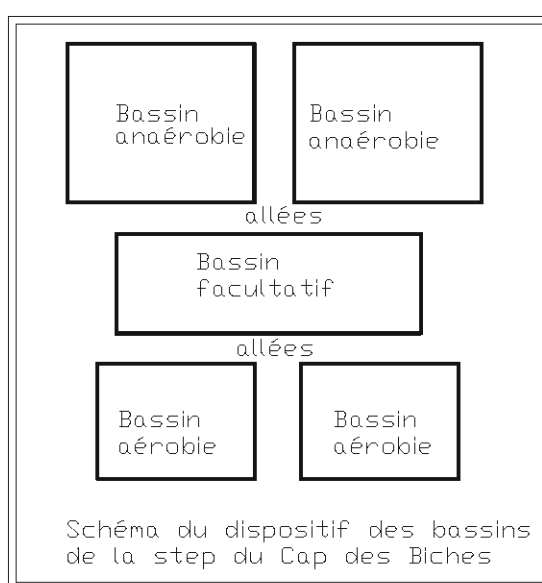


Figure 11: dispositif des bassins de la STEP du cap des biches :

**I.5.4 Récapitulatif des caractéristiques géométriques des bassins :**

Bassin	Cote fond sous argile	Cote fond sur argile	Cote couronnement	Cote niveau d'eau	Hauteur d'eau	revanche	Chute d'eau
A1 et A2	5,00 m	5,30 m	10,00 m	8,80 m	3,5 m	1,20 m	1,20 m
F1	6,00 m	6,30 m	8,40 m	7,90 m	1,60 m	0,5 m	0,90 m
F2	4,80 m	5,10 m	7,20 m	6,7 m	1,60 m	0,5 m	1,20 m
F3	3,50 m	3,80 m	5,900 m	5,40 m	1,60 m	0,5 m	1,30 m

Source O.N.A.S

Tableau 13: récapitulatif des caractéristiques géométriques des bassins :

**I.5.5 Qualité des eaux dans la STEP (à la date du 03 Mars 2008) :**

En cette période sèche, le débit moyen journalier mesuré en entrée de la station est la somme des volumes pompés et le volume provenant de la station de déposante de boues de vidange soit :  $810 + 491 + 294 = 1595 \text{ m}^3/\text{j}$ .

**I.5.5.1 Mesure de la charge polluante :**

- Eau brute entrée station

pH à 28°C	MES(mg/l)	DBO <sub>5</sub> (mg/l)	DCO(mg/l)	NTK(mg/l)	P <sub>T</sub> (mg/l)
7,33	2290	950	2100	-	-

Source O.N.A.S.

Tableau 14: qualité de l'eau de sortie :

La salinité et la conductivité ne sont pas mesurées par défaut de sonde à conductivité. Le spectrophotomètre du laboratoire étant défectueux, les pollutions azotées et phosphorées ne sont pas mesurées. Les charges de pollution des eaux brutes sont très élevées, mais malgré cela elles sont biodégradables ; en fait le rapport DCO /DBO<sub>5</sub> est de 2,21.

• **Eau sortie station**

pH à 30°C	MES(mg/l)	DBO <sub>5</sub> (mg/l)	DCO(mg/l)	NTK(mg/l)	P <sub>T</sub> (mg/l)
7,95	184	420	444	-	-

Source O.N.A.S.

**Tableau 15:** qualité de l'eau de sortie :

Les eaux rejetées ont des concentrations élevées et il est noté une quantité importante d'algues à la sortie.

**I.5.5.2 Flux de pollution entrée station :**

MES (Kg)			DBO <sub>5</sub>		
conception	entrée	%	conception	entrée	%
957	3652	382	2535	1515	60

Source O.N.A.S.

**Tableau 16:** Flux de pollution à l'entrée de la station :

Le flux en MES est élevé par rapport à la capacité de la station. L'influence des matières de boues de vidange est perceptible dans ces flux.

**I.5.5.3 Rendements épuratoires moyens :**

	MES	DBO <sub>5</sub>	DCO	N Total	P Total
Entrée(mg/l)	2290	950	2100	-	-
Sortie(mg/l)	184	420	444	-	-
Rendement%	92	56	79	-	-

(Source :O.N.A.S.)

Tableau 17: rendements épuratoires :

Ces rendements sont acceptables pour les paramètres MES et DCO, ceci malgré les fortes charges reçues à l'entrée de la station d'épuration.

L'ONAS estime que les objectifs de 2008 qui sont de 50% pour les paramètres usuels ont été atteints.

## **I.6 Assainissement individuel :**

### **I.6.1 Généralités :**

L'assainissement individuel touche pratiquement près de 90% de la population de Rufisque. Il est constitué dans la plupart des cas de fosses de différents types, selon les moyens des familles (puits perdus, fosses septiques, puisards, etc.). Dans certaines zones de la ville, la nappe presque affleurante remonte dans les fosses aux parois non étanches. En effet, la surface d'une nappe souterraine, connue sous le nom de surface libre, est sujette à des fluctuations de niveau. La surface libre atteint son niveau le plus bas pendant les périodes de grande sécheresse, et s'élève avec les nouvelles pluies. Il a été démontré que les bactéries fécales pouvaient être entraînées dans le sol par les eaux d'infiltration jusqu'à 3 m de profondeur environ et que, une fois la surface libre de la nappe atteinte, elles pouvaient parcourir jusqu'à 15 m environ dans le sens de l'écoulement de l'eau souterraine. Une source d'eau souterraine dont le niveau le plus haut de la surface libre peut se trouver très près de la surface du sol est donc exposée à la pollution fécale lorsqu'il existe dans les environs immédiats des foyers d'une telle pollution.

La pollution peut encore atteindre une eau souterraine éloignée des sources de contamination lorsque le sol est formé de rocs fissurés. Dans ce cas, il est impossible de prévoir jusqu'où l'écoulement de l'eau peut entraîner les germes de pollution, tant horizontalement qu'en profondeur. Compte tenu de toutes ces considérations, la pollution de la nappe phréatique est presque inévitable dans certains quartiers de la ville. Cette nappe phréatique est la même qui est utilisée par certains puits pendant les périodes de coupure d'eau prolongée.

Par ailleurs l'enquête sociologique a permis de révéler que les conditions de vidange des fosses ne sont pas toujours des plus aisées. Les familles doivent déboursier 12000f CFA par rotation de camion citerne (6 m<sup>3</sup>) et cette somme semble être élevée eu égard au budget des ménages.

### **I.6.2 Types d'assainissement individuel :**

L'assainissement individuel constaté à Rufisque et particulièrement dans la zone d'étude comporte plusieurs variantes. Il peut être présenté de façon générale de la manière suivante :

- Les effluents de la maison entière sont collectés en un seul point par un système de tuyauterie interne
- Les effluents ainsi collectés et réunis subissent une décantation par un passage plus ou moins prolongé dans une fosse de volume tel que le temps de séjour est de l'ordre d'une journée
- Après cette décantation les eaux peuvent éventuellement être dirigées vers une deuxième chambre correspondant à un traitement biologique, avec un temps de séjour différent ; ce traitement peut par exemple être effectué par une filtration sur lit de sable
- Les eaux résiduaires sont dirigées vers un exutoire qui peut être un réseau d'assainissement, la nature ou encore une fosse d'infiltration
- En dehors de la fosse septique on distingue aussi le CFPA (Cabinet à Fosse Permanemment Amélioré) qui est fréquemment utilisé soit avec fosse étanche soit avec système d'infiltration.

Ces différents systèmes nécessitent tous une vidange et un entretien périodique de la fosse septique, voire de la deuxième chambre le cas échéant. Si cette vidange n'est pas effectuée, la fosse septique se remplit peu à peu de matières solides et son rôle de décanteur disparaît au fil du temps. Toutefois, vu les contraintes économiques souvent lourdes qu'imposent une vidange, il est rare que celle-ci puisse être effectuée avec la régularité qu'exige réellement le principe de fonctionnement du système.

En général, la fosse de décantation est le siège d'un certain nombre de processus biologiques anaérobies qui conduisent à une lente maturation des matières solides. Cette maturation menée à son terme pourrait conduire à la production d'un excellent terreau. Pour cela, il faudrait cependant que les matières extraites des fosses fassent l'objet d'un compostage, éventuellement couplé avec un mélange à des résidus de récolte. Les différents cas rencontrés peuvent être illustrés par les

### **I.6.2.1 Fosse septique sans écoulement :**

Le système de base est une simple fosse septique qui ne possède pas d'écoulement de rue. Dans ce cas, les parois de la fosse peuvent être perméables, de manière à favoriser une infiltration de l'eau, ou imperméables. Dans tous les cas, ce système n'est approprié que si les volumes produits sont faibles et la teneur en matières solides élevée. Une vidange est nécessaire, faute de quoi un débordement de la fosse est inévitable.

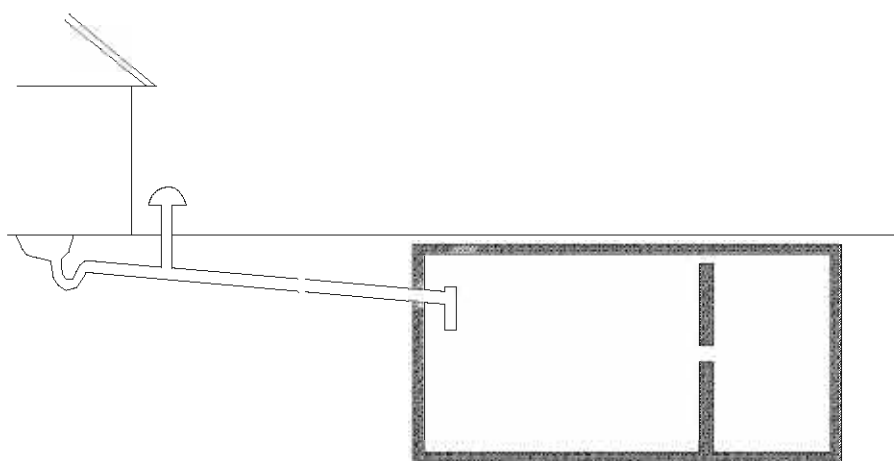
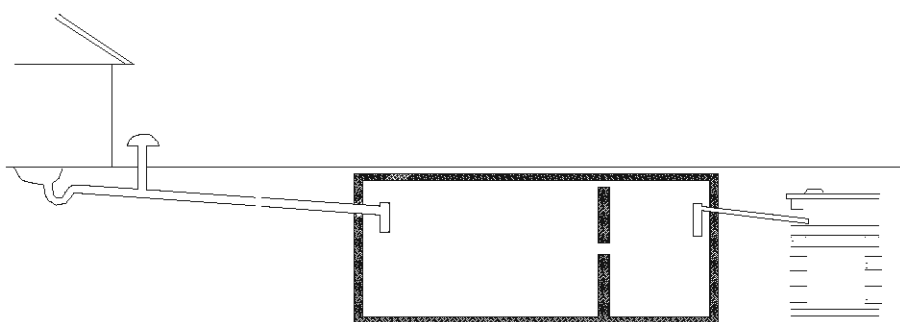


Figure 12: Fosse septique sans écoulement :

### **I.6.2.2 Fosse septique avec écoulement dans une fosse d'infiltration ou puits perdu :**

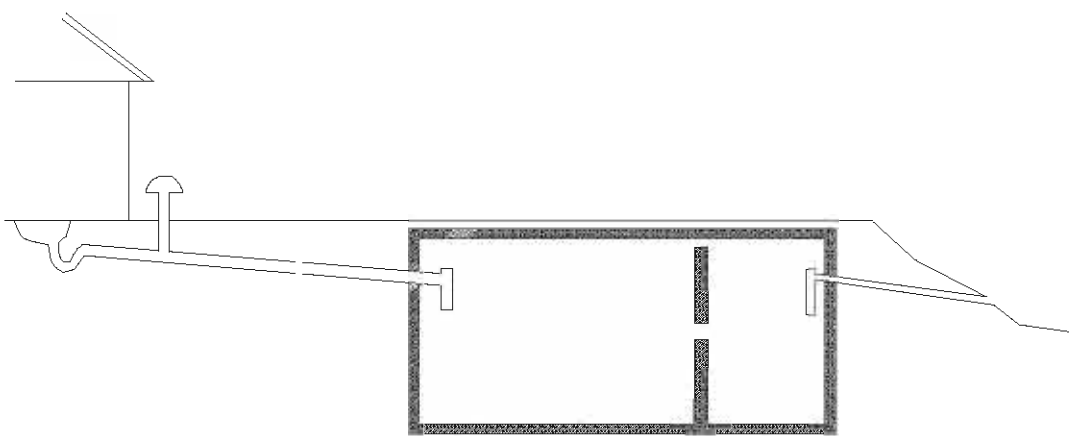
Le système de fosses septiques couplées à une infiltration est adapté dans des cas bien précis. Il faut en effet que le sol se prête à une infiltration ( $K_s$  suffisamment élevé) et que cette infiltration ne puisse pas poser des problèmes de contamination des nappes. Dans le cas de la zone d'étude, aucune de ces deux contraintes n'est réellement remplie, puisqu'il a été montré que la perméabilité est relativement faible et les nappes presque affleurantes. La généralisation d'un tel système est dans tous les cas inadapté pour la ville de Rufisque et pourrait même conduire à des problèmes de santé.



**Figure 13:** *Fosse septique avec évacuation de l'effluent dans le terrain :*

### **I.6.2.3 Fosse septique avec évacuation de l'effluent dans le terrain :**

Ce système ne s'avère justifié que lorsque les débits produits sont relativement faibles et que leur dispersion dans le milieu naturel ne pose pas de problème de pollution. En particulier, on peut imaginer que l'écoulement aboutisse à une forme de surface de lagunage naturel par exemple. Dans le cas de Rufisque, ce système est particulièrement inadapté puisqu'il conduit à l'existence de ruisseaux d'eaux usées circulant à l'air libre dans les différentes rues. Avec la densité de population que connaît la vieille ville, les problèmes posés sont inacceptables.

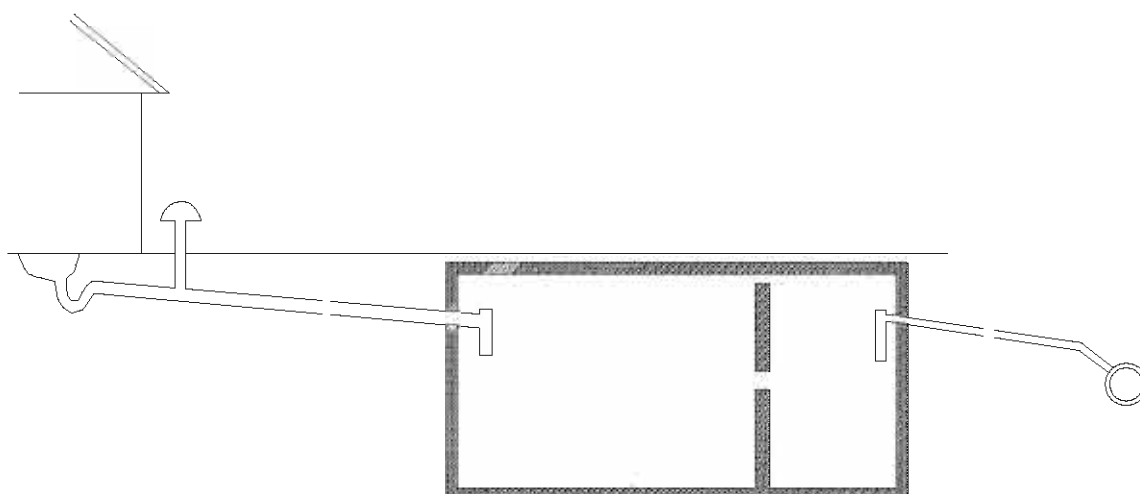


**Figure 14:** Fosse septique avec évacuation de l'effluent dans le terrain :

#### **I.6.2.4 Fosse septique couplée à une évacuation dans un réseau eaux usées ou eaux pluviales :**

L'évacuation des effluents vers un réseau est de loin la situation la plus satisfaisante. En effet, elle permet de concentrer les nuisances engendrées par les effluents le long de certains tronçons très spécifiques et évite ainsi une contamination généralisée de la surface à assainir. Bien que les effluents ainsi rassemblés doivent en principe être ensuite traités, il est possible d'imaginer un simple transport jusqu'à l'extérieur de l'agglomération de manière à déplacer le lieu d'occurrence des nuisances. Cette situation est très courante dans les quartiers de la zone cible puisque beaucoup de fosses septiques actuelles ont un écoulement

dans les canaux eaux pluviales qui parcourent la ville. Ces canaux déversent ensuite les effluents dans la mer.



**Figure 15:** Fosse septique couplée à une évacuation dans un réseau eaux usées ou eaux pluviales :

Après avoir ressorti les défaillances de l'existant par le diagnostic, nous allons évaluer les différentes sources d'eaux usées dans la zone d'étude.

## **CHAPITRE IV: EVALUATION DES SOURCES D'EAUX USEES**

### **I. Production d'eau usée de la population :**

#### **I.1 Production des différents quartiers :**

La démarche classique pour l'estimation des volumes journaliers des eaux usées produits dans une ville passe la définition de la notion d'équivalent habitant (EH). Un équivalent habitant produit par définition en un jour une quantité d'eaux usées égale à la production habituelle d'un habitant. Cette notion permet de comparer sur la même base la production d'eaux usées de la population, des équipements publics ou encore des différentes ou industries.

Cependant, dans le cas de la ville de Rufisque, cette notion ne peut être utilisée sans autre. En effet, il est évident que la production journalière d'eaux usées dépend directement de la consommation journalière d'eau potable. Or, la consommation journalière d'eau potable dépend de la facilité d'accès à l'eau, ainsi que des ressources financières de l'usager. C'est pourquoi l'hypothèse a été faite que la notion d'équivalent habitant ne pouvait être utilisée à Rufisque qu'en la restreignant au niveau du quartier.

L'objectif d'une telle distinction est de prendre en compte de manière rationnelle et objective la différence de standing et de niveau d'équipement des divers quartiers de Rufisque. En effet, il n'y aurait aucun sens à installer un réseau d'assainissement des eaux usées dans un quartier où l'approvisionnement en eau se fait essentiellement par les bornes fontaines. Les volumes produits chaque jour ainsi que la capacité financière des usagers doivent dépasser un seuil minimal pour que l'installation d'un réseau se justifie d'un point de vue tant technique qu'économique.

Les valeurs présentées ci-dessous ont été obtenues de la manière suivante. L'hypothèse a été faite que la consommation d'eau potable était un bon indicateur de la production d'eaux usées. Toutefois, il est indéniable qu'une partie des eaux potables consommées n'est pas rejetée directement à l'extérieur. Il s'agit, par exemple, de l'eau consommée pour la boisson, ou encore de l'eau utilisée pour la cuisson des aliments, un éventuel arrosage de plantes, ou encore l'eau résiduelle contenue dans les vêtements mis à sécher. Pour cette raison, un coefficient de restitution de 0.8 a été appliqué sur les débits consommés. L'application de cette méthode est consignée dans le tableau suivant. Les valeurs présentées seront prises en compte non seulement pour estimer la production d'eaux usées

de la population proprement dite, mais également, et comme expliqué plus loin, pour estimer la production des différents équipements publics et privés.

N°	Quartiers	Vspéc(m3/jour/EH)
1	Castors	0,04
2	Cité H.L.M	0,04
3	Cité Gabon	0,035
4	Cité Filaos	0,05
5	colobane	0,02
6	Diokoul	0,03
7	Guendel	0,025
8	Keury Kao	0,035
9	Keury Souf	0,05
10	Léona	0,025
11	Médina	0,025
12	Mérina	0,035
13	Ndenkou	0,025
14	Nimzat	0,02
15	Thiawlène	0,02
16	Thiokho	0,03
17	Santiaba	0,025
18	Dangou	0,03
19	Ndar Ngoundao	0,02
20	Darou Salam	0,025
21	Champ de Course	0,025

**Tableau 18:** Estimation du volume d'eaux usées produit par jour et par équivalent habitant pour les différents quartiers de la zone cible :

Au niveau de Rufisque, l'hypothèse a été faite que la consommation d'eau par équivalent habitant n'augmenterait pas entre 1999 et 2010.

Cette hypothèse s'appuie sur deux constatations différentes.

- Le réseau d'approvisionnement d'eau potable de la ville de Rufisque est actuellement d'ores et déjà exploité au maximum de ses possibilités. Or, comme cela a déjà été mentionné, la population de Rufisque est appelée à croître de manière importante d'ici 2030. Il est donc peut probable que le réseau actuel et les travaux éventuels effectués d'ici 2030 permettent à la fois de satisfaire les besoins de la population additionnelle d'ici 2030 et d'augmenter la quantité d'eau disponible pour chaque habitant en parallèle.
- Par ailleurs, et selon toutes vraisemblances, le prix de l'eau est appelé à augmenter ces prochaines années pour faire face aux besoins croissants d'investissements tant dans le domaine de l'approvisionnement en eau potable que dans le domaine de l'assainissement. Cette augmentation dépassera probablement la croissance des salaires et limitera donc la consommation en eau.
- Les chiffres représentés dans le tableau ci-dessus seront utilisés pour estimer non seulement le volume d'eaux usées produit par la population mais également celui produit par les différents équipements. On fait donc l'hypothèse qu'un poste de santé installé dans le quartier de Diokoul ne consommera pas nécessairement la même quantité d'eau par employé qu'un poste de santé installé dans le quartier Keury Kao.

## **I.2 Caractéristiques probables :**

Les caractéristiques des effluents rejetés par les ménages ne peuvent être déterminées sur la base d'une campagne de mesure puisqu'aucun réseau n'existe dans la majeure partie des quartiers. Toutefois, une campagne d'analyses sera effectuées, afin de déterminer sur les quelques portions de réseaux existantes les propriétés exactes.

Les paramètres pris en compte dans cette étude comme pertinents pour l'évaluation de l'opportunité de mettre en place un système d'évacuation et de traitement des eaux usées sont les suivants :

- **Demande biologique en oxygène à 5 jours (DBO<sub>5</sub>)** : La DBO<sub>5</sub> se définit par la quantité d'oxygène consommée pendant 5 jours et à 20°C pour absorber une partie importantes des matières organiques contenues dans l'échantillon d'eaux usées considéré, dans les conditions déterminées. La DBO<sub>5</sub> constitue une mesure de la concentration de matière organique biodégradable dans l'effluent et donc de son degré de pollution.
- **Azote ammoniacal (N-NH<sub>3</sub>)** : L'azote organique dans l'eau englobe plusieurs familles de composés. En particulier, la forme NH<sub>3</sub> (ammoniac) est en général mesurée.
- **Phosphore total (P<sub>tot</sub>)** : Le phosphore est également un des paramètres régulièrement mesurés, puisqu'il représente en général le facteur limitant dans les écosystèmes et donc que son relâchement en grande quantité peut favoriser une eutrophisation des milieux récepteurs.
- **Température (T°C)** : La température est également un paramètre relativement important puisqu'elle détermine directement la teneur maximale possible en oxygène de l'effluent.
- **Matière en suspension (MES)** : On distingue les matières minérales et organiques séparables du flux par décantation et les matières qui restent en suspension ou dissoute. Les MES s'expriment en milligramme par litre d'effluent ou en gramme par habitant et par jour, quand on les rapporte à la dose unitaire.
- **Teneur en oxygène (O<sub>2</sub>)** : La teneur en oxygène est également un des facteurs limitant pour le bon fonctionnement d'une station d'épuration. Il est lié à la fois à la température et aux propriétés biochimiques de l'effluent.

Les valeurs indicatives signalées dans le tableau ci-dessous peuvent être considérées comme une bonne approximation des propriétés probables des effluents à traiter. Elles sont établies par jour et par EH (équivalent-habitant), de manière à se soustraire à la très grande influence du volume journalier d'eau potable consommé.

Les valeurs proviennent essentiellement de GTZ [1990] et DEGREMONT [1978]. Il s'agit de valeurs établies pour des conditions de vie européennes. Cependant, plusieurs études ont montré que la pollution spécifique par habitant était relativement constante en fonction des divers lieux, puisqu'elle dépend essentiellement de contraintes physiologiques.

Des valeurs indicatives pour la composition des boues de vidange de fosses septiques ont également été reportées. Elles proviennent des mêmes sources et peuvent également être considérées comme correcte en première approximation.

Type d'effluent	DBO <sub>5</sub>	N-NH <sub>3</sub>	P <sub>total</sub>	T°C	MES	O <sub>2</sub>
Eaux usées	60g/j/EH	7-10g/j/EH	3.0 g/j/EH	variable	180g/j/EH	variable
Vidanges de fosses	4-6g/l	1.5-5.0g/l	Non disp.	variable	5-17g/l	variable

Tableau 19: Caractéristiques probables des effluents domestiques et des eaux pluviales à Rufisque

D'ailleurs, ces caractéristiques dépendent également de l'existence ou non de fosses septiques effectuant une décantation avant le rejet dans le réseau. C'est pourquoi les valeurs mesurées ou trouvées dans la littérature doivent être regardées avec prudence. En général, un ajustement des paramètres d'exploitation du système de traitement des eaux usées après la mise en service permet d'optimiser le fonctionnement de celui-ci, en fonction des caractéristiques exactes de l'effluent arrivant en tête de station.

Il faut encore mentionner la présence de très nombreux micro-organismes. Ces micro-organismes dont certains peuvent être pathogènes sont l'une des caractéristiques dominantes des eaux usées. Ils proviennent essentiellement des matières fécales mais se développent ensuite dans le réseau lui-même surtout si celui-ci comporte des zones où l'eau stagne. Les micro-organismes les plus fréquents dans le réseau sont anaérobies. Ils sont en partie responsables des odeurs désagréables liées aux eaux usées.

L'un des indicateurs les plus souvent recherchés de présence de matières fécales dans des eaux est le coliforme *Escherichia Coli*. Les coliformes totaux ou thermotolérants sont parfois également mentionnés. Dans tous les cas les eaux usées doivent être manipulées avec prudence puisqu'elles peuvent être le vecteur de nombreuses maladies.

### **I.3 Répartition temporelle:**

La répartition temporelle du volume d'eaux usées produit par la population, par les industries et les équipements publics dépend fortement du type de système mis en place, ainsi que la régularité du système d'approvisionnement en eau. En général, on admet pour les villes africaines que les variations à considérer sont plus faibles que pour les agglomérations européennes par exemple.

En général, les variations journalières, hebdomadaires et mensuelles sont caractérisées par 3 coefficients, qui sont les suivants :

- **Coefficient de pointe horaire ( $C_h$ )** : il se définit comme le rapport du débit maximum horaire dans l'heure la plus chargée sur le débit moyen journalier.
- **Coefficient de pointe hebdomadaire ( $C_{hebd}$ )** : On peut retenir le coefficient de pointe hebdomadaire comme étant le rapport entre la moyenne du samedi, dimanche et lundi sur la moyenne hebdomadaire.
- **Le coefficient mensuel ( $C_{mens}$ )** : Le coefficient de pointe mensuel peut se définir comme le rapport entre la moyenne des mois d'été et la moyenne annuelle.

Dans le cas de la ville de Rufisque, seuls les coefficients de pointe horaires et hebdomadaires ont un sens. A partir d'une analyse de la littérature, en particulier de BOURRIER [1985], ainsi que des recommandations de l'ONAS, les valeurs suivantes sont proposées :

- ✓ Coefficient horaire : 1.5
- ✓ Coefficient hebdomadaire : 1.03
- ✓ Coefficient mensuel : 1.0

Le coefficient horaire de 1.5 prend en compte le fait que la ville de Rufisque possède d'une part une population relativement élevée, ce qui a pour conséquence de lisser la consommation en fonction du temps, et d'autres que l'approvisionnement en eau se fait de manière intermittente et que de forts débits de pointe à certaines heures ne sont donc tout simplement pas satisfaits et ne conduisent pas une très forte augmentation de la production d'eau usée à certaines heures de la journée.

Le coefficient hebdomadaire de 1.03 est relativement faible et prend compte le fait que la ville de Rufisque, comme la plupart des villes africaines, continue de vivre de manière relativement égale pendant le week-end.

Enfin, le coefficient mensuel de 1.0 démontre simplement le fait que la ville de Rufisque ne possède pas de vocation touristique et qu'on ne peut donc raisonnablement estimer que certains mois donnent lieu à un volume d'eaux usées plus élevé que d'autres.

Ces différents coefficients sont ensuite utilisés au moment du calcul du débit théorique de chaque quartier selon l'équation suivante :

$$Q_{\max} = \frac{EH * V_{\text{spéc}}}{24\text{heures}} * C_h * C_{\text{hebd}} * C_{\text{mens}} = Q_{\text{jour}} * C_h * C_{\text{hebd}} * C_{\text{mens}}$$

Avec :  $Q_{\max}$  = débit horaire maximal pour le quartier considéré [ $m^3/h$ ]

$Q_{\text{jour}}$  = débit journalier pour le quartier considéré [ $m^3/h$ ]

EH : nombre d'équivalents-habitants pour le quartier considéré [EH]

$V_{\text{spéc}}$  : volume d'eaux usées produit par EH et par jour [ $m^3/EH/\text{jour}$ ]

$C_h, C_{\text{hebd}}, C_{\text{mens}}$  : selon définition [ $m^3/m^3$ ]

Rappelons encore que les débits obtenus par ce calcul ne concernent que les débits d'eaux usées. D'éventuelles eaux claires parasites ne sont pas prises en compte. Il peut à priori sembler artificiel de faire cette remarque, mais il ne faut pas oublier que la profondeur de la nappe à Rufisque est faible, du moins par endroit. Il est donc fort possible que les infiltrations se produisent dans un collecteur situé dans ou un peu au dessus de la nappe, en particulier en saison des pluies.

## **II. Sources ponctuelles :**

### **II.1 Industries :**

Les entreprises installées à Rufisque ont été recensées et quelques unes visitées. En particulier, le volume, la nature et le mode d'évacuation des rejets ont été étudiés. Seule

L'usine New team (ex Bata) confirme l'existence de rejets. En effet, l'entreprise dispose d'un bloc de tannerie utilisant des volumes d'eau pouvant atteindre 60 m<sup>3</sup>/jour. Les eaux sont drainées vers des bassins avant leur rejet en mer par pompage.

Un système de by-pass permet de rejeter ces eaux dans les canaux d'eaux pluviales en cas de dysfonctionnement des pompes. Ces eaux contiennent beaucoup de produits chimiques utilisés pour le traitement et la coloration des peaux. La quantité de matières biologiques provenant directement de ces peaux est probablement également importante ; la DBO<sub>5</sub> doit donc être relativement élevée. L'analyse des eaux usées qui sera effectuée par la suite confirmera ces suppositions.

Le volume journalier produit a été estimé sur la base de la consommation journalière en eau telle que communiquée par la SDE. Pour les entreprises les plus importantes et par analogie pour les autres, en se basant sur la surface couverte. Les équipements commerciaux font l'objet d'un tableau séparé plus bas. Les projets n'ont pas été pris en compte. Le volume journalier a été exprimé en m<sup>3</sup>/jour et non en EH. En effet, le système proposé ci-dessus et prenant et prenant en compte une valeur des EH différente pour chaque quartier ne se prête que difficilement à l'application aux industries. Toutefois, un calcul des EH es toujours possible en utilisant la valeur moyenne sur Rufisque par exemple.

Les industries agro-alimentaires à Rufisque se regroupent essentiellement dans le domaine de la pêche. Un abattoir et deux tanneries complètent la liste de ces industries situées pour la plupart dans le centre ville.

## **II.2 Bâtiments commerciaux :**

Pour les équipements commerciaux, tels que les marchés ou les stations service, l'estimation d'une production d'eaux usées est plus difficile puisqu'elle dépend essentiellement du raccordement ou non au réseau d'eau potable, ou à la présence de bornes fontaines dans les environs. A priori, les marchés n'ont pas été pris en compte comme producteurs d'eaux usées. En effet, les données à ce sujet sont trop lacunaires pour permettre de déterminer s'il y a réellement une production d'eaux usées. Les édicules publics correspondants ont toutefois été reportés et comptabilisés. Par contre, les stations-services ont été prises en compte, puisqu'elles possèdent des écoulements directs en direction des canaux. Les EH ont été estimé en multipliant le nombre d'employés par 5, conformément à BOURRIER [1985] et GTZ [1990].

### **II.3 Equipements publics :**

En dehors des acteurs économiques privés, les équipements publics sont souvent de gros producteurs d'eaux usées. Pour cette raison, la localisation de ces derniers a été effectuée pour la ville de Rufisque. Les équipements suivants ont été localisés :

- ✓ Postes de santé
- ✓ Dispensaires
- ✓ Edifices religieux
- ✓ Cimetières
- ✓ Cinémas
- ✓ Terrains ou stades de sport
- ✓ Jardins publics
- ✓ Lieux de rencontres
- ✓ Groupes préscolaires, écoles et collèges privés ou publics
- ✓ Services publics ou assimilés

Pour chacun de ces équipements, le nombre approximatif de personnes travaillant sur les lieux, ainsi que le nombre d'élèves pour les centres d'enseignement ont été relevés.

Les différents équipements publics ont tous été traduits en termes d'équivalents habitants (EH). Cette manière de faire est courante dans le domaine de l'assainissement. Elle permet d'inclure dans le calcul de débit d'eaux usées des bâtiments administratifs.

#### **II.3.1 Equipements de santé :**

Les postes de santé et dispensaires sont indiqués dans le tableau ci-dessous. Les équivalents-habitants sont estimés à un par employé ou encore 0.5 par lit quand cette information était disponible (cf. BOURRIER [1985], GTZ [1990]). Ces valeurs englobent à la fois les EH des lits et les EH des employés.

Dans le cas de la clinique Rada, où les deux types d'information étaient disponibles, l'approche par le nombre de lits a été prise en compte, et le nombre d'employés est fourni à titre indicatif.

### **II.3.2 Équipements sportifs et culturels :**

Les surfaces ou équipements dévolus au sport et à la culture ont également été recensés. Là encore, aucune estimation des équivalents habitants n'a pu être faite. En effet, la majeure partie de ces différents équipements ne possèdent pas d'évacuation des eaux usées. Ils ne produisent donc pas d'eaux usées. Toutefois, le stade ainsi que les différents cinémas ont pu être pris en compte, sur la base du nombre de WC à disposition.

### **II.3.3 édifices religieux et cimetières :**

Les cimetières, les mosquées et les églises ont également été recensés. Toutefois, aucune équivalence habitants n'a été déterminée. En effet, la plupart de ces équipements possède un édicule public proche. L'hypothèse a été faite que les gens utilisaient cet édicule public.

### **II.3.4 bâtiments scolaires :**

La ville de Rufisque possède à la fois des écoles privées et des écoles publiques. Ces écoles ont été recensées et une estimation des équivalents habitants a été effectuée sur la base suivante : chaque groupe de 4 élèves conduit à un équivalent habitant. Ces chiffres sont conformes à BOURRIER [1985]. Ils prennent directement en compte le nombre d'enseignants. Cette information est donc fournie à titre indicatif seulement.

Les écoles élémentaires privées se regroupent essentiellement dans le centre-ville. Elle ne représente qu'une faible part des élèves à Rufisque. De même, les groupes préscolaires sont peu nombreux et situés dans le centre de la ville par la plupart d'entre eux.

Les collèges publics constituent également une part relativement importante de l'enseignement, bien que moins représentés que l'enseignement élémentaire.

Enfin, un certain nombre de collèges privés existent également dans le centre-ville, représentant une part non négligeable de l'enseignement de second degré.

### **II.3.5 Services administratifs :**

L'administration est telle aussi une productrice potentielle importante d'eaux usées. L'emplacement des différents services de l'Etat sénégalais et de la ville de Rufisque, ainsi que les sociétés nationales comme la SENELEC ou la SDE ont été relevés. Pour ceci,

l'estimation des eaux usées s'est faite sur l'hypothèse : 1EH=3 employés. Ces chiffres sont à nouveau conformes à BOURRIER [1985].

### **II.3.6 Edicules publics :**

En dernier lieu et comme mentionné, tous les édicules publics ont été recensés. Actuellement, la plupart d'entre eux sont équipés de fosses septiques. Toutefois, il n'est pas aberrant de penser qu'en cas de réalisation d'un réseau, ceux-ci seraient raccordés, de manière à éviter les frais liés à la nécessité de vidanger régulièrement les fosses septiques. Le calcul du nombre d'EH (5 par place) s'est appuyé sur l'hypothèse que les édicules publics étaient utilisés de manière normale, bien qu'un certain nombre de ceux-ci soient sous utilisés, voire même hors-service. Il est toutefois possible qu'une remise en service soit envisageable pour les édicules qui ne le sont pas. Il faut encore préciser que certains de ces édicules publics sont gérés, non pas par la municipalité, mais par des privés (édicules des mosquées par exemple).

Il est évident que la notion d'EH doit être appréhendée avec prudence puisqu'elle va déterminer de manière importante le débit estimé d'eaux usées à disposition. Par ailleurs, les estimations qui seront effectuées par la suite se baseront sur l'hypothèse que tous les équipements énumérés seront reliés à moyen terme au réseau d'assainissement à créer si un réseau est créé dans le quartier correspondant. Pour prendre en compte la forte variation de standing et de niveau d'équipement dans les différents quartiers, il a été prévu de fixer une consommation journalière à l'équivalent-habitant différenciée en fonction de chaque quartier. Celle-ci a été fixée essentiellement en fonction des résultats de l'enquête sociologique.

### **III. Sommaire par quartier :**

A partir des données présentées ci-dessus, il a été possible de déterminer la production en eaux usées pour chaque quartier. Pour ce faire, une distinction entre divers types d'EH a été opérée :

- Population : la population estimée a été incorporée telle quelle.
- EH scolaires : tous les types d'écoles privées et publiques ont été regroupées sous cette dénomination
- EH commerciaux : il s'agit essentiellement des stations-services

- EH administratifs : les différents services de l'Etat ainsi que les sociétés d'Etat ont été regroupés sous cette catégorie, de même que stades et cinémas
- EH édicules : tous les édicules publics et privés ont été pris en compte
- EH santé : les centres de santé et postes de santé ainsi que les différents équipements relevant de la santé publique sont compris dans cette catégorie
- industrie : les valeurs indiquées sont exprimées en m<sup>3</sup>/jour et non en EH

La production actuelle a été estimée sur la base des données obtenues.

N°	Quartier	Popul, EH	Scol, EH	Comm, EH	Adm, EH	Edic EH	Santé EH	TotEH	V <sub>spéc</sub> m <sup>3</sup> /j/EH	Ind, m3/J	Q <sub>jour</sub> m <sup>3</sup> /j
1	Castors	2650	0	0	0	0	0	2650	0,03	0	486
2	Cité H,L,M	4050	0	0	42	0	4	4096	0,04	0	164
3	Cité Gabon	2100	0	0	0	0	0	2100	0,035	4	78
4	Cité Filaos	2600	0	0	0	0	0	2600	0,05	0	130
5	colobane	18600	428	0	0	50	0	19078	0,02	5	387
6	Diokoul	15850	313	0	0	50	3	16216	0,03	0	486
7	Guendel	6700	222	80	23	100	0	7125	0,025	0	178
8	Keury Kao	4000	750	30	306	60	38	5184	0,035	18,5	200
9	Keury Souf	4150	1184	65	93	175	39	5706	0,05	20,1	305
10	Léona	5300	0	0	0	50	0	5350	0,025	20,9	155
11	Médina	3450	0	0	0	0	0	3450	0,025	0	86
12	Mérina	3150	168	0	0	30	0	3348	0,035	0	117
13	Ndenkou	800	0	0	0	0	0	800	0,025	0	20
14	Nimzat	3600	0	0	0	0	5	3605	0,02	0	72
15	Thiawlène	8450	0	0	0	50	0	8500	0,02	1,6	172
16	Thiokho	3000	369	35	10	60	0	3474	0,03	10,5	105
17	Santiaba	8700	696	0	0	110	0	9506	0,025	0	238
18	Dangou	17 100	<b>292</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>30</b>	<b>2</b>	<b>17 424</b>	<b>0,03</b>	<b>0</b>	<b>523</b>
19	Ndar Ngoundao	1 750	<b>664</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>2 414</b>	<b>0,02</b>	<b>0</b>	<b>48</b>
20	Darou Salam	2 650	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>2 650</b>	<b>0,025</b>	<b>0</b>	<b>66</b>
21	Champ de course	2 500	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>17</b>	<b>2 519</b>	<b>0,025</b>	<b>0</b>	<b>63</b>

TOTAL		121 150	5 086	210	476	765	108	127 795		80,6	4079
-------	--	---------	----------	-----	-----	-----	-----	------------	--	------	------

**Tableau 20:** Estimation des volumes d'eaux usées produits par la population et les différents équipements et installations pour chaque quartier de la zone d'étude en 1999 :

Il faut toutefois souligner que ces valeurs n'indiquent en aucun cas le débit observé actuellement. En effet, la très grande majorité des équipements et de la population dispose de systèmes d'assainissement individuels dont le débit ne se retrouve donc pas dans les quelques réseaux d'évacuation des eaux usées existant. Il s'agit en fait du volume auquel on pourrait s'attendre si un réseau d'évacuation des eaux usées était en place et desservait la totalité des habitations.

De la même manière, les valeurs indiquées dans le tableau ci-dessous, qui correspondent aux volumes prévisibles pour 2015, 2020, 2030, sont celles auxquelles on pourrait s'attendre dans hypothèse où le réseau évoqué était mis en place.

N°	Quartier	Popul, EH	Scol, EH	Comm, EH	Admin, EH	Edicul EH	Santé EH	TotEH	Vspéc m3/j/EH	Ind, m3/J	Qjour m3/j
1	Castors	5299	0	0	0	0	0	5299	0,03	0	159
2	Cité H,L,M	8099	0	0	84	0	8	8191	0,04	0	328
3	Cité Gabon	4199	0	0	0	0	0	4199	0,035	4	151
4	Cité Filaos	5199	0	0	0	0	0	5199	0,05	0	260
5	colobane	37195	856	0	0	100	0	38150	0,02	5	768
6	Diokoul	31695	626	0	0	100	6	32427	0,03	0	973
7	Guendel	13398	444	160	46	200	0	14248	0,025	0	356
8	Keury Kao	7999	1500	60	612	120	76	10366	0,035	18,5	381
9	Keury Souf	8299	2368	130	186	350	78	11410	0,05	20,1	591
10	Léona	10598	0	0	0	100	0	10698	0,025	20,9	288
11	Médina	6899	0	0	0	0	0	6899	0,025	0	172
12	Mérina	6299	336	0	0	60	0	6695	0,035	0	234
13	Ndenkou	1600	0	0	0	0	0	1600	0,025	0	40
14	Nimzat	7199	0	0	0	0	10	7209	0,02	0	144
15	Thiawlène	16898	0	0	0	100	0	16997	0,02	1,6	342
16	Thiokho	5999	738	70	20	120	0	6947	0,03	10,5	219
17	Santiaba	17 397	1 392	0	0	220	0	19 009	0,025	0	475
18	Dangou	34 195	584	0	0	60	4	34 843	0,03	0	1045
19	Ndar Ngoundao	3 499	1 328	0	0	0	0	4 827	0,02	0	97

**Projet de fin d'études : Amélioration du système de gestion des eaux usées à Rufisque**

20	Darou Salam	5 299	0	0	0	0	0	5 299	0,025	0	132
21	Champ de course	4 999	0	0	4	0	34	5 037	0,025	0	126
<b>TOTAL</b>		<b>242264</b>	<b>10172</b>	<b>420</b>	<b>952</b>	<b>1530</b>	<b>216</b>	<b>255550</b>		<b>81</b>	<b>7281</b>

**Tableau 21:** Estimation des volumes d'eaux usées produits par la population et les différents équipements et installations pour chaque quartier de la zone d'étude en 2020 :

N°	Quartier	Popul, EH	Scol, EH	Comm, EH	Admin, EH	Edicul EH	Santé EH	TotEH	Vspéc m3/j/EH	Ind, m3/J	Qjour m3/j
1	Castors	5299	0	0	0	0	0	5299	0,03	0	159
2	Cité H,L,M	8099	0	0	84	0	8	8191	0,04	0	328
3	Cité Gabon	4199	0	0	0	0	0	4199	0,035	4	151
4	Cité Filaos	5199	0	0	0	0	0	5199	0,05	0	260
5	colobane	37195	856	0	0	100	0	38150	0,02	5	768
6	Diokoul	31695	626	0	0	100	6	32427	0,03	0	973
7	Guendel	13398	444	160	46	200	0	14248	0,025	0	356
8	Keury Kao	7999	1500	60	612	120	76	10366	0,035	18,5	381
9	Keury Souf	8299	2368	130	186	350	78	11410	0,05	20,1	591
10	Léona	10598	0	0	0	100	0	10698	0,025	20,9	288
11	Médina	6899	0	0	0	0	0	6899	0,025	0	172
12	Mérina	6299	336	0	0	60	0	6695	0,035	0	234
13	Ndenkou	1600	0	0	0	0	0	1600	0,025	0	40
14	Nimzat	7199	0	0	0	0	10	7209	0,02	0	144
15	Thiawléne	16898	0	0	0	100	0	16997	0,02	1,6	342
16	Thiokho	5999	738	70	20	120	0	6947	0,03	10,5	219
17	Santiaba	24 199	1 936	0	0	306	0	26 441	0,025	0	661
18	Dangou	34 195	812	0	0	83	4	48 465	0,03	0	1454
19	Ndar Ngoundao	3 499	1 847	0	0	0	0	6 715	0,02	0	134
20	Darou Salam	5 299	0	0	0	0	0	7 371	0,025	0	184
21	Champ de course	4 999	0	0	6	0	34	7 007	0,025	0	175
<b>TOTAL</b>		<b>249066</b>	<b>11463</b>	<b>420</b>	<b>954</b>	<b>1639</b>	<b>216</b>	<b>282533</b>		<b>81</b>	<b>8015</b>

**Tableau 22:** *Estimation des volumes d'eaux usées produits par la population et les différents équipements et installations pour chaque quartier de la zone d'étude en 2030 :*

La production en 2010 a été estimée en faisant l'hypothèse que les divers équipements suivaient le même taux de croissance que les quartiers. Ainsi, un quartier dont la population a augmenté de 10% entre 1999 et 2020 verra par exemple ses EH santé augmenter de 10% sur la même période. Par contre, les volumes produits par l'industrie ont été maintenus à la même valeur. En effet, la variation des volumes d'eaux usées produits dépend essentiellement de l'implantation ou du retrait de l'un ou l'autre des entreprises de la place. Or, de telles modifications ne sont que difficilement prévisibles et ne peuvent être prises en compte à ce niveau.

L'évaluation de la production d'eaux usées nous donne des statistiques fiables sur la nature et les quantités d'effluents, ce qui nous permet par ailleurs d'émettre des propositions d'amélioration du système de gestion existant.

## **CHAPITRE V PROPOSITIONS D'AMELIORATION DU SYSTEME DE GESTION**

### **I. Choix des horizons :**

Contrairement à ce qui s'est passé lors de la construction de la STEP au niveau du Cap Des Biches, les solutions d'urgence sont à prohiber pour nous. Les problèmes d'assainissement de la ville de Rufisque sont suffisamment graves pour mériter toute l'attention requise afin d'éradiquer le mal. Cette attention doit se manifester à travers le choix d'horizons assez

lointains et raisonnables pour un problème de ce genre. Certainement cela va engendrer des investissements beaucoup plus chers au niveau des infrastructures à mettre en place ; mais sur un autre registre, on peut avoir des ouvrages de grande capacité et suffisamment performants pour garantir la résolution des problèmes pendant un temps assez durable. C'est compte tenu de toutes ces considérations que nous avons proposé un peu plus haut l'horizon 2030 pour le dimensionnement des ouvrages.

## **II. Choix du type d'assainissement :**

Ce choix est lié à beaucoup de paramètres inhérents à la complexité de la situation existante actuellement au niveau de l'évacuation des eaux usées dans la ville.

### **II.1 Diagnostic des contraintes :**

Les vingt et un quartiers constituant la zone d'étude possèdent des caractéristiques tantôt similaires tantôt totalement divergentes. Ce qui a induit une catégorisation des quartiers en blocs selon le type d'habitat. Dans ce contexte il est pratiquement impossible de prodiguer une solution globale du fait des contrastes entre aptitudes et inaptitudes de tel ou tel quartier par rapport à tel ou tel type d'assainissement. Les modes d'évacuation utilisés dans les différents quartiers peuvent être brièvement décrits en ces termes :

- l'assainissement individuel : consiste en un ouvrage de décantation situé à l'intérieur de la parcelle et dont le trop-plein peut être dirigé soit dans le réseau d'évacuation des eaux pluviales (canaux), soit dans un puisard ou une fosse d'infiltration
- les égouts : ce sont des égouts classiques sauf dans le cas des quartiers Castor, Arafat et Diokoul où il s'agit d'égouts de faible diamètre avec des ouvrages de décantation situés sur chaque parcelle, avant le raccordement au réseau
- l'évacuation directe : l'évacuation des eaux dans les canaux est faite directement, sans passage par une phase de décantation
- l'utilisation de la nature comme exutoire en ce sens que la parcelle ne disposant pas d'installation sanitaire, les habitants se soulagent en dehors de la parcelle.

Comme on peut le constater à partir des résultats de l'enquête sociologique, l'assainissement individuel représente de loin le système le plus courant pour l'élimination des eaux usées. Toutefois, dans certains quartiers comme les HLM, un réseau d'évacuation des eaux usées a en général été prévu et constitue donc le principal, voire l'unique moyen

d'élimination des eaux usées. Par ailleurs, dans tous les quartiers traversés par des canaux d'évacuation des eaux pluviales, ceux-ci sont utilisés par une partie des riverains pour l'élimination directe des eaux usées.

Théoriquement, l'assainissement individuel est une solution qui peut bien se justifier ; mais plusieurs considérations pratiques s'opposent à la généralisation de ce mode d'élimination des eaux usées dans le cas de la zone cible.

Parmi celles-ci on peut notamment mentionner le fait que la nappe phréatique est presque affleurante dans une grande partie de la ville, que la situation financière de la majeure partie de la population lui interdit de faire vidanger les fosses septiques de manière régulière, ce qui conduit à une quasi-inefficacité de celles-ci. L'absence de camions de vidange de grosse capacité (14 m<sup>3</sup>) pouvant prendre en même temps l'effluent et les boues de vidange pose un sérieux problème aux usagers. En effet les camions disponibles (aussi bien privé que public) sont de petite capacité (6 à 8 m<sup>3</sup>) et ne peuvent prendre souvent que l'effluent liquide, laissant sur place les boues qui remplissent plutôt que prévu les fosses, engendrant ainsi des charges financières insoutenables.

De plus, même pour les quartiers où les habitants ont les moyens de faire évacuer régulièrement les boues de vidange, le lieu d'évacuation de ces boues n'est pas toujours conforme aux exigences de protection de l'hygiène publique et de l'environnement. Enfin, même après avoir passé dans une fosse septique, les eaux ainsi traitées restent relativement peu salubres.

Parmi les quartiers possédant des réseaux d'égouts, seuls ceux dont les réseaux d'égouts ont été construits par l'ONG ENDA/RUP ont un système de traitement des eaux à la sortie du réseau. Ces ouvrages connaissent aujourd'hui d'énormes problèmes de fonctionnement imputables au défaut d'entretien et de suivi. Par contre, d'autres quartiers, par exemple la cité des HLM, ont un simple collecteur d'acheminement des eaux usées vers la mer. Ces eaux usées sont de plus en plus recueillies par les maraîchers en aval de la Route Nationale, ce qui pose des problèmes importants de santé publique puisque les matières fécales sont l'un des vecteurs les plus importants de maladies.

Les quartiers dont une partie de la population déverse ses eaux usées directement dans les canaux, sans prétraitement, ne constituent pas non plus une solution acceptable, puisque celle-ci conduit à avoir, du moins en saison sèche, des eaux stagnantes ou à faible débit, emplissant le fond des canaux et créant ainsi une situation particulièrement apte à la propagation de diverses maladies. De plus, la faible pente des différents canaux et leur section très importante imposent des vitesses extrêmement limitées et toutes les matières

en suspension contenues dans les eaux usées ont tendance à sédimenter, créant ainsi un terreau fertile au fond de certains canaux qui se trouvent ainsi envahis d'une végétation qui empêche un transit optimal des débits pendant la saison des pluies.

Une autre contrainte de taille réside aussi dans la situation topographique de la ville. En effet, la ville se trouve dans une cuvette par rapport au niveau de la mer, ce qui rend difficile, impossible même dans la plupart des cas, le rejet des effluents vers la mer par l'écoulement gravitaire. Ceci crée des reflux et engorgements dans les canaux engendrant ainsi des stagnations de longue durée, source de mauvaise odeur.

En outre, dans le cas d'une ville de l'importance de celle de Rufisque et avec la densité de population que l'on peut observer, la solution de la défécation dans la nature ne peut en aucun cas servir de solution, même temporaire, pour une partie importante de la population.

Donc, au niveau des eaux usées, les principales contraintes que l'on peut identifier sont donc d'offrir une alternative valable du point de vue tant économique que technique ou sociologique, aux modes d'évacuation des eaux usées que l'on rencontre actuellement en ville de Rufisque. Rappelons que ces presque tous non-conformes aux objectifs fixés par l'ONAS.

Enfin, dans le cadre de la Décentralisation, la loi n° 96-07 du 22 mars 1996 portant transfert de compétences aux collectivités locales n'inclut pas l'assainissement. Ainsi la politique de l'assainissement est entièrement du ressort de l'Etat qui intervient à travers l'ONAS et le Ministère de tutelle. Ceci douche un peu les velléités de la Commune dans ce domaine, encore que les investissements en matière d'assainissement sont souvent trop lourds pour les budgets des Maires.

## **II.2 Propositions d'amélioration :**

Les propositions émises reposent sur un certain nombre de critères que nous jugeons fondamentaux eu égard à la complexité du problème posé :

### **II.2.1 Levée des limites institutionnelles et réglementaires :**

En matière d'assainissement, les collectivités locales sont vraiment déshéritées par les textes de lois sur la Décentralisation. En effet, en extirpant l'assainissement des compétences transférées, l'Etat s'arroge l'entière responsabilité de définir et d'exécuter la politique d'assainissement tel qu'il l'entend. Un renforcement juridique des compétences de la commune dans le domaine de l'assainissement suivi de toutes les mesures

d'accompagnement qui siéent tant aux plans technique que financier permettrait à la mairie de s'impliquer intimement dans la résolution des problèmes dans ce domaine.

### **II.2.2 Impacts socio-culturels et urbains :**

Le meilleur projet, du point de vue technique et financier, ne sert à rien s'il s'oppose à des considérations culturelles. Par exemple, le contact avec des eaux usées épurées ou non pourrait poser des problèmes de type religieux à une partie de la population. D'un autre côté, la création d'un nouveau canal coupant un quartier en deux ou nécessitant l'expropriation d'un certain nombre de propriétaires est également un impact négatif qu'il serait dangereux d'ignorer.

### **II.2.3 Impact sur l'environnement :**

Tout choix effectué implique nécessairement des impacts sur l'environnement naturel. Ces impacts peuvent d'ailleurs être négatifs ou positifs. Il s'agit en fait de voir dans quelle mesure chacune des différentes variantes contribue à résoudre l'un ou l'autre des problèmes identifiés ou, au contraire, crée un impact négatif sur l'un ou l'autre des écosystèmes.

### **II.2.4 Faisabilité technique :**

Le critère de faisabilité technique permet de prendre en compte des différences ne portant pas sur les coûts mis en jeu, mais sur la facilité d'exécution des différents travaux. Il est clair aussi que ce critère permet également de prendre en compte le fait que tel ou tel procédé de traitement est connu et largement appliqué à l'échelle nationale ou internationale.

### **II.2.5 Prise en compte du développement durable :**

L'importance de ce critère réside dans le fait qu'au-delà des considérations économiques, techniques et sociologiques, la politique de l'assainissement et, plus généralement, de la gestion des ressources en eaux impose un certain nombre d'objectifs à longs termes, objectifs qui garantissent un développement durable.

### **II.2.6 La réutilisation des eaux épurées :**

C'est un fait avéré que la région de Dakar accuse un déficit de ressources en eaux important. Or, le maraîchage est actuellement l'un des gros consommateurs de l'eau potable produite par la SDE. Il semble donc évident de tenter de substituer à cette eau de

qualité potable, une eau dont la qualité serait suffisante pour permettre l'irrigation et dont les propriétés physico-chimiques seraient d'ailleurs plus intéressantes. Les variantes proposées doivent donc tout mettre en œuvre pour permettre la réutilisation des eaux épurées, en particulier dans le domaine de l'agriculture.

#### **II.2.7 La valorisation des systèmes existants :**

Des investissements importants ont été consentis depuis quelques dizaines d'années dans le domaine de l'assainissement à Rufisque. Ces investissements ont conduit à la réalisation de nombreux canaux d'évacuation des eaux pluviales, ainsi que de plusieurs réseaux d'évacuation des eaux usées. Les solutions proposées devront prendre en compte ces différents systèmes existants, de manière à valoriser les investissements effectués dans le passé. Donc, autant que possible, ces solutions devront conduire à donner une cohérence aux différents systèmes existants et à les compléter par les infrastructures nécessaires.

#### **II.2.8 La mise en contribution du secteur privé :**

Le secteur privé est actuellement un partenaire important dans le domaine de l'évacuation des boues de vidange des eaux usées. Dans le domaine de l'assainissement et de la collecte des déchets, les ONG et les GIE ont également un rôle important à jouer. C'est pourquoi il est logique que les différentes voies d'implication du secteur privé dans la gestion et l'entretien des infrastructures soient étudiées et prises en compte dans les solutions possibles.

#### **II.3 Définition des variantes :**

Chaque variante induit un tracé avec toute une gamme d'ouvrages à réaliser. Cependant il est bon de spécifier quelques considérations techniques qui, certes, vont garantir le choix de telle ou telle autre variante.

#### **II.3.1 Structure du réseau et emplacement de la ou des STEP :**

La structure du réseau, et donc l'emplacement de la ou des stations d'épuration, est l'un des choix les plus cruciaux. En effet, il influence de manière décisive non seulement les coûts de réalisation, le mode de gestion à proposer mais également les impacts sur l'environnement. Les schémas "structures du réseau-emplacement STEP" suivants ont été identifiés :

- Réseau unique + STEP à Diokoul : là il s'agit de mettre en place un réseau unique acheminant la totalité des eaux à la station d'épuration. La STEP est située à l'Ouest du quartier de Diokoul, dans la zone industrielle Ouest (tout près du Cap Des Biches), au bord de la mer. Une grande partie des eaux de la ville peut être acheminée en gravitaire, jusqu'à l'entrée de la station. Certes la capacité actuelle de la STEP est loin de pouvoir accueillir tout ce volume envisagé c'est pourquoi un redimensionnement adéquat s'avère nécessaire.
- Réseau multiple + plusieurs STEP : dans cette éventualité, il s'agit de poursuivre le travail commencé par l'ONG ENDA/TM. L'hypothèse de base de cette ONG est que les réseaux à petits diamètre, couplés avec des stations d'épuration à lagunage par macrophyte (en annexe), sont les mieux à même de résoudre les problèmes quartier par quartier, du fait de leur flexibilité et de leur faible coût. De plus, ils permettent l'implication de la population dans la mise en place du système. Le principe repose sur la réhabilitation des STEP de L'ONG ENDA/TM, le maintien de la STEP du Cap des Biches et enfin la construction de deux autres STEP regroupant des groupes de quartiers. Une au niveau du quartier Nimzat et une dernière station à l'Est du quartier de Thiawlène. Ainsi, il serait possible de collecter la quasi-totalité des eaux de la ville en gravitaire. Seul le centre ville devrait probablement être muni de station de relèvement.

La conception du réseau est de toute façon de type séparatif. En effet, il n'y aurait aucun sens de réaliser des ouvrages neufs permettant d'évacuer les eaux pluviales conjointement avec les eaux usées. Les eaux pluviales représentent des débits beaucoup plus importants ne se produisant que sur quelques dizaines de jours par année. La prise en compte de l'évacuation de ces eaux pluviales par un réseau enterré occasionnerait un surdimensionnement absurde du point de vue technique et irréalisable du point de vue économique.

### **II.3.1.1 Type de réseau :**

Dans le domaine de la conception des réseaux d'assainissement, la norme habituelle au Sénégal recommande de ne pas descendre en dessous d'un diamètre 250 mm pour les collecteurs eaux usées, ce diamètre pouvant même être augmenté en fonction des conditions locales. En effet, un diamètre inférieur conduirait à un risque d'obstruction trop élevé des collecteurs par les matières en suspension présentes dans les eaux usées rejetées.

Au contraire de cette tendance, l'ONG ENDA/TM a proposé à Rufisque, un nouveau principe de dimensionnement s'appuyant sur une taille de diamètre 110mm pour les collecteurs eaux usées. En cas de réhabilitation, pour éviter un colmatage trop rapide du réseau, il est alors nécessaire d'implanter, avant chaque raccord au réseau, une fosse de décantation permettant d'éliminer la majeure partie des matières solides ou en suspension. Cette fosse doit alors être régulièrement vidée.

Enfin, une dernière appréhension qui peut être envisagée est celle de mettre en place un réseau dimensionné de manière à ce que les boues de vidange de fosses septiques puissent y être déversées directement. Dans ce cas là, le réseau du centre ville et des quartiers à forte capacité financière serait réalisé de manière classique, puisque les bénéficiaires seraient capables d'en supporter les charges financières, alors que les quartiers moins aisés seraient, dans un premier temps, équipés uniquement par un réseau de collecteurs principaux, sur lesquels des points de vidange seraient régulièrement disposés.

Cette manière de faire exigerait toutefois des précautions particulières pour éviter une obstruction des collecteurs par les matières en suspension, présentes en quantité importante dans les boues de vidange des fosses septiques. Par exemple, on pourrait préconiser la mise en place de bacs de décantation avant le rejet dans le réseau, ou encore des collecteurs de diamètre plus élevé qu'exigé par le dimensionnement hydraulique, de manière à faciliter d'éventuelles opérations de curage.

### **II.3.1.2 Type de station d'épuration :**

Aujourd'hui, compte tenu de la flambée du prix du pétrole, il est nécessaire d'étudier autant que possible, des ouvrages dont le fonctionnement ne serait pas entièrement tributaire de cette précieuse source d'énergie. En ce qui concerne la ou les STEP, trois options peuvent être envisagées :

- **station d'épuration à boues activées :** cette chaîne de traitement, déjà employée à Camberène, consiste en un dégrillage-dessablage, une décantation primaire, un bassin à boues activées, suivi d'une décantation secondaire. Il est clair que différentes modifications peuvent être apportées à cette chaîne de traitement dont le principe reste toutefois une surface au sol relativement faible, opposé à un niveau technologique élevé et à des coûts d'opération et de maintenance importants.
- **station d'épuration par traitement primaire puis lagunage :** par rapport à la station d'épuration par boues activées, la station de traitement primaire (décantation) suivi d'un lagunage aéré ou non représente une option plus simple.

En effet, il s'agit essentiellement d'une chaîne de traitement comprenant : dessablage-déshuilage, décantation primaire, puis des grands bassins de lagunage éventuellement aérés par des brosses par exemple. Ainsi, les coûts d'exploitation sont nettement moins élevés, puisque l'aération par brosse requiert beaucoup moins d'énergie que l'aération nécessaire pour les boues activées. D'un autre côté, la surface est plus importante, puisque le temps de rétention dans les bassins de lagunage doit être de plus d'une dizaine de jours et la profondeur inférieure à 2 m.

- station d'épuration par lagunage simple : cette dernière option représente la solution la plus adaptée à la réalité Rufisquoise, puisqu'elle ne requiert aucune dépense d'énergie et tire parti au maximum de l'ensoleillement, ainsi que de la température du climat sénégalais. Dans ce cas, le seul traitement en amont des bassins de lagunage est un dessablage-déshuilage. Ensuite l'effluent transite par un ou plusieurs bassins de lagunage successifs, avec un temps de résidence encore supérieur à celui des bassins de lagunage précédés d'une décantation primaire. C'est pourquoi la surface exigée dans ce type d'installations est plus importante encore mais c'est un système qui peut presque fonctionner à toutes les échelles.

### **II.3.2 Traitement des boues de la station et de boues de vidange des fosses :**

Quel que soit le type de station d'épuration, une certaine production de boue est inévitable. Dans le cas d'une station par boues activées, le volume produit est relativement important, alors que pour un système par lagunage aéré, ou même lagunage simple, ce volume se réduit sensiblement pour devenir non significatif, puisqu'il s'agit essentiellement de curer les bassins tous les cinq à dix ans.

En parallèle avec le problème des boues d'épuration, le problème du traitement des boues de vidange des fosses septiques doit également être résolu. Etant donné les caractéristiques relativement proches de ces deux effluents, il semble logique de proposer un système qui permette le traitement commun de ces deux effluents. Les différents systèmes envisageables sont les suivants :

- Digestion des boues + séchage : dans ce cas qui représente la filière adoptée à la station d'épuration de Camberène, les boues sont tout d'abord transférées dans un digesteur qui autorise la production de biogaz, avant d'être réparties sur des aires de séchage où l'évaporation naturelle permet une dessiccation avant la mise en décharge ou la réutilisation dans l'agriculture. L'avantage d'une digestion, outre

qu'elle fournit du biogaz qui peut, à partir d'une taille critique de l'installation, couvrir les besoins énergétiques de la station d'épuration, est qu'elle permet d'avoir des boues qui ne sont plus activées, mais digérées et donc sont, du point de vue sanitaire, beaucoup moins nocives.

- Séchage des boues + compostage : cette seconde solution permet de valoriser le potentiel agronomique des boues d'épuration. En effet, celles-ci comprennent de nombreux éléments organiques pouvant avantageusement remplacer les engrais chimiques. Par un compostage, il est possible de produire un terreau d'excellente qualité. Dans cette optique, il serait probablement envisageable d'effectuer ce compostage en parallèle avec le compostage d'ordures ménagères, à l'image de ce qui se faisait à la station d'épuration de Diokoul avant les problèmes de fonctionnement. Le séchage avant compostage est effectué sur des lits de séchage, comme dans le système précédent. Le potentiel énergétique des boues d'épuration n'est pas valorisé. Cette action n'est pertinente que dans le cas où la STEP produit des boues semi-liquides, ou si les boues de vidange des fosses septiques y sont acheminées.
- Le compostage des boues : cette solution est semblable à la solution précédente. Cependant, elle permet de prendre en compte que si la STEP est de type lagunage simple, les sous-produits du procédé sont essentiellement des végétaux récoltés à intervalle régulier. En effet, le curage des bassins rendu nécessaire par l'accumulation au cours du temps des matières en suspension, ne doit en principe être effectué que tous les cinq à dix ans. Un séchage avant compostage est donc superflu.

Il est clair que pour chacune de ces différentes actions, plusieurs procédés techniques existent.

### **II.3.3 Réutilisation des eaux épurées :**

Un autre facteur avec lequel il faut nécessairement conjuguer dans une filière de traitement des eaux usées est l'eau usée elle-même. Pour celle-ci, plusieurs actions existent. Ces actions ne dépendent pas directement de la chaîne de traitement adoptée, mais bien plutôt de la volonté politique et économique de réutiliser les eaux ainsi mises à disposition.

- Rejet des eaux : une première action serait de rejeter ces eaux directement dans l'exutoire naturel le plus proche. Bien que ceci ne soit pas conforme aux

objectifs généraux fixés par l'ONAS, cette solution est certainement la plus économique et pourrait donc être choisie afin d'éviter des dépenses excessives.

- Mise à disposition de l'eau pour le maraîchage : un premier pas en direction de la réutilisation de l'eau pour le maraîchage serait de mettre à disposition l'effluent de sortie de la station d'épuration, par exemple par le biais d'un bassin de rétention. Ainsi les personnes intéressées pourraient venir directement prélever l'eau par le biais de camions citernes ou de tout autre type de moyen, ceci à leurs frais. Cette solution est presque aussi économique que la première et permet une meilleure adéquation avec les objectifs fixés par l'ONAS. Toutefois, il est probable que les coûts de transport importants de l'eau rendent son attractivité relativement faible par rapport à l'eau du réseau de la SDE.
- Construction d'un réseau d'irrigation complet et sous pression : une troisième action, nettement plus onéreuse, serait de construire, à la sortie de la station d'épuration, une station de pompage, ainsi qu'une conduite d'acheminement, afin de livrer l'eau sous pression dans des zones de maraîchage identifiées comme cibles. L'eau ainsi livrée pourrait alors être mise en concurrence avec celle du réseau de la SDE et le revenu généré par sa vente aux maraîchers permettrait éventuellement de couvrir une partie des frais d'installation et d'exploitation du réseau.
- Création d'un réseau d'irrigation gravitaire : par opposition avec l'action précédente, cette dernière action envisage la mise en place d'un système gravitaire de distribution de l'eau aux maraîchers. Cette solution semble logique dans le cas où la station d'épuration était construite en amont d'un site de maraîchage. Il serait alors possible de construire à moindres frais, un réseau de collecteurs ou de canaux à faible section, permettant d'acheminer les eaux gravitairement vers les différentes zones du site de maraîchage.

Il est clair que le type de réutilisation des eaux usées épurées dépend de différentes considérations, tant politiques ou économiques que techniques. En particulier, le choix du site de la station d'épuration devra être fait de façon judicieuse si la réutilisation des eaux usées épurées est définie comme une priorité.

#### **II.3.4 Traitement des boues de vidange des fosses septiques :**

Quelle que soit la variante préconisée, le problème ne pourra se régler qu'en s'inscrivant dans le temps. C'est pourquoi des solutions transitoires doivent être trouvées pour régler le

problème de l'assainissement dans les zones non desservies. Comme cela a été déjà dit un peu plus haut, l'assainissement individuel représente de loin la forme la plus courante dans la plupart des quartiers. Cet assainissement est en général effectué par le biais d'une fosse septique qui est vidée plus ou moins régulièrement. Les boues de vidange de ces fosses septiques sont ensuite évacuées vers l'un ou l'autre des points de déversement localisés sur le territoire communal, engendrant alors des nuisances inacceptables. C'est surtout à ce niveau que des solutions doivent être trouvées. Les actions suivantes sont envisageables :

-définition d'un lieu exclusif sur le territoire de la commune, dans lequel, les déversements sont autorisés : ce lieu pourrait être choisi dans une dépression située à l'écart de toute zone habitée ou cultivée. Les boues ainsi vidangées seraient peu à peu déshydratées par l'action du soleil et transformées de manière naturelle en humus. Tout déversement ailleurs que dans ce lieu serait strictement interdit et un contrôle rigoureux serait exercé par les services communaux de la ville. Toutefois, de préalables études géophysiques et géotechniques devraient confirmer que la configuration hydrogéologique du site garantit que la nappe phréatique ne soit pas en danger.

-création à court terme d'une aire de compostage sur le site de la STEP : le fonctionnement de la station d'épuration doit inclure le problème de la vidange des boues de fosses septiques qui doit rapidement trouver une solution. C'est pourquoi il serait possible, dans le cas où l'option compostage était retenue pour le traitement des boues de la station d'épuration, d'envisager que les lits de séchage, ainsi que l'aire de compostage soient construits, de manière à offrir rapidement une filière de traitement pour les boues de vidange des fosses septiques.

-une dernière action est de mettre en place, à l'intérieur de la ville, un certain nombre de points de vidange autorisés et accédant directement au réseau d'assainissement mis en place. Ainsi les coûts de vidange des fosses septiques seraient probablement diminués, puisque ces points de vidange permettraient de diminuer la distance à parcourir. Par contre, il serait absolument nécessaire de contrôler afin de minimiser tous risques de conduire à une obstruction des collecteurs à moyen terme, du fait de la forte teneur en matières en suspension des boues ainsi déversées. Une décantation primaire grossière serait éventuellement envisageable pour diminuer ce risque.

Dans tous les cas, il serait souhaitable que le rôle des services techniques municipaux, dans le domaine de l'évacuation des boues de vidange des fosses soit plus clairement défini ; surtout que l'enquête sociologique a révélé que la majorité des habitants faisait appel à des entreprises privées ou à des GIE pour la vidange de leurs boues de fosses septiques.

#### **II.4 Description de la variante 1.1 :**

Le principe est de faire cinq stations d'épuration réparties de manière à permettre l'évacuation de la totalité de la zone d'étude de manière gravitaire, à l'exception du centre ville, pour lequel la topographie particulière impose deux relèvements, ainsi que d'une partie du quartier de Nimzat pour lequel la situation topographique impose également le relèvement d'une partie des eaux. Dans les autres quartiers, un relèvement en tête de station serait éventuellement nécessaire. En fonction de la place disponible dans les deux stations à savoir celle de Castor-Arafat et celle du Cap des Biches, ainsi que des contraintes liées au faible diamètre des collecteurs, il serait éventuellement possible de transformer ces stations de manière à ce qu'elles puissent accepter un débit beaucoup plus important. L'agrandissement progressif des différentes stations d'épuration pourrait se faire d'une part, par la construction de plusieurs chaînes de traitement en parallèle et par la transformation des bassins de lagunage par macrophytes en bassins de lagunage par microphytes pour la station de Castor-Arafat, et d'autre part, par une extension et un redimensionnement pour celle du Cap de Biches.

Ainsi, de la même manière qu'à Castor, il serait possible de réaliser trois autres stations d'épuration réparties dans la zone de Rufisque. Ces stations pourraient être construites au fur et à mesure de la mise à disposition de moyens par les organismes de financement. Pour les bassins à macrophytes, un tel procédé d'épuration produit essentiellement de la biomasse sous forme de macrophytes à récolter. Le décanteur –digesteur situé en tête de station doit être périodiquement vidé de manière à éviter un comblement total. Pour cette raison, les boues produites sont relativement peu liquides. Un compostage des macrophytes serait réalisé à l'image de ce qui se faisait auparavant. Ce compostage est effectué conjointement avec celui des ordures ménagères récoltées par les GIE. En ce qui concerne la revalorisation des eaux épurées, la manière la plus logique serait de les mettre à disposition des personnes et organismes intéressés. Après réhabilitation, les activités de maraîchage vont redémarrer au niveau de la station de Castor comme auparavant, alors il serait vraisemblablement possible d'en étendre la surface. Toutefois, il faut bien reconnaître que la réutilisation du total des eaux usées épurées ainsi produites serait délicate, du fait de leur mise à disposition en ville uniquement.

De même, la construction de conduites sous pression pour acheminer ces eaux dans les différents sites de maraîchage répertoriés autour de la ville ne serait pas réaliste, étant

donné le nombre de stations de pompage et de conduites à réaliser relativement important. De ce point de vue, cette solution n'est pas optimale.

Etant donné la configuration des stations d'épuration ainsi mises en place, il semblerait difficile de traiter les boues de vidange des fosses septiques directement au niveau des stations d'épuration. En effet, les volumes importants produits conduiraient à une surcharge de travail pour les GIE. Or, il serait peu rentable de faire réaliser le compostage dans cinq stations différentes par un service public. L'un des plus grands avantages de cette variante est qu'elle permet d'impliquer la population d'une manière optimale, notamment sous la forme des groupements d'intérêt économiques. En effet, des expériences ont montré que le compostage des végétaux provenant des stations d'épuration, ainsi que des divers déchets ménagers le cas échéant, peut être mené à bien de manière efficace par des GIE de femmes. De plus, la réutilisation des fosses septiques déjà construites dans la plupart des concessions, permet de minimiser les investissements nécessaires à ce niveau. Le faible diamètre des collecteurs à installer devrait permettre de réaliser des économies substantielles.

Par contre, cette option comporte également des inconvénients majeurs. Le premier est le fait que la multiplication du nombre des stations d'épuration conduit à des coûts plus importants. De plus, la possibilité de traiter les boues de vidange des fosses septiques en point unique et donc de les valoriser sous une forme ou sous une autre est également problématique. Enfin, la réutilisation des eaux usées épurées ne sera probablement pas possible dans sa totalité, étant donné la répartition géographique des stations d'épuration prévues.

## **II.5 Description de la variante 1.2 :**

Cette variante se résume en une seule station d'épuration installée au Cap des Biches. L'existence d'une seule station d'épuration permet d'envisager un compostage, non seulement des déchets végétaux produits sur place, mais également des boues de vidange des fosses septiques et des fosses de décantation. De ce fait, la structure relativement lourde qui sera évidemment installée devrait permettre de récupérer également les boues de vidange des fosses septiques. Ce point est particulièrement important dans ce cas, puisque le système à petit diamètre prévoit justement l'utilisation des fosses septiques existantes comme ouvrages de décantation. Ceux-ci devront donc être également vidangés, même si cela se fait moins régulièrement que les fosses septiques actuelles. Il semble donc logique de proposer une chaîne de traitement adaptée pour ces boues de vidange.

Dans le cas d'espèce, le procédé prévu comprend un traitement anaérobie sensible à la présence de sels marins dans les eaux usées. Par conséquent, il est important à Rufisque de réaliser les travaux de canalisations avec le plus grand soin, de façon à réduire l'infiltration saline dans les eaux usées à un minimum. D'où l'importance d'avoir aussi les données géotechniques de la zone d'impact.

Un avantage supplémentaire de cette variante est qu'elle permet de regrouper la totalité des eaux usées épurées en un seul point. Dans la même foulée, une réutilisation des eaux sera possible avec l'établissement d'une phase tertiaire au niveau de la STEP. De ce fait, la construction d'une station de pompage des eaux usées épurées devient économiquement un peu plus intéressante. Si la zone de maraîchage existant déjà dans la région de Diokoul n'est pas en mesure d'absorber la totalité des débits produits à long terme, il serait possible d'imaginer une conduite refoulant ces eaux vers les zones de maraîchage du Nor-Est et le jardin public en face de l'hôtel de ville.

Cependant on constate qu'il n'est pas possible d'acheminer la totalité des eaux usées de la zone d'étude de manière gravitaire. Les eaux du centre ville ainsi que la partie Est de la ville devraient être refoulées par deux stations de pompage au moins. De plus, une troisième station de pompage serait absolument nécessaire en tête de station.

Cette variante, bien qu'ignorant l'ancienne station de Castor, affiche des avantages plus saillants sur les plans économique et technique. En termes de faisabilité aussi, elle paraît de loin plus intéressante. Une contrainte de nature sociale sera de bloquer la prolifération de constructions dans cette région et de phagocytter en même temps la STEP de Diokoul afin de permettre une parfaite extension de la STEP du Cap des Biches dans la perspective de jouer pleinement son rôle de point nodal de tous les effluents.

## **II.6 Identification des variantes :**

Les variantes étudiées sont les suivantes :

- 1.1 Réseau petit diamètre avec plusieurs STEP
- 1.2 Réseau petit diamètre avec STEP au Cap des Biches

Actions	Variantes	
	N°1.1	N°1.2
<b>Structure du réseau + emplacement</b>		
Réseau unique +STEP centre –ville		
Réseau unique+STEP Nord-Ouest		
Réseau unique+STEP Cap des Biches		*
Réseau multiple+plusieurs STEP	*	
<b>Type de réseau</b>		
Réseau conventionnel		
Réseau petit diamètre	*	*
Réseau conventionnel avec points de vidange		
<b>Type de STEP</b>		
Boues activées		
Traitement primaire +lagunage		
Lagunage simple	*	*
<b>Traitement des boues d'épuration</b>		
Digestion +séchage		
Séchage +compostage		
Compostage	*	*

<p style="text-align: center;"><b>Réutilisation des eaux usées épurées</b></p> <p style="text-align: center;">Rejet</p> <p style="text-align: center;">Mise à disposition</p> <p style="text-align: center;">Réseau d'irrigation sous pression</p> <p style="text-align: center;">Réseau d'irrigation gravitaire</p>	*	*
<p style="text-align: center;">Assainissement dans les zones non couvertes</p> <p style="text-align: center;">Evacuation en un point unique</p> <p style="text-align: center;">Evacuation à la STEP</p> <p style="text-align: center;">Evacuation dans le réseau</p>	*	*

**Tableau 23:** *analyse comparative des deux variantes :*

Il ressort de la comparaison que la variante 1.1 avec ses cinq (5) stations d'épuration est lourde d'exécution et ne présente pas plus d'avantages importants sur la variante 1.2 par rapport à la gestion des eaux usées de la ville. C'est pourquoi nous portons le choix sur la variante 1.2 avec une seule STEP que nous allons dimensionner.

## **CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU ET DES STATIONS DE POMPAGE**

Le concept général d'évacuation et de traitement des eaux usées, tel qu'il est proposé ci-dessous, consiste en l'application d'une série de principes à l'entier de la zone cible. Ainsi, le dimensionnement portera sur la caractérisation aux plans structural, hydraulique et constructif et a été mené sur la base de :

- L'exploitation des résultats obtenus lors de la collecte de données ;
- L'élaboration du tracé final du réseau ;
- La définition des critères de dimensionnement ;
- L'établissement des profils topographiques et de celui des collecteurs ;
- La détermination des sections des conduites ;
- La détermination des ouvrages spéciaux et des éléments constitutifs du réseau.

### **I. Méthodologie :**

#### **I.1 La caractérisation structurale :**

Elle a consisté à l'affinement du tracé de réseau particulièrement de celui du centre ville. Le tracé des collecteurs reprend quasi-totalement celles existants. Les secteurs concernés sont représentés par :

- Le collecteur principal du centre ville (Keury Kao et Keury Souf) drainant les eaux usées du centre ville à la station de pompage du marché (STAP 1) ;
- Le réseau secondaire à réhabiliter au niveau du centre ville ;
- Le collecteur du canal de l'ouest drainants les quartiers le long de ce canal jusqu'à la station de relevage du Phare (STAP 2) sis à l'exutoire du canal de ceinture ;
- Le collecteur situé le long de la route Valda et celui situé le long du canal Valda ; à ce dernier est raccordé le secteur de cité Filao situé à coté de l'usine Valda ; ces deux collecteurs rejoignent celui du canal de l'ouest ;
- Le collecteur principal drainant de Diokoul qui achemine les effluents de la Stap du Phare à la Stap de Diokoul (STAP3) ;
- Le collecteur principal drainant le secteur le long du Marigot Ouest ;
- Le collecteur principal des HLM.

Hormis cela, il a été défini les points de jonctions des réseaux existants :

- ✓ HLM : l'émissaire sera raccordé au regard d'entrée n° 252 de la STAP de Diokoul ;
- ✓ Cité Filao (1) : le point de jonction est le regard n°187 le plus proche de celui du Canal Valda le long de la route Valda;
- ✓ Cité Filao (2) : le point de jonction est le regard n°177 le plus proche de l'exutoire de ce secteur sur le Canal de Ceinture ;
- ✓ Diokoul : le réseau de Diokoul sera raccordé au collecteur de Diokoul sur le regard n°240 ;
- ✓ Keury Kao : il est prévu la déconnexion et la connexion au réseau de tous les collecteurs eaux usées déversant dans un canal pluviaux (Canal et Station de Bodin) ;

## **I.2 La caractérisation hydraulique :**

Elle a consisté à la détermination des sections de conduites, des profils topographiques et hydrauliques.

Le réseau de collecteurs mis en place doit permettre l'évacuation gravitaire des eaux usées de toute habitation située dans la ville de Rufisque jusqu'au réseau primaire. Le réseau de collecteurs primaires en question ne doit jamais être à plus de 500m environ d'une habitation. Ceci signifie que lors de la construction des réseaux secondaires puis tertiaire,

la configuration du réseau primaire permettra un raccordement aisé, compte tenu non seulement de la topographie, mais également de la dimension des collecteurs à réaliser.

### **I.2.1 Sections des conduites :**

Les sections de conduites sont déterminées conformément aux vœux de l'ONAS.

Les sections minimales sont fixées à 250mm pour les collecteurs primaires et à 200mm pour les collecteurs secondaires.

Le diamètre minimal de raccordement des réseaux existants a été fixé à 200mm.

La détermination des sections et des conditions d'écoulement est effectuée suivant le modèle de MANNING-STRICKLER.

$$J = 10.29 \frac{Q^2}{K^2} \times \frac{L}{D^3}$$

Avec :

J= pertes de charges linéaires

Q=débit transité par le collecteur (m<sup>3</sup>/s)

K<sub>s</sub>= coefficient de rugosité de Manning-Strickler (K<sub>s</sub> =80 compte tenu du vieillissement du réseau)

D = diamètre de la conduite (m).

L = longueur de la conduite (m).

De cette formule sont déduites, par une résolution automatique les caractéristiques d'écoulement des effluents.

### **I.2.2 Profils topographiques :**

Le profil topographique des collecteurs découle des pentes données au collecteur et à celles du terrain du terrain naturel.

La pente minimale des collecteurs du réseau primaire doit être au minimum de 2‰, exceptionnellement elles atteignent 5‰ à 7‰. Cette pente minimale assure une vitesse minimale permettant de garantir le transport des matières en suspension, ainsi que d'éviter la formation de dépôts dans les canalisations d'eaux usées. Elle constitue un compromis

avec la topographie particulièrement peu marquée de la ville de Rufisque, donnant lieu à des pentes naturelles très faibles, notamment le long du littoral.

### **I.2.3 Profils hydrauliques :**

Le profil hydraulique découle de celui des collecteurs par une translation des cotes de radier d'une valeur égale au tirant d'eau dans le collecteur. Les singularités (regards, chutes) constituent une exception. Ce profil est caractéristique des conditions dynamiques d'écoulement de l'effluent et traduit la nature du régime d'écoulement.

### **I.3 La caractérisation constructive :**

Elle traduit les dispositions constructives des ouvrages et porte essentiellement sur la construction des regards et les conditions de réalisation des fouilles de réalisation des fouilles, de pose des conduites et sur les ouvrages spéciaux.

Des regards de visite seront placés tous les 30 à 50m dans les lignes droites, ainsi qu'à tous les changements de pentes, de diamètre ou de direction. Les raccordements du réseau secondaire sur le réseau primaire ne seront effectués que sur ces regards ou sur de nouveaux regards ajoutés à cet effet. Les regards devront avoir un diamètre intérieur d'un mètre (1m) et permettre l'accès facile jusqu'au niveau des conduites.

Les regards seront construits en béton armé (grande circulation et charge roulante) sur tout le réseau du centre ville dont il est à envisagé la reprise complète compte tenu souvent de la non adéquation des pentes ou des diamètres des tronçons existants ou même de l'inexistence des tronçons projetés.

Ils seront classés en trois catégories selon la profondeur :

- **Catégorie 1** : regards de profondeurs inférieurs à 1.50 m ;
- **Catégorie 2** : regards de profondeurs compris entre 1.50 m et 2.50 m ;
- **Catégorie 3** : regards de profondeurs supérieures à 2.50 m ;

Les équipements des couvercles seront en série lourde dans le Centre à cause des nombreuses sollicitations auxquels ils sont soumis et ou en semi lourde dans les autres secteurs.

Dans les autres secteurs, la catégorie 1 sera construite en parpaings avec une dalle supérieure en béton armé ; à la catégorie 2, on adjoindra des poteaux en béton et la catégorie 3 sera complètement en béton armé.

Les fouilles seront exécutées avec étaieement ou blindage compte tenu des profondeurs importantes sur le collecteur primaire afin de parer aux éboulements, et il sera aussi procédé à l'épuisement des nappes là où elles sont presque affleurantes, on évitera l'infiltration dans le réseau des eaux captives.

Les lits de pose seront renforcés par un apport de sable ou de gravier fin sur une épaisseur de 10 à 20 cm.

## **II. Critères de dimensionnement :**

### **II.1 Réseau d'assainissement :**

#### **II.1.1 Débits de dimensionnement :**

Les débits de dimensionnement des collecteurs sont projetés à l'horizon 2030 ; ils sont consignés dans le tableau de dimensionnement.

Néanmoins, l'effet de pompage est pris en compte à la sortie des STAP. Ce qui a pour effet d'augmenter les débits des collecteurs à l'aval des STAP. Par ailleurs, l'effet de capacité des conduites compensent largement ce phénomène.

Pour le calcul des sections et la vérification des conditions dynamiques d'écoulement, les débits considérés sont le débit de pointe et le débit moyen.

#### **II.1.2 Conditions d'écoulement :**

L'écoulement des effluents a été étudié sur la base des lois de l'hydraulique à surface libre et aux conditions de service suivantes :

- Assurer le transport rapide des effluents tout en limitant les pertes de charge et la bonne tenue des collecteurs ;
- Assurer l'écoulement sans une sédimentation dans les collecteurs.

Pour ce faire les paramètres dynamiques ci-après sont adoptés :

Vitesse minimale à pleine section	$V_{ps}=0.70$ m/s
Vitesse minimale d'auto curage	$V_{min}=0.30$ m/s
Vitesse maximale en écoulement gravitaire	$V_{max}=4$ m/s
Coefficient de rugosité de Manning	$K_s=80$
Pente minimale collecteur primaire	$J_{min}=2\%$

Pente minimale collecteur secondaire et tertiaire	$J_{\min}=5\text{‰}$
Diamètre minimal collecteur principal	$\Phi_{\min}=250\text{m}$
Diamètre minimal collecteur secondaire	$\Phi_{\min}=200\text{m}$
Profondeur minimal des tranchées	$P_{\text{TM}}=0.80\text{ m}$

**Tableau 24:** paramètres dynamiques de l'écoulement :

Le réseau secondaire et tertiaire concerne particulièrement le centre ville d'où le choix du diamètre minimal de 200mm.

### **II.1.3 Matériaux :**

#### **II.1.3.1 les collecteurs :**

Le matériau utilisé est le PVC rigide non plastifié ( $\text{PN} \geq 10\text{bars}$ ) pour les collecteurs à l'exception des ouvrages spéciaux tels à la traversée des canaux.

Les collecteurs de traversée seront en fonte ductile avec revêtement intérieur en ciment alumineux (protection anti-corrosion) au passage de ces canaux (Canal de l'ouest et Canal de Ceinture).

Ces matériaux se comportent bien face à l'agressivité des eaux usées et au charge auxquelles elles sont soumises.

#### **II.1.3.2 Branchement au réseau :**

Les branchements au réseau sont constitués de regard de façade de section carrée en parpaing ou en béton coulé sur place ou préfabriqué ; de la canalisation de branchement en PVC et du dispositif de raccordement avec joints souples d'étanchéité.

#### **II.1.3.3 Ouvrages d'accès au réseau :**

Les ouvrages d'accès au réseau sont les regards de visite qui permettent d'assurer leur accès et leur entretien par le personnel exploitant. Ces regards sont de section carrée (0.80mx0.80m et 1.20mx1.20m) construits en parpaing ou en béton armé selon la profondeur.

## **II.1.4 Conditions constructives :**

### **II.1.4.1 Mise en œuvre des canalisations :**

La mise en œuvre des conduites prend en compte les caractéristiques géotechniques des sols.

Les cas de figure suivants se présentent :

- Pose de conduite dans des tranchées sèches de profondeurs inférieures à 1.50 m. C'est le cas en tête de réseau au centre-ville ;
- Pose de conduite en terrain aquifère. Ce cas se présente à la sortie du centre-ville et sur les collecteurs primaires vers la STAP du PHARE. Les dispositions constructives du Fascicule 70 seront appliquées à savoir :
  - La pose d'un tapis drainant ;
  - Blindage des parois pour les fouilles de tranchées ayant plus de 1.30 m de profondeur par boisement de soutènement ou par panneaux métalliques ;
  - La largeur des tranchées est égale a moins au diamètre extérieur des conduites ajoutées de 0.30 m de part et d'autre de la conduite. Selon les cas, il est préconisé le blindage profilé et panneau pour fouilles à faible profondeur ( $\leq 3$  m) ou le blindage lourd puis havage pour fouilles profondes ( $\leq 6$  m).
- Le rabattement des nappes par pompage d'épuisement ou par pompage des pointes d'infiltrations ;
- Le fond de tranchées normales est arasé à 0.10 m au moins au dessous de la cote prévue puis l'on dispose un lit de pose de granulométrie inférieur à 30 mm dont 5% égale à 0.1 mm.

Au besoin, un lestage des conduites sera effectué pour vaincre la poussée d'Archimède et les effets de sous pressions.

### **II.1.4.2 Les regards de visites :**

La construction des regards profonds obéit aux mêmes contraintes que les collecteurs dans les terrains aquifères.

Il s'agit d'observer les règles du fascicule 70 en effectuant particulièrement le pompage d'équipement et le blindage des fouilles.

Par ailleurs, les dispositions ci-après seront à observer :

- Mise en place d'une couche de béton de propreté ;
- L'embase, au milieu de laquelle se trouve la cunette dont la partie supérieure doit être réglée à la hauteur équivalente ou à la valeur du diamètre ( $\Phi \leq 300$  mm) ou à

une hauteur supérieure ou égale au demi diamètre ( $\Phi \leq 300$  mm), sera en béton coulé sur place ou préfabriqué ;

- La cheminée sera construite en parpaing (profondeur  $\leq 1.50$  m) ou en béton armé (profondeurs  $\geq 2$  m) ;
- La hôte en béton armé (dalle) recevra le cadre métallique en fonte.

#### **II.1.4.3 Ouvrages spéciaux :**

Ils sont constitués de :

- Ouvrages de passage au travers des canaux ;
- Ouvrages de chute ;
- Raccordement des réseaux existants ;
- Passage au travers des canaux

Le réseau de collecteur d'eaux usées traverse les canaux d'eaux pluviales aux endroits ci-après.

1. **OT1** : Le canal de l'ouest à la sortie de la ville au niveau du passage Keury Souf-Route Valda à coté du pont, par la conduite de refoulement de la station de pompage du marché (STAP1) ;
2. **OT2** : le canal Valda par le collecteur 930202 B ;
3. **OT3** : le canal de ceinture à la porte de Diokoul le long du marigot ouest ;
4. **OT4** : le canal de Diokoul le long du marigot ouest ;
5. **OT5** : Le canal du marché au centre-ville par le tronçon 80110 ;
6. **OT6** : le canal du marché au centre-ville par le tronçon 80102.

Les caractéristiques dimensionnelles et topographiques de ces points de traversée sont consignées dans le tableau ci-après :

Ouvrage	Gueule projetée (m)	Profondeur maximal (m)	Cote radier (m)	Collecteur intercepté	Cote TN (m)	Cote radier (m)
OT1	12.90	1.20	1.05	Refoulement STAP1	2.05	1.05
OT2	1.40	1.00	1.03	930202 B	2.03	0.66
OT3	12.90	1.20	2.68	930100	3.88	-0.48
OT4	6	1.00	1.33	920102	2.33	1.33

OT5	1.40	0.55	0.99	80110	1.54	-0.22
OT6	1.40	0.55	1.46	80102	2.01	-0.46

Tableau 25: caractéristiques dimensionnelles et topographiques des points de traversée :

De ce tableau nous déduisons que tous les canaux sont traversés à une cote inférieure ou égale à celle de leur radier. Ceci nous épargne de la réalisation d'ouvrage de traversée telle que les conduites suspendues et les siphons inversés dont le fonctionnement est très contraignant par rapport à la variation des débits.

## II.1.5 Résultats et interprétation :

### II.1.5.1 Résultats :

N° TRONCON	COTE TN AMONT (m)	COTE TN AVAL (m)	LONG(m)	PENTE COLLECTEUR (o,mille)	Qmeu 2010 (l/s)	Qmeu 2030 (l/s)	Qpp 2030 (l/s)	Qparasite	Qpointe 2030 (l/s)	Dth (mm)	Dc (mm)	VPS (m/s)	QPS(m3/s)	Qmeu/QPS	vitesse(m/s)
80001	1,95	1,67	150	2,0	0,7	1,35	4,94	0,25	5,19	131,05	250	0,56	0,03	0,18	0,11
80002	1,67	1,5	95	2,0	0,8	1,55	5,43	0,27	5,70	135,79	250	0,56	0,03	0,20	0,12
80003	1,5	2,5	141	7,0	0,9	1,74	5,91	0,30	6,21	110,82	250	1,05	0,05	0,11	0,13
80004	2,5	0,92	70	7,0	1,9	3,68	10,31	0,52	10,82	136,51	250	1,05	0,05	0,20	0,22

Tableau 26: extrait du tableau de dimensionnement :

Troncon 80001 : (Ks = 80)

- Pente collecteur =  $J = |cote\ TN\ AVAL - cote\ TN\ amont| / L$
- $Q_{meu\ 2030} = Q_{meu\ 2010} * \exp(K*(2030 - 2010))$
- $C_p = 1.5 + 2.5/\sqrt{Q_{meu\ 2030}}$
- $Q_{pp\ 2030} = Q_{meu\ 2030} * C_p$
- $Q_{parasite} = Q_{pp2030} * 0.05$
- $Q_{pointe} = Q_{pp2030} + Q_{parasite}$
- $D_{th} = 4^{\frac{5}{8}} * (Q_{pp\ 2030} / (\pi * \sqrt{J}))^{\frac{3}{8}}$
- Choisir le diamètre commercial immédiatement supérieur et plus grand que 200 mm pour un tronçon hors Centre-ville et plus grand que 250 mm pour un tronçon du centre-ville

- $VPS = K_s * \sqrt{(J * Dc^{\frac{2}{3}}) / 4^{\frac{2}{3}}}$
- $QPS = VPS * \pi * Dc^2 / 4$
- $Vitesse\ de\ conception = (4 * Q_{pointe\ 2030}) / (\pi * Dc^2)$

Il est adopté la même démarche pour le dimensionnement des autres tronçons.

### **II.1.5.2 Interprétation des résultats :**

La qualité de l'écoulement est fortement liée au débit mais surtout de la pente de pose du collecteur. Les pentes minimales fixées à 5‰ ne peuvent être respectées pour l'ensemble du réseau. Cette valeur devient prohibitive par endroit.

L'analyse des paramètres dynamiques montre un bon écoulement dans l'ensemble du collecteur du réseau particulièrement dans le réseau principal.

Ainsi, nous notons des vitesses d'écoulement pour un taux de remplissage de 20% souvent supérieur à la vitesse minimale d'auto-curage (0.3 m/s). Seuls les tronçons amont présentent des vitesses limites de 0.3 m/s.

Les vitesses d'écoulement à débit normal sont souvent supérieures à 0.6 m/s. ce qui est bien conforme aux critères d'écoulement en gravitaire dont les vitesses doivent rester entre 0.6m/s et 5m/s. mais nous observons souvent un faible taux de remplissage dans le réseau secondaire de Keury Kao et Keury Souf qui présentent des vitesses moins favorables liées à la faible pente 2‰ de pose mais surtout aux faibles débits transités par les collecteurs. Ce qui néanmoins n'empêche pas un écoulement normal.

Un entretien régulier du réseau confortera d'avantage le meilleur fonctionnement de celui-ci.

### **II.1.6 Résolution de l'étude :**

Elle s'efforcera d'établir les différents impacts de l'environnement physique de l'étude sur elle même.

Les principales contraintes au calage du réseau de conduites sont les suivantes :

- Le relèvement du TN à l'amont immédiat de la cote.
- La présence de la nappe phréatique le long de la mer notamment du centre-ville jusqu'à la station d'épuration du cap des biches.
- La présence de roche volcanique allant de la cité millionnaire à la cote via Diokoul.
- Impact d'un futur projet d'assainissement des eaux pluviales de la ville en faisant allusion à l'emprise des canaux.
- Les sur-profondeurs sur le collecteur primaire.

#### **II.1.6.1 Le relèvement du TN à l'amont de la cote :**

Ce phénomène a pour conséquence, combiné à l'effet de pente des collecteurs, d'augmenter les profondeurs des tranchées vers l'aval.

#### **II.1.6.2 Impact de la nappe phréatique :**

L'affleurement de la nappe dans la zone risque d'être problématique lors de l'exécution des tranchées. Ainsi de l'Est au phare, les cotes radiers sont le plus souvent inférieures aux cotes du niveau statique de la nappe phréatique. La nappe sera constamment atteinte lors des excavations particulièrement au centre-ville et au voisinage des cotes. La fluctuation de cette nappe engendre ainsi une variation du comportement mécanique du sol.

Comme solution conforme aux prescriptions du fascicule 70, nous suggérons :

- De consolider les parois des fouilles pour les grandes profondeurs ;
- De procéder au vidange spontanée des tranchées ;
- De prévoir au besoin des dispositifs de drainage ;
- De consolider les zones de transition entre les profils discontinus (roches et argiles par exemple).

L'utilisation des palplanches sera d'un grand intérêt pour les grandes fouilles.

#### **II.1.6.3 Impact de roches volcaniques :**

Le tronçon concerné est celui qui part du phare à la STAP de Diokoul sur une distance de 400 m environ. La traversée de cette portion nécessite des dispositions adéquates au cas où la roche est atteinte.

#### **II.1.6.4 Impact du volet assainissement des eaux pluviales :**

La difficulté à laquelle il faudra faire face demeure la traversée des canaux eaux pluviales projetés. Il est donc nécessaire d'intégrer le tracé des canaux afin de mieux choisir et caler ces collecteurs. Pour la traversée de ces canaux des conduites en fontes seraient plus adaptées.

### **II.1.6.5 Comportement des conduites :**

L'analyse des sur-profondeurs sur le tracé du réseau principal montre l'existence des valeurs limites de couverture des collecteurs. Cela devra nous amener à étudier le comportement des collecteurs par rapport aux charges des remblais et aux charges roulantes. Ces charges pourraient rester dans les limites admissibles pour les conduites en PVC. Cependant, la délicate mise en place du PVC à des profondeurs importantes nous amène à conseiller le choix de conduite en PHED dans les zones aquifères.

### **II.1.7 Conclusions :**

Le dimensionnement effectué sur le réseau primaire et secondaire, présente des résultats cohérents. Nous notons ainsi des profondeurs allant des profondeurs allant de 0.85m à un maximum de 4.36m sur le tronçon 930100 avec à l'arrivée du réseau sur une profondeur de 3.93 m (cote TN=2.50 m et cote collecteur = -1.43 m) ,3.88 m (cote TN =2.45 m et cote collecteur = -0.69 m) et 1.17 m (cote TN =2.05 m et cote collecteur = 0.88 m) respectivement aux stations de pompage du Marché (STAP1), du PHARE (STAP2) et de Diokoul (STAP3). L'implantation de la station de pompage du Marché réduit considérablement les sur-profondeurs observées avec uniquement les deux stations de pompage du PHARE et de Diokoul.

Ceci qui nous affranchi de respectivement de 2.77 m et de 3.41 m aux stations de pompage du PHARE et de Diokoul.

L'on observe ainsi une profondeur maximale et exceptionnelle de 4.18 m sur tout le réseau. Ces résultats confortent d'avantage l'option d'une meilleure sectorisation du réseau avec trois stations de pompage.

### **II.2 Stations de pompage (STAP) :**

Le dimensionnement des stations de pompage portera sur les équipements hydrauliques des STAP.

La STAP du marché (STAP1) assure le relèvement des eaux usées collectées au Centre-ville (Keury Kao et Keury Souf), jusqu'au regard de passage du Canal de l'Ouest au regard 167 d'où les effluents sont acheminés gravitairement à la STAP du PHARE (STAP2) par le collecteur drainant le secteur le long du Canal de l'ouest.

La STAP du PHARE assure le relèvement des eaux usées collectées au site, jusqu'à la cote du terrain naturel d'où les effluents sont acheminés par gravité au regard de jonction à

l'intersection du Canal de Ceinture afin de permettre un écoulement gravitaire vers Diokoul.

Quant à la STAP de Diokoul (STAP3), elle assure le pompage des eaux jusqu'à l'entrée de la STEP.

La collecte des données de base a consisté en :

- La recherche bibliographique ;
- La définition et l'exploitation des résultats du calcul de la demande ;
- L'analyse de projet similaire déjà réalisé par l'ONAS afin de prendre d'ores et déjà ses préoccupations d'exploitation et d'entretien.

L'ensemble des critères de dimensionnement ont été établis dans le souci d'adapter les ouvrages à l'évolution du système d'assainissement de la ville.

La démarche est illustrée par le synoptique ci-après :

### Synoptique adapté pour le calcul des stations de pompage

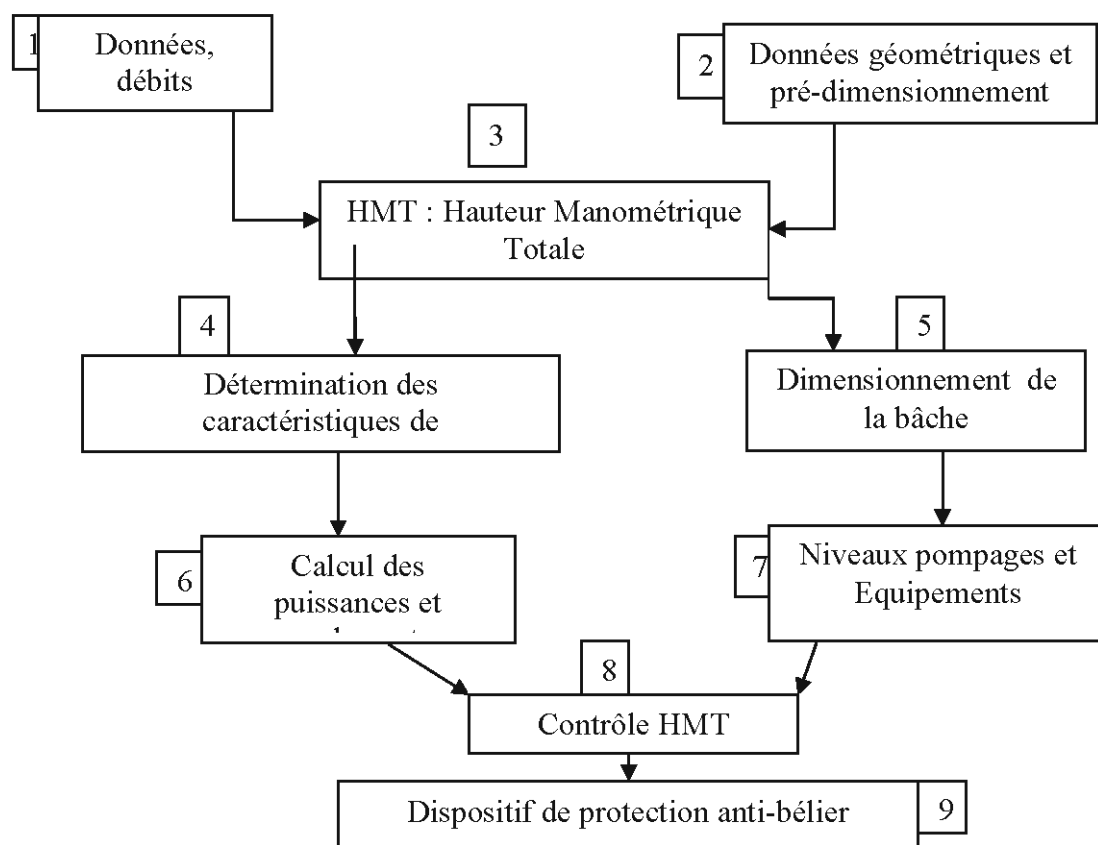


Figure 16: schéma synoptique de la pompe :

## II.2.1 Implantation et aménagement :

### II.2.1.1 Implantation :

Les stations de pompage seront implantées respectivement au Centre-ville (STAP1 ; à 200 m environ à l'Est de la Mosquée de Keury Souf), à l'exutoire du Canal de Ceinture (STAP du PHARE soit STAP2) et dans l'emprise de la station d'épuration STEP (STAP3) de Diokoul (STAP de Diokoul).

Pour chaque station de pompage, une emprise de 250 à 300 m<sup>2</sup> est requise.

### **II.2.1.2 Aménagement des STAP :**

Les STAP seront aménagées conformément aux orientations de l'ONAS.

Chaque STAP comporte :

- ✓ Un regard d'entrée ;
- ✓ Un dessableur muni d'un dégrilleur à grille moyenne ;
- ✓ Une bache de pompage ;
- ✓ Une chambre des vannes ;
- ✓ Un local des machines (armoires électriques et groupe électrogène) ;
- ✓ Une cabine de transformateur électrique ;
- ✓ Un local bloc sanitaire ;
- ✓ Une aire de stockage du sable et des résidus de prétraitement ;

Compte tenu des dimensions requises, les STAP seront implantées sur une emprise minimale de 25 m x 10 m.

Chaque site sera protégé par une clôture de 2.00 m.

L'accès aux STAP 1, 2 et 3 est assuré respectivement par la route du marché, la route de Thiokho (cité Filao) et celle de la STEP de Cap des biches.

### **II.2.1.3 Description de la station de pompage :**

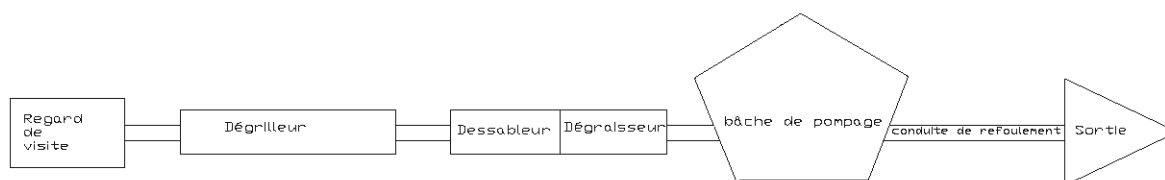


Figure 17: schéma synoptique de la pompe :

Les fonctions à assurer par les stations de pompage sont principalement :

- ✓ Le prétraitement des eaux usées (dégrillage, dessablage) ;
- ✓ Le stockage des eaux ;
- ✓ Le pompage des eaux ;
- ✓

## II.2.2 Fonctionnement hydraulique :

La séquence évolutive en fonctionnement normal de l'effluent s'établit comme suit :

- Arrivée des eaux usées par la conduite d'amenée ;
- Ecoulement à travers la grille du dégrilleur ;
- Rétention des éléments solides grossiers ;
- Entrée dans le dessableur ;
- Rétention des particules de sable décantables ;
- Transport et entrée dans la bêche de pompage ;
- Pompage et refoulement vers la STEP de Cap des Biches ou au regard de départ du tronçon gravitaire.

Deux cas de fonctionnement exceptionnels peuvent se présenter :

- Isolement du dessableur par un by-pass du regard d'entrée à la bêche de pompage ;

Ceci est le cas lors de l'entretien du dessableur ou de toute réparation éventuelle. la séquence devient alors :

- Arrivée des eaux usées par la conduite d'amenée ;
- Ecoulement à travers la grille du dégrilleur ;

- Transport et entrée dans la bache de pompage ;
- Pompage et refoulement vers le réseau ou la STEP.
- Isolement complète de la station de pompage ;

Ce schéma constitue une solution purement exceptionnelle ou aucun effluent ne peut être admis à la station. L'isolement se fait par déversement automatique à travers un trop plein vers un exutoire naturel (marigot, canaux ou mer) après fermeture des vannes d'admission au dégrilleur.

La séquence devient alors

- Arrivée des eaux usées par la conduite d'amenée ;
- Déversement par le trop plein vers l'exutoire naturel.

### **II.2.3 Les ouvrages de prétraitement :**

Il s'agit des ouvrages de dégrillage et du dessablage.

#### **II.2.3.1 Dégrillage :**

Sa fonction est de retenir les corps solides grossiers et de protéger la pompe de ces matières solides en suspension.

Le dégrilleur sera constitué d'une grille métallique de maille adéquate qui sera logée dans un tronçon rectangulaire. Les grilles seront au moins au nombre de deux (02) pour assurer leur fonction en continuité. Mais, compte tenu des profondeurs des ouvrages nous avons retenu l'option d'un dégrilleur automatique vertical.

#### **II.2.3.2 Dessablage :**

Sa fonction est d'obtenir une meilleure décantation des particules de sable contenues dans l'effluent et réduire le risque d'abrasion des pompes.

Le dessableur sera de type horizontal à deux (02) compartiments identiques qui fonctionneront alternativement en période d'entretien et de curage ; ce qui permet d'assurer une sécurité minimale en cas d'intervention sur l'ouvrage.

Il sera muni, à l'entrée, de batardeaux métalliques pour leur isolement.

Le prétraitement réduira de manière non négligeable la charge de matières en suspension (MES).

#### **II.2.4 La bêche de pompage :**

Elle permet de stocker les eaux dessablées, abrite les groupes de pompes, la chambre des vannes ainsi qu'une échelle d'accès, une échelle graduée et des électrodes de niveau. Elle sera en béton armé et sera de forme circulaire de manière à éviter les zones mortes et faciliter sa vidange.

La bêche devra être construite de manière à accueillir toutes les pompes d'ici l'horizon 2030. Une attention particulière sera portée à l'étanchéité de la bêche. Le principe d'évacuation des eaux de la bêche repose sur un fonctionnement alternatif des pompes.

Pour assurer un bon fonctionnement des stations de pompage (STAP), il faudra prévoir :

- un by pass à l'entrée de la STAP (regard d'entrée) vers la bêche de pompage ;
- un trop-plein (déversoir) dans les canaux pluviaux ou vers la mer.

#### **II.2.5 Accessoires hydrauliques et de manutention :**

Ils seront principalement composés des vannes et des pièces de raccordement.

En effet sur la conduite de refoulement de chaque pompe sera placée un clapet anti-retour et une vanne de fermeture pour son isolement. Ce qui nécessitera un encombrement suffisant pour leur installation et leur installation.

#### **II.2.6 Collecte des déchets solides :**

Le prétraitement engendre un cumul de MES (matières solides et sable) qui nécessitera un stockage et un traitement au besoin ou leur évacuation.

Il sera prévu à cet effet une aire d'entreposage des déchets et d'autre part du sable. Ces déchets pourront être incinérés ou transformés en compost pour les besoins de maraichage.

#### **II.2.7 critères de dimensionnement :**

##### **II.2.7.1 Critères hydrauliques :**

##### **II.2.7.1.1 Données hydrauliques :**

###### **a) Débits et charges de dimensionnement :**

Les débits de dimensionnement sont ceux issus du calcul de la demande et consignés dans le tableau ci-dessous.

Ils sont constitués du cumul des apports d'eaux domestiques, industrielles et parasites.

Les paramètres ci-après ont été pris en compte dans les calculs hydrauliques :

- **qmeu** : débit moyen des eaux usées, il est constitué uniquement d'eaux domestiques et des apports industriels moyens ;
- **qpeu** : débit de pointe d'eaux usées (pointes domestiques et industrielles) ;
- **qpp** : débit de pointe total (eaux domestiques + eaux industrielles + eaux parasites).

Le tableau ci-après résume les débits de dimensionnement des STAP. Ces valeurs récapitulent le calcul de la demande.

<b>STAP du Marché</b>				
<b>STAP du Marché</b>	<b>HORIZON</b>			
	2005	2010	2020	2030
Qmeu (l/s)	-	5,4	7,5	10,4
Qpeu (l/s)	-	24	33,4	46,4
Qpp (l/s) (1)	-	32	45	62
Qpp (l/s) (2)	-	32	45	62
Qpp sortant (l/s)	32	32	50	75
Qdimensionnement (l/s)	24	32	50	75

Tableau 27: débit de dimensionnement de la STAP du Marché :

<b>STAP De Diokoul</b>				
<b>STAP de Diokoul</b>	<b>STAP du PHARE</b>			
	<b>HORIZON</b>			
<b>STAP du PHARE</b>	<b>2005</b>	<b>2010</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>
Qmeu (l/s)	24,8	77,2	107,4	149,4
Qpeu (l/s)	24	189,4	195,8	265,6
Qpp (l/s) (1)	84	104,6	86,5,5	120,4
Qpp (l/s) (2)	70,55	88,6,1	126,1,5	124,6
Qpp sortant (l/s)	100	88,50	122,25	170,00
Qdimensionnement (l/s)	77,2	180	152,25	200
Qdimensionnement (l/s)	62,3	88,5	150	200

**Tableau 28:** débit de dimensionnement de la STAP de Diokoul :

**Tableau 29:** débit de dimensionnement de la STAP du PHARE :

**b) Interprétation des résultats :**

• **STAP du Marché :**

Pour 2005 et 2010, 2 pompes de 32 l/s sont installées. Les pompes travaillent de manière alternative en série.

Pour 2020 et 2030, on remplacera ces pompes respectivement par 2 pompes de 50l/s et 2 pompes de 75l/s.

• **STAP du PHARE :**

En 2010, il est prévu 3 pompes de 50l/s dont 2 fonctionnent simultanément en parallèle. En 2020, il faudra mettre en place 4 pompes dont 3 en parallèle. En 2030, 5 pompes seront nécessaires dont 4 en parallèle.

• **STAP de Diokoul :**

En 2005, 3 pompes dont 2 de 50 l/s en parallèle.

**Tableau28 : débit de dimensionnement de la STAP du Phare**

En 2010, 3 pompes dont 2 de 75 l/s en parallèle.

En 2020, 4 pompes dont 3 de 75 l/s en parallèle.

En 2030, 4 pompes dont 3 de 100 l/s en parallèle.

**STEP PROJET**

STEP PROJET	HORIZON			
	2005	2010	2020	2030
Q-STEP (m3/s)	2856	7714	15422,4	41655,6
Qpp (l/s) (1)	43,2	122,2	233,3	659,9
Qpp (l/s) (2)	91,2	163,2	492,5	881,3
DBO5 (kg/j)	2534	7470	13683,6	40338,0

(DBO) (mg/l)	887	968	1055,1	1150,1
--------------	-----	-----	--------	--------

**Tableau 30 :** débit de dimensionnement de la STEP :

- (1) débits de pointe sans effet de pompage
- (2) débits de pointe avec effet de pompage des STAP amont ; cette valeur est la pointe maximale de dimensionnement.

De ce tableau, on déduit les coefficients d'amplitude de débit :

$$C_k = \frac{q}{q_{moy}} \quad \text{avec } C_{kmin} = 0,1 \text{ et } C_{kmax} = 0,1$$

Nous avons retenu la valeur  $C_k = 2$ .

### II.2.7.1.2 Données géométriques :

Les paramètres pris en compte sont résumés dans le tableau ci-après :

Hauteur minimale d'amorçage	≥0,50m
Niveau d'arrêt	Cote minimale d'amorçage
Niveau de démarrage du pompage	Cote maximale d'arrivée dans la bache
Hauteur géométrique	Suivant plan d'eau et point de refoulement le plus défavorable

**Tableau 31:** données géométriques de STAP :

#### Hauteur manométrique totale (HMT)

la hauteur manométrique totale de refoulement constitue la somme de la hauteur géométrique total et des pertes de charges linéaires et singulières au refoulement.

Les pertes de charges linéaires sont calculées suivant la formule de Manning-Strickler :

$$J = \frac{4^{\frac{10}{3}}}{\pi^2} \cdot \frac{Q^2}{K^2} \cdot 1/D^{\frac{16}{3}} \quad \text{et } \Delta H = J \times L$$

Avec :

J = perte de charges linéaires en m/m

Q = débit de la conduite en m<sup>3</sup>/s.

K<sub>s</sub> = coefficient de Manning (pour le PVC en service K<sub>s</sub> = 80).

D = diamètre de la conduite (m)

L = longueur de la conduite (m)

ΔH = J x L = perte de charge linéaire totale en m.

Les pertes de charges singulières sont déterminées suivant la singularité :

$$\Delta H_s = K V^2 / 2g$$

K = coefficient de perte de charge

V = vitesse de l'effluent (m/s)

g = accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

Finalement, la HMT devient :

$$HMT = H_{géo} + \Delta H_L + \sum \Delta H_s$$

H<sub>géo</sub> = dénivelé entre le plan d'eau le plus bas (PBE) et le point de refoulement le plus haut.

#### Critères de choix des pompes :

Les critères de choix des pompes sont particulièrement les rendements au point de fonctionnement de la pompe et la consommation d'énergie ; la puissance hydraulique est calculée comme suit :

$$P = \rho \times g \times Q \times H$$

Avec :

P = puissance hydraulique en Watt

$\rho$  = densité de l'eau = 1000 kg/m<sup>3</sup>

$g$  = accélération de la pesanteur = 9.81m<sup>2</sup>/s

$Q$  = débit de la pompe en m<sup>3</sup>/s

$H$  = hauteur manométrique de refoulement.

#### **Le dégrilleur :**

Les grilles sont des types moyennes sections avec un coefficient de contraction de :

$f = 0.70$

$F = \frac{a}{a+10}$  avec  $a$  = espacement entre 2 barreaux de la grille.

Longueur de grille :

$$L = \frac{Q}{f.v.y}$$

$Q$  = débit entrant (m<sup>3</sup>/s)

$f$  = facteur de contraction

$v$  = vitesse d'entrée de l'effluent (m/s)

$y$  = tirant d'eau dans le canal d'entrée (m).

#### **Le dessablage :**

il est calculé suivant le principe classique de décantation des sables de diamètre  $\Phi$  (mm) comprise entre 100  $\mu$ m et 2 mm.

La charge superficielle appliquée est de la forme :  $C_s = \frac{Q}{S}$

$Q$  = débit d'entrée de l'effluent (m<sup>3</sup>/s)

$S$  = surface horizontale du dessableur (m<sup>2</sup>)

Pour les dessableurs longitudinaux à court temps de séjour,  $C_s$  varie entre 40 à 60 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>.h).

Nous avons considéré la valeur moyenne de 50.

### **La bête de pompage :**

Le calcul de la bête de pompage, du dessableur et du d'grilleur s'inspire des m'ethodes de l'ONAS TUNISIE et du Guide Technique de l'assainissement.

Le volume utile de la bête est fonction du d'bit entrant et des fr'equences horaires de d'emarrage des pompes.

Les fr'equences de d'emarrages admissibles sont donn'ees ci-apr'es :

Puissance du moteur	Nombre de d'emarrages admissible par heures (F)
< 4kW	10
>4kW	6

**Tableau 32:** Les fr'equences de d'emarrages admissibles de la pompe :

#### **II.2.7.1.3 Protections hydrauliques :**

La protection des pompes et mat'eriels hydrauliques est assur'ee par la mise d'un ballon anti-b'elier calcul'ee suivant la m'ethode de Meunier et Puech.

Cette m'ethode est de nos jours le plus fiable et int'egre trois caract'eristiques dimensionnels caract'eristiques du r'eseau et des 'equipements.

La vitesse de propagation du coup de b'elier est donn'ee par la formule d'Allieri :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{49 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad \text{et} \quad DH = \frac{C \cdot V_0}{g}$$

D = diam'etre de la conduite (m)

e = 'epaisseur de la conduite (m)

K = fonction de l'elasticit'e de la conduite

C = vitesse de propagation du coup de b'elier (m/s).

$D_h$  = coup de bélier (m)

$V_0$  = vitesse initiale de l'eau (m/s)

$g$  = accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ )

Les conduites de refoulement sont prioritairement choisies en PVC pour leur aptitude avec une pression nominale admissible de 10 bars au moins.

Elles assureront la protection contre les coups de béliers tout en leur suppléant un ballon de protection particulièrement à Diokoul.

### **II.2.8 conclusion :**

Le dimensionnement effectué sur le réseau et les stations de pompage s'efforce au mieux de répondre aux exigences ci-après :

- ✚ assurer un service de qualité continu par la collecte des eaux usées, leur stockage et leur évacuation à la station de traitement ;
- ✚ assurer par déversement par un trop plein l'évacuation des eaux usées à la mer en cas de dysfonctionnement de la STAP ;
- ✚ faciliter l'exploitation et l'entretien de la STAP.

L'introduction d'une troisième station de pompage au centre ville permet de réduire considérablement les cotes d'arrivée du collecteur et par conséquent les sur-profondeurs dans le réseau.

### **III. Note de calcul des stations de pompage :**

#### **III.1 Station du Marche :**

##### **III.1.1 Rappels des critères de dimensionnement :**

Les ouvrages de la station sont dimensionnés pour l'horizon 2030.

Il s'agit du dessableur, du dégrilleur et de la bêche de pompage. Les critères hydrauliques de dimensionnement sont énumérés ci-après :

##### **III.1.1.1 Débits :**

$Q_{\text{meu}}$  (l/s) : débit moyen journalier à l'entrée de la STAP

$Q_{\text{peu}}$  (l/s) : débit de pointe des eaux usées (domestiques + industrielles)

$Q_{\text{pp}}$  (l/s) : débit de pointe maximale compte tenu des surcharges hydrauliques.

Coefficient d'amplitude de débit  $C_k = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}} = 2$  pour toute notre zone cible.

### III.1.1.2 Caractéristique des conduites :

- ✓ Conduite en PVC PN $\geq$ 10 bars
- ✓ Rugosité de Manning-Strickler  $K_s = 80$
- ✓ Vitesse minimale d'écoulement 0.70 m/s
- ✓ La colonne de refoulement, les pompes et ses accessoires seront en acier inox.

### III.1.1.3 Modèle de calcul :

- ✓ Perte de charge selon Manning-Strickler
- ✓ Protection anti-bélier selon Meunier et Puech

### III.1.1.4 Type de pompe : Pompe Flygt

- ✓ Assurer le pompage des effluents aux points de refoulement avec une grande section de passage des roues pour eaux usées ;
- ✓ Assurer un bon rendement global afin de limiter les couts d'énergie

### III.1.2 Données géométriques :

La STAP du marché assure le relèvement des eaux usées jusqu'à la cote TN du regard de départ (167) situé à la sortie du centre ville à l'angle de l'usine Valda.

Cote TN (m)	Cote d'arrivée collecteur (m)	Hauteur d'amorçage (m)	Cote NBE (m)	Cote NHE (m)	refoulement	
					Cote max (m)	Longueur (m)
2.50	-1.43	0.50	-2.80	-1.30	3.27	420

Tableau 33: données géométriques de la STAP du Marché :

### III.1.3 Hauteur manométrique de refoulement (HMT) :

$\Delta H = 1.05 \Delta H_L = 1.05 \times 10.29 \times \frac{Q^2}{D^5} \times \frac{1}{K^2}$  avec  $L = 420$  m et  $Q$  : le débit maximale, de dimensionnement

$\Phi 200 \Rightarrow \Delta H = 21,31$  m

$\Phi 250 \Rightarrow \Delta H = 6.5$  m

$H_{Géo} = 3.27 - (-2.80) = 6.07$  m

$\Phi 200 \Rightarrow HMT = 21.31 + 6.07 = 27.38$  m

$\Phi 250 \Rightarrow HMT = 6.5 + 6.07 = 12.57$  m

Nous retenons pour la conduite de refoulement

$Q = 75$  l/s

$\Phi 200$  mm PVC PN10

$V = (4Q) / (\pi.D^2) \Rightarrow v = 2.4$  m/s

$HMT = 27.38$  m  $\approx 27.5$  m

- **Hauteur géométrique de refoulement**

$H_{géo} = 3.27 - (-2.80) = 6.07$  m

- **Section de la conduite de refoulement**

$\Phi 200 \Rightarrow v = 1.53$  m/s

$\Phi 250 \Rightarrow v = 2.4$  m/s

$D_{max} = \sqrt{\frac{4.Q_{max}}{\pi.V_{min}}} = 249.83$  m

Nous avons choisi une conduit Fonte DN 250 au refoulement  $L = 420$  m en complément de la colonne de refoulement en acier inox ou en fonte.

- **Pertes de charge**

$\Delta H = \Delta H_{linéaire} + \sum \Delta H_{singulier} = 1.05 \Delta H.L$  avec  $\Delta H_L = J.L$

Où

$$\Delta H = 10.29 \times \frac{Q^2}{D^5} \times \frac{1}{K^2}$$

le refoulement est constitué d'une colonne en acier inox  $n = 0.012 \Rightarrow K_s \approx 75$  sur une longueur  $L = 420$  m DN 250

### **III.1.4 marnage du plan d'eau :**

$$M = NHE - NBE = -1.40 - (-2.80) = 1.40 \text{ m}$$

### **III.1.5 Caractéristiques de fonctionnement:**

#### **III.1.5.1 Configuration de la STAP :**

L'équipement de la STAP est unique et effectué pour tout l'horizon du projet en 2030. Il sera procédé à la mise en place de 2 pompes de 75 l/s en fonctionnement alternatif sur tout l'horizon du projet.

La STAP comporte :

- Un regard d'entrée et un regard de by pass
- Un dégrilleur un dessableur
- Une bache de pompage
- Un local technique (salle de commande).

La bache comporte deux compartiments équipés chacun d'une pompe de 75 l/s  $\approx 270 \text{ m}^3/\text{h}$  en marche alternative.

Les pompes sont déclenchées automatiquement par capteurs altistart ou en marche manuel.

#### **III.1.5.2 Description du besoin :**

Les effluents à pompe ont les attributs ci-après :

- Eaux usées non claires
- Eaux usées chargées de boues et de particules

$\Rightarrow$  nécessité d'une roue monocanal ou à vortex.

Cependant l'absence de fibre et le faible rendement global des roues à vortex nous conduit de choisir une roue monocanal à grande section de passage.

- Etanchéité : garniture mécanique

- Eaux abrasives, non corrosives : ⇒ matériau en acier inox.
- 

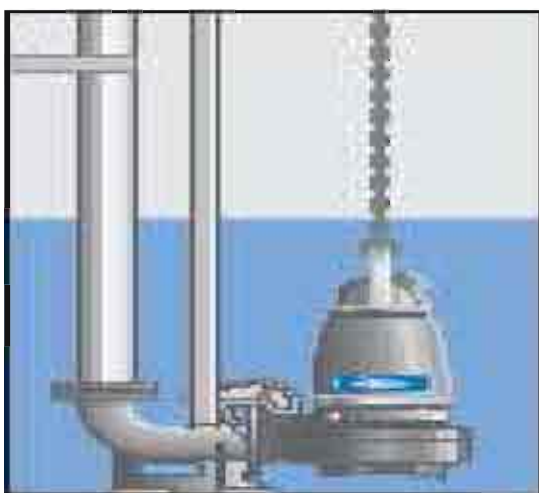
### **III.1.6 Choix du type de pompe :**

Il sera utilisé ici une pompe hacheuse submersible de la série F 3171 de type Flygt qui est la solution pour les effluents très chargés en fibres et en boue. Cette pompe, grâce à ses capacités de hachage très performantes et extrêmement fiables, va réduire considérablement le risque de colmatage et donc les frais d'intervention et d'immobilisation.

### **III.1.7 Méthodes d'installation :**

FP : immergée et semi-permanente.

La pompe est installée dans une fosse de pompage avec une double barre de guidage sur un orifice de refoulement.



**Figure 18: schéma de pompe immergée :**

Une chambre d'inspection entre la garniture mécanique et les paliers accroît la fiabilité opérationnelle et permet des contrôles ponctuels et des interventions de maintenance rapides. En cas de fuite de la garniture, une sonde intégrée nous signale le défaut et réduit ainsi le risque de réparations coûteuses.

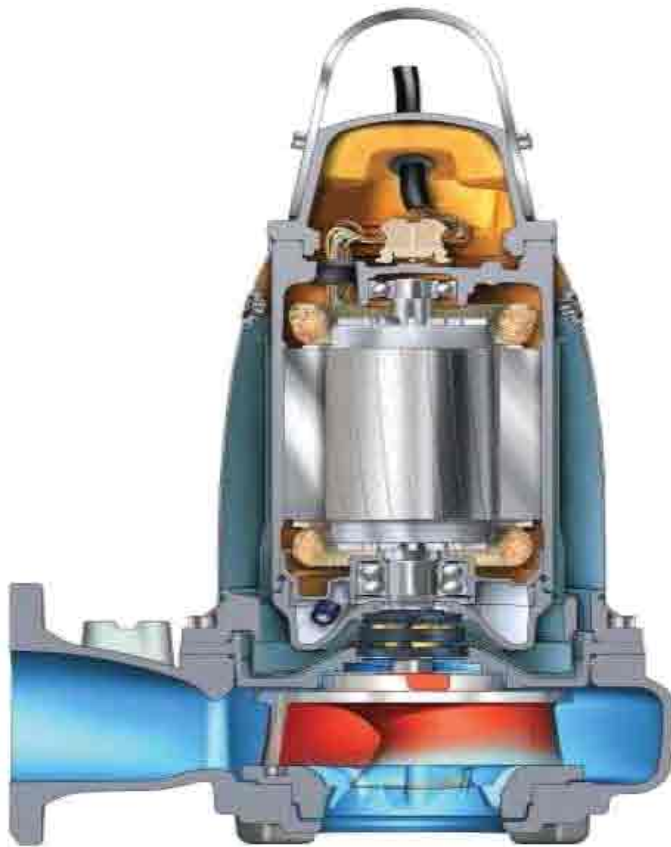
Le système de montage de la roue utilise une conception brevetée facilitant sa dépose, son rognage et son remontage.

La nouvelle ergonomie de la pompe, plus lisse et plus ronde, diminue le risque d'encrassement, une considération de plus en plus importante pour la santé et la sécurité

durant la maintenance. Le minimum de vis externes facilite le montage et le démontage de la pompe.

La garniture offre un ajustement parfait pour un remplacement simple et rapide.

La conception vise également à protéger les faces de la garniture durant le démontage et le montage



**Figure 19: coupe de la pompe :**

Les lisiers très chargés en fibres et en matières organiques, les déchets alimentaires ou les filasses dans la station de pompage peut bloquer les roues et colmater les pompes.

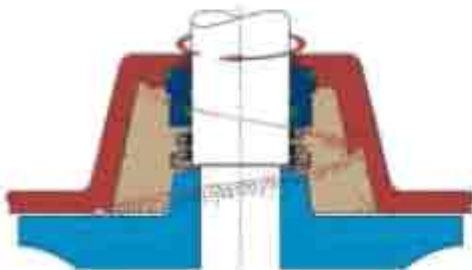
De telles pannes peuvent également provenir d'un défaut d'homogénéisation. Les fosses et les bassins sujets à problèmes peuvent nécessiter des interventions souvent coûteuses. En réponse à ce défi, les pompes hacheuses Flygt sont équipées d'une puissante roue qui tourne à l'intérieur d'un plateau dilacérateur. Lorsque des déchets et des débris fibreux passent dans la roue, ils sont aisément déchiquetés en particules de petites tailles faciles à pomper.



**Figure 20: dilacérateur de la pompe :**

Cette pompe incorpore plusieurs solutions techniques innovantes afin d'obtenir les meilleures performances, à un coût d'entretien réduit.

La protection de la garniture contre l'usure par expulsion des particules abrasives hors de l'espace d'étanchéité est assurée.



**Figure 21: garniture de la pompe :**

Le système de montage de la roue facilite sa dépose, son rognage et son remontage.



**Figure 22: élément de montage :**

La garniture offre un ajustement parfait pour un remplacement simple et rapide. La conception protège également les faces de la garniture lors du désassemblage et du montage.



**Figure 23: élément d'assemblage :**

Le couteau dilacération, facile à installer, hache sans effort tous les morceaux en particules de petite taille faciles à pomper, éliminant ainsi les risques de colmatage de la pompe.



**Figure 24: couteau de dilacération :**

La vis d'alimentation permet d'alimenter la roue, qui assurera le hachage et le pompage de liquides à forte teneur en solides. Idéale pour les effluents difficilement homogénéisables, la vis d'alimentation élimine les colmatages et assure un débit régulier.



**Figure 25: vis d'alimentation :**

Au terme de cette analyse de pompe, les spécifications suivantes se sont dégagées :

Type de groupe	Flygt
Type de pompe submersible	hacheuse
HMT	27.5 m
Vitesse de rotation	1450 RPM
Etanchéité/arbre	garniture mécanique
Nature matériau	
- corps	Fonte
- roue	Acier
Inox	

**Tableau 34: spécifications de la pompe du Marché :**

Nombre de pompe : 2 pompes de 75 l/s chacune en série

### III.1.8 Point de fonctionnement de la pompe :

HMT = 27.5 m

Q = 75 l/s

Vitesse de rotation : N = 1450 RPM

Donc série 125/315

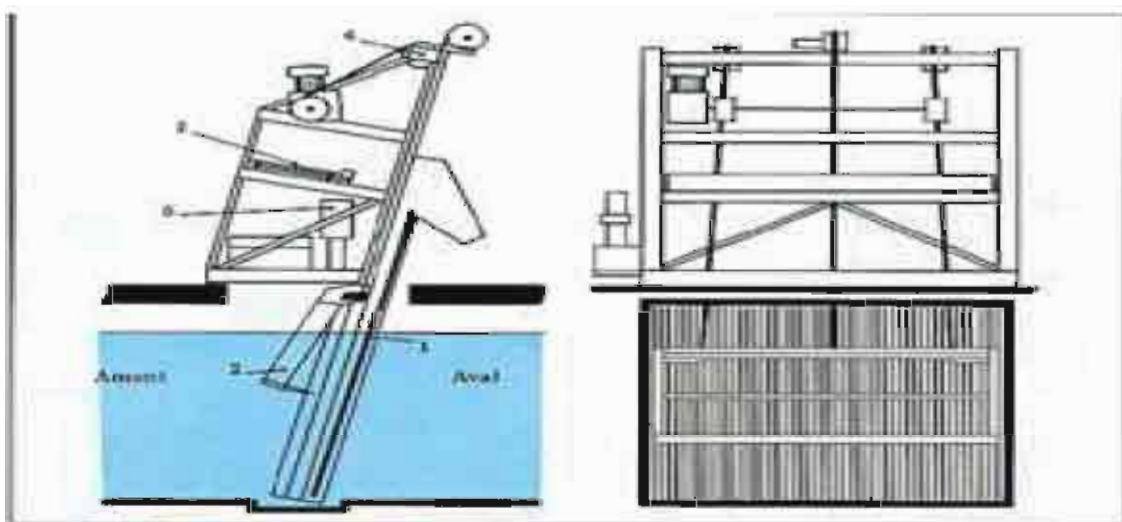
Rendement  $\geq 70$  %

### III.1.9 Les ouvrages de prétraitement :

Les ouvrages de prétraitement sont constitués par :

- Le dégrilleur
- Le dessableur

#### III.1.9.1 Le dégrilleur :



1. Châssis rigide avec champ de grille. 2. Chariot porte-peigne. 3. Éjecteur. 4. Ligne d'arbre de relèvement. 5. Centrale hydraulique.

Schema de principe d'une grille

26



**Figure 26: dégrilleur mécanique :**

Il est de forme rectangulaire et muni d'une grille à maille moyenne. Le calcul est effectué suivant le modèle de GTZ-ONAS (Tunisie).

- ♦ Largeur du canal d'amenée  $l = 1 \text{ m}$
- ♦ Pente du radier  $Is = 1/1000$
- ♦  $Ks = 75$  pour le béton
- ♦ Coefficient de contraction  $f = 0.70$

L'écoulement est régi par le système d'équations :

$$Q = K_s \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I_s}$$
$$S = l \times h$$
$$R = \frac{l \cdot h}{l + 2h}$$

Avec

$Q$  = débit transitant par la grille ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$S$  = section mouillée du canal ( $\text{m}^2$ )

$L$  = largeur du canal (m)

$R$  = rayon hydraulique (m)

$Is$  = pente motrice du canal (m/m)

$K_s$  = rugosité de Manning

$H = y$  = tirant d'eau dans le canal (m).

La résolution de ce système d'équations donne :

$$Q_{\max} = 75 \text{ l/s}$$

$$Y_{\max} = 0.14 \text{ m}$$

$$V_{\max} = 0.54 \text{ m/s}$$

$$L = \frac{Q}{f.v.y}$$

Avec  $L$  = largeur de la grille (m)

$$\text{A.N. : } L = 1.42 \text{ m}$$

Nous retenons la grille moyenne :

$$L = 1.50 \text{ m}$$

$$h = (> 2 \text{ m}) ;$$

$$e = 10 \text{ mm (épaisseur des barreaux)}$$

$$a = 23,3 \text{ mm (espacement des barreaux)}$$

$$\alpha = 70^\circ \text{ (angle de pose / horizontal)}$$

### **III.1.9.2 Le dessableur :**



Figure 27: schéma a type dessableur :

Le dessableur est calculé pour une charge superficielle moyenne de  $50\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$ .  
Par ailleurs, la vitesse de sédimentation des particules à la surverse de  $0.30\text{ m/s}$  est de  $1.6\text{ m/s}$ .  
Le rendement du dessableur pour une particule de vitesse de sédimentation  $V_p$  est donnée par :

$$F = \frac{V_p}{\frac{Q}{A}}$$

$A$  = surface du dessableur ( $\text{m}^2$ );

$Q$  = débit entrant ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

Ex :  $V_p = 1.6\text{ m/s}$ , à la surverse ( $=0.30\text{ m/s}$ ) pour  $\Phi_{\text{sable}} = 0,2\text{ mm}$

$$A = \frac{75 \times 3.6}{50} = 5.4\text{ m}^2$$

On prendra  $6\text{m}^2$  soit  $2\text{m} \times 3\text{m}$

Soit  $L = 3\text{m}$  et  $l = 2\text{m}$

L = longueur intérieure du dessableur (m)

$$A = 6 \text{ m}^2$$

### III.1.10 Passage du dégrilleur au dessableur :

Il s'effectue par déversement sur un cloison à seuil épais assimilable à un déversoir.

Soit h la hauteur de surverse :

$$Q = \mu \cdot L \cdot \sqrt{(2g) h^3}$$

Pour les déversoirs, nous retenons  $\mu = 0.42$

Pour L = 1.5 m, h = 10 cm

$$\text{Vitesse de surverse : } V = \frac{Q}{S} = \frac{0.075}{1.5 \times 0.1} = 0.5 \text{ m/s}$$

Elle est inférieure à la vitesse d'entraînement des particules.

### III.1.11 La bêche de pompage :

La bêche est de forme circulaire avec des formes de pentes au fond pour faciliter son entretien.

#### III.1.11.1 Volume utile de la bêche :

Il est calculé par la formule

$$V_u = 0.9 \frac{Q_p}{F_{max}}$$

Avec  $Q_p$  = débit du plus grand groupe de pompe (l/s)

$F_{max}$  = fréquence horaire d'enclenchement du groupe.

Nous avons vu que :

Pour  $P_{moteur} < 4 \text{ kW} \Rightarrow F = 10$

Pour  $P_{moteur} > 4 \text{ kW} \Rightarrow F = 6$

Mais pour être conforme aux directives de l'ONAS, nous retenons la valeur  $F_{\max} = 2 \text{ h}^{-1}$ .

$$Q_p = 75 \text{ l/s} \quad F_{\max} = 2 \text{ h}^{-1}$$

$$V_u = 33.75 \text{ m}^3$$

### III.1.11.2 Hauteur utile :

$$\text{Pour } \Phi = 3.50 \text{ m} \Rightarrow s = 9.62 \text{ m}^2$$

$$h_u = \frac{33.75}{9.62} = 3.51 \text{ m}$$

Avec une hauteur d'amorçage de 0.50 m

Nous obtenons les configurations :

Arrivée collecteur	: -1.43 m
NHE	: -1.30 m
NBE	: -2.80 m
Cote radier	: -3.50 m
Diamètre intérieur	: 3.50 m

La bache sera donc circulaire avec un diamètre intérieur de 3.50 m.

La bache comportera deux compartiments symétriques dont l'alimentation sera assurée par conduites à la sortie du dessableur ou par le by-pass à partir du regard d'entrée.

Les deux compartiments sont séparés par un cloison ; au travers de la grille est aménagée une vanne murale afin de permettre l'isolement de l'un ou l'autre des compartiments.

L'alternatif à cette solution est d'alimenter les deux compartiments par deux conduites différentes munie d'une vanne ; ceci nécessitera la mise en place de deux séries de capteurs de niveau dans la bache.

### III.1.12 Dispositif de protection Antibélier :

$$Q = 75 \text{ l/s}$$

$$L = 420 \text{ m}$$

$$\Phi = 200 \text{ mm}$$

$$U_0 = \frac{Q}{S} \quad \rightarrow \quad U_0 = 2.4 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = \frac{a \cdot U_0}{g} \quad \text{pour le PVC} \quad a = 300 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = 73.4 \text{ mce}$$

- Perte de charge = 21.31 m
- Pression statique,  $h = 5.45 \text{ m}$
- Pression maximale

$$P_{\max} = \Delta h + J + h = 100.16 \text{ mce}$$

$$P_{\max} = 9.83 \text{ bars} \approx 10 \text{ bars}$$

Il suffit de choisir une conduite  $\Phi 200\text{mm}$  PVC PN10.

Nous choisirons des colonnes de refoulement

Fonte avec revêtement intérieur en ciment alumineux,

$$\text{FT DN } 250\text{mm, PN } 16, \quad L = 420 \text{ m}$$

Il n'est pas nécessaire de disposer d'un ballon anti-bélier à la station du Marché puisque les surpressions et dépressions peuvent être continues par la conduite choisie.

### **III.1.13 Niveau équipement :**

Il s'agit de définir les dispositions nécessaires au bon fonctionnement de la station.

### **III.1.14 Système hydraulique :**

Pour améliorer le niveau de service sur la chaîne hydraulique (entretien et sécurité), il est prévu :

- ✓ L'équipement du dégrilleur avec une grille manuelle ou automatique
- ✓ La mise en place d'un cloison dans la bache de pompage (02 compartiments)
- ✓ La possibilité d'isolement du dessableur par des vannes de sectionnement et un by pass à partir du regard d'entrée vers la bache ou à partir du regard d'entrée vers la mer, ceci permettra d'isoler totalement la station en cas de besoin.

- ✓ La régulation des niveaux de pompage par des capteurs niveaux bas et haut sur la hauteur utile de la bêche.

### III.1.15 Système électrique :

La continuité du service sera assurée par un groupe électrogène à enclenchement automatique associé au transformateur.

La protection des installations sera assuré par un parafoudre et l'éclairage par des projecteurs facilitant l'exploitation nocturne.

### III.2 STATION DU PHARE :

#### III.2.1 Type de pompe : Pompe immergée

- ✓ Assurer le pompage des effluents aux points de refoulement avec une grande section de passage des roues pour eaux usées ;
- ✓ Assurer un bon rendement global afin de limiter les couts d'énergie

#### III.2.2 Données géométriques :

La STAP du Phare assure le relèvement des eaux usées jusqu'à la cote TN du regard de départ.

Cote TN (m)	Cote d'arrivée collecteur (m)	Hauteur d'amorçage (m)	Cote NBE (m)	Cote NHE (m)	refoulement	
					Cote max (m)	Longueur (m)
2.50	-0.69	0.60	-3.20	-0.90	2.50	105

Tableau 35: données géométriques de la pompe du PHARE :

#### Hauteur manométrique de refoulement (HMT) :

$$\Delta H = 1.05 \Delta H_L = 1.05 \times 10.29 \times \frac{Q^2}{D^5} \times \frac{1}{K^2} \quad \text{avec } L = 105 \text{ m et } Q : \text{le débit maximale, de dimensionnement}$$

$$\Phi 200 \Rightarrow \Delta H = 0.41 \text{ m}$$

$$\Phi 250 \Rightarrow \Delta H = 0.125 \text{ m}$$

$$H_{\text{Géo}} = 2.50 - (-3.20) = 5.70 \text{ m}$$

$$\Phi 200 \Rightarrow \text{HMT} = 0.41 + 5.70 = 6.11 \text{ m}$$

$$\Phi 250 \Rightarrow \text{HMT} = 0.125 + 5.70 = 5.825 \text{ m}$$

Nous retenons pour la conduite de refoulement

$$Q = 200 \text{ l/s}$$

$\Phi 200 \text{ mm PVC PN10}$

$$V = (4Q) / (\pi.D^2) \Rightarrow v = 6.37 \text{ m/s}$$

$$\text{HMT} = 6.11 \text{ m} \approx 6.5 \text{ m}$$

- **Hauteur géométrique de refoulement**

$$H_{\text{géo}} = 2.50 - (-3.20) = 5.70 \text{ m}$$

- **Section de la conduite de refoulement**

$$\Phi 200 \Rightarrow v = 6.37 \text{ m/s}$$

$$\Phi 250 \Rightarrow v = 4.07 \text{ m/s}$$

$$D_{\text{max}} = \sqrt{\frac{4.Q_{\text{max}}}{\pi.V_{\text{min}}}} = 250.13 \text{ m}$$

Nous avons choisi une conduite Fonte DN 250 au refoulement  $L = 105 \text{ m}$  en complément de la colonne de refoulement en acier inox ou en fonte.

- **Pertes de charge**

$$\Delta H = \Delta H_{\text{linéaire}} + \sum \Delta H_{\text{singulier}} = 1.05 \Delta H_L \text{ avec } \Delta H_L = J.L$$

Où

$$\Delta H = 10.29 \times \frac{Q^2}{D^5} \times \frac{1}{K^2}$$

le refoulement est constitué d'une colonne en acier inox  $n = 0.012 \Rightarrow K_s \approx 80$  sur une longueur  $L = 105 \text{ m DN 250}$

### III.2.3 Marnage du plan d'eau :

$$M = \text{NHE} - \text{NBE} = -0.90 - (-3.20) = 2.30 \text{ m}$$

### **III.2.4 Caractéristiques de fonctionnement :**

#### **III.2.4.1 Configuration de la STAP :**

L'équipement de la STAP est unique et effectué pour tout l'horizon du projet en 2030.

Il sera procédé à la mise en place de 5 pompes de 50 l/s dont 4 en fonctionnement simultanée sur tout l'horizon du projet.

#### **III.2.4.2 Description du besoin :**

Type de groupe	électropompe submersible
Type de pompe	immergée
HMT	6.5 m
Vitesse de rotation	1450 RPM
Etanchéité/arbre	garniture mécanique
Nature matériau	
- corps	Fonte
- roue	Acier Inox

**Tableau 36:** *description du produit :*

Nombre de pompe : 4 pompes de 50 l/s en parallèle + 1 pompe de 50 l/s

#### **III.2.4.3 Point de fonctionnement de la pompe :**

HMT = 6.5 m

Q = 50 l/s

Vitesse de rotation : N = 1450 RPM

Rendement  $\geq$  70 %

### III.2.4.4 Les ouvrages de prétraitement :

- **Le dégrilleur :**

Il est de forme rectangulaire et muni d'une grille à maille moyenne. Le calcul est effectué suivant le modèle de GTZ-ONAS (Tunisie).

- Largeur du canal d'amenée  $l = 1 \text{ m}$
- Pente du radier  $Is = 1/1000$
- $K_s = 75$  pour le béton
- Coefficient de contraction  $f = 0.70$

L'écoulement est régi par le système d'équations :

$$Q = K_s x S x R^{\frac{2}{3}} x \sqrt{Is}$$
$$S = l x h$$
$$R = \frac{l h}{l + 2h}$$

Avec

$Q$  = débit transitant par la grille ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$S$  = section mouillée du canal ( $\text{m}^2$ )

$L$  = largeur du canal (m)

$R$  = rayon hydraulique (m)

$Is$  = pente motrice du canal (m/m)

$K_s$  = rugosité de Manning

$H = y$  = tirant d'eau dans le canal.

La résolution de ce système d'équations donne :

$$Q_{\max} = 50 \text{ l/s}$$

$$Y_{\max} = 0.11 \text{ m}$$

$$V_{\max} = 0.48 \text{ m/s}$$

$$L = \frac{Q}{f.v.y}$$

Avec  $L$  = largeur de la grille

A.N. :  $L = 1.35 \text{ m}$

Nous retenons la grille moyenne :

$L = 1.50 \text{ m}$

$h = (> 2\text{m}) ;$

$e = 10 \text{ mm}$  (épaisseur des barreaux)

$a = 23,3 \text{ mm}$  (espacement des barreaux)

$\alpha = 70^\circ$  (angle de pose / horizontal)

- **Le dessableur**

Le dessableur est calculé pour une charge superficielle moyenne de  $50\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$ .

Par ailleurs, la vitesse de sédimentation des particules à la surverse de  $0.30\text{ m/s}$  est de  $1.6\text{ m/s}$ .

Le rendement du dessableur pour une particule de vitesse de sédimentation  $V_p$  est donnée par :

$$F = \frac{V_p}{\frac{Q}{A}}$$

A = surface du dessableur ;

Q = débit entrant

Ex :  $V_p = 1.6\text{ m/s}$ , à la surverse ( $=0.30\text{ m/s}$ ) pour  $\Phi_{\text{sable}} = 0,2\text{ mm}$

$$A = \frac{200 \times 3.6}{50} = 14.4\text{ m}^2$$

On prendra  $15\text{m}^2$  soit  $3\text{m} \times 5\text{m}$

Soit  $L = 5\text{m}$  et  $l = 3\text{m}$

L = longueur intérieur du dessableur

A =  $15\text{ m}^2$

- **Passage du dégrilleur au dessableur**

Il s'effectue par déversement sur un cloison à seuil épais assimilable à un déversoir.

Soit h la hauteur de surverse :

$$Q = \mu.L.\sqrt{(2g)} h^{\frac{3}{2}}$$

Pour les déversoirs, nous retenons  $\mu = 0.42$

Pour  $L = 1.50\text{ m}$ ,  $h = 10\text{ cm}$

$$\text{Vitesse de surverse : } V = \frac{Q}{S} = \frac{0.2}{1.5 \times 0.1} = 1.33\text{ m/s}$$

Elle est inférieure à la vitesse d'entraînement des particules ( $1.6\text{m/s}$ ).

### III.2.4.5 La bêche de pompage :

La bêche est de forme circulaire avec des formes de pentes au fond pour faciliter son entretien.

Parmi les trois types d'installations des pompes (forme sèche, pompe immergée, groupe immergée), nous avons retenu le groupe immergé qui est l'installation la plus courante de groupe submersible et demeure la plus économique à l'investissement et reste l'option la plus conforme aux habitudes d'exploitation de l'O.N.A.S.

Elle nécessite le moins d'encombrement et est plus adapté aux grandes profondeurs.

- **Volume utile de la bêteche :**

Il est calculé par la formule

$$V_u = 0.9 \frac{Q_p}{F_{max}}$$

Avec  $Q_p$  = débit du plus grand groupe de pompe (l/s)

$F_{max}$  = fréquence horaire d'enclenchement du groupe.

Nous avons vu que :

Pour  $P_{moteur} < 4 \text{ kW} \Rightarrow F = 10$

Pour  $P_{moteur} > 4 \text{ kW} \Rightarrow F = 6$

Mais pour être conforme aux directives de l'ONAS, nous retenons la valeur  $F_{max} = 2 \text{ h}^{-1}$  .

$Q_p = 200 \text{ l/s}$                        $F_{max} = 2 \text{ h}^{-1}$

$$V_u = 90 \text{ m}^3$$

- **Hauteur utile**

Pour  $\Phi = 3.50 \text{ m} \Rightarrow s = 9.62 \text{ m}^2$

$$h_u = \frac{90}{9.62} = 9.36 \text{ m}$$

Avec une hauteur d'amorçage de 0.50 m

Nous obtenons les configurations :

Arrivée collecteur	: -0.69 m
NHE	: -0.90 m
NBE	: -3.20 m

Cote radier : -4.00 m

Diamètre intérieur : 5.00 m

La bache sera donc circulaire avec un diamètre intérieur de 5.00 m.

La bache comportera deux compartiments symétriques dont l'alimentation sera assurée par conduites à la sortie du dessableur ou par le by-pass à partir du regard d'entrée.

Les deux compartiments sont séparés par un cloison ; au travers de la grille est aménagée une vanne murale afin de permettre l'isolement de l'un ou l'autre des compartiments.

L'alternatif à cette solution est d'alimenter les deux compartiments par deux conduites différentes munie d'une vanne ; ceci nécessitera la mise en place de deux séries de capteurs de niveau dans la bache.

#### **III.2.4.6 Dispositif de protection Anti-bélier :**

Pour chaque colonne de pompage  $Q = 50 \text{ l/s}$

$$Q = 50 \text{ l/s}$$

$$L = 105 \text{ m}$$

$$\Phi = 200 \text{ mm}$$

$$U_0 = \frac{Q}{S} \quad \rightarrow \quad U_0 = 1.59 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = \frac{a \cdot U_0}{g} \quad \text{ICI} \quad a = 1221 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = 198 \text{ mce}$$

- Perte de charge = 0.41 m
- Pression maximale

$$P_{\max} = (\Delta h + J) \times 9.81 = 100.16 \text{ mce}$$

$$P_{\max} = 19.46 \text{ bars} < 25 \text{ bars}$$

- **La contrainte dans la conduite**

$$\sigma_e = \frac{P \cdot D}{2e} = \frac{19.46 \times 200}{2 \times 6} = 324.33 \text{ daN/cm}^2$$

ve < 4200 (limite d'élasticité de l'acier)

Nous choisirons des colonnes de refoulement

Fonte avec revêtement intérieur en ciment alumineux,

FT DN 250mm, PN 25 bars, L = 105 m

Il n'est pas nécessaire de disposer d'un ballon anti-bélier à la station du Phare puisque les surpressions et dépressions peuvent être contenues par la conduite choisie.

### **III.2.5 Niveau équipement :**

il s'agit de définir les dispositions nécessaires au bon fonctionnement de la station.

#### **III.2.5.1 Système hydraulique :**

Pour améliorer le niveau de service sur la chaîne hydraulique (entretien et sécurité), il est prévu :

- ✓ L'équipement du dégrilleur avec une grille automatique
- ✓ La mise en place d'un cloison dans la bache de pompage (02 compartiments)
- ✓ La possibilité d'isolement du dessableur par des vannes de sectionnement et un by pass à partir du regard d'entrée vers la bache ou à partir du regard d'entrée vers le canal de ceinture, ceci permettra d'isoler totalement la station en cas de besoin.
- ✓ La régulation des niveaux de pompage par des capteurs niveaux bas et haut sur la hauteur utile de la bache.

#### **III.2.5.2 Système électrique :**

La continuité du service sera assurée par un groupe électrogène à enclenchement automatique associé au transformateur.

La protection des installations sera assurée par un parafoudre et l'éclairage par des projecteurs facilitant l'exploitation nocturne.

### **III.3 STATION DE DIOKOUL :**

#### **III.3.1 Données géométriques :**

La STAP de Diokoul assure le pompage des eaux usées de son emplacement à la tête de la station d'épuration.

Cote TN (m)	Cote d'arrivée collecteur (m)	Hauteur d'amorçage (m)	Cote NBE (m)	Cote NHE (m)	refoulement	
					Cote max (m)	Longueur (m)
2.05	0.88	0.60	-2.85	-0.65	11	700

**Tableau 37:** données géométriques STAP Diokoul :

**Hauteur manométrique de refoulement (HMT) :**

$\Delta H = 1.05 \Delta H_L = 1.05 \times 10.29 \times \frac{Q^2}{D^{\frac{16}{3}}} \times \frac{1}{K^2}$  avec L = 105 m et Q : le débit maximal, de dimensionnement

$\Phi 200 \Rightarrow \Delta H = 0.41 \text{ m}$

$\Phi 250 \Rightarrow \Delta H = 0.125 \text{ m}$

$H_{Géo} = 2.50 - (-3.20) = 5.70 \text{ m}$

$\Phi 200 \Rightarrow HMT = 0.41 + 5.70 = 6.11 \text{ m}$

$\Phi 250 \Rightarrow HMT = 0.125 + 5.70 = 5.825 \text{ m}$

Nous retenons pour la conduite de refoulement

$Q = 200 \text{ l/s}$

$\Phi 200 \text{ mm PVC PN10}$

$V = (4Q) / (\pi.D^2) \Rightarrow v = 6.37 \text{ m/s}$

$HMT = 6.11 \text{ m} \approx 6.5 \text{ m}$

- **Hauteur géométrique de refoulement**

$H_{géo} = 2.50 - (-3.20) = 5.70 \text{ m}$

- **Section de la conduite de refoulement**

$\Phi 200 \Rightarrow v = 6.37 \text{ m/s}$

$$\Phi 250 \Rightarrow v = 4.07 \text{ m/s}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\max}}{\pi \cdot V_{\min}}} = 250.13 \text{ m}$$

Nous avons choisi une conduite Fonte DN 250 au refoulement  $L = 105 \text{ m}$  en complément de la colonne de refoulement en acier inox ou en fonte.

- **Pertes de charge**

$$\Delta H = \Delta H_{\text{linéaire}} + \sum \Delta H_{\text{singulier}} = 1.05 \Delta H_L \cdot L \quad \text{avec} \quad \Delta H_L = J \cdot L$$

Où

$$\Delta H = 10.29 \times \frac{Q^2}{D^5} \times \frac{1}{K^2}$$

Le refoulement est constitué d'une colonne en acier inox  $n = 0.012 \Rightarrow K_s \approx 80$  sur une longueur  $L = 105 \text{ m}$  DN 250

### **III.3.2 Marnage du plan d'eau :**

$$M = \text{NHE} - \text{NBE} = -0.90 - (-3.20) = 2.30 \text{ m}$$

### **III.3.3 Caractéristiques de fonctionnement :**

#### **III.3.3.1 Configuration de la STAP :**

L'équipement de la STAP est unique et effectué pour tout l'horizon du projet en 2030.

Il sera procédé à la mise en place de 5 pompes de 50 l/s dont 4 en fonctionnement simultanée sur tout l'horizon du projet.

#### **III.3.3.2 Description du besoin :**

Les effluents à pompe ont les attributs ci-après :

- Eaux usées non claires
- Eaux usées chargées de boues et de particules

⇒ nécessité d'une roue monocanal ou à vortex.

Cependant l'absence de fibre et le faible rendement global des roues à vortex nous conduit de choisir une roue monocanal à grande section de passage.

- Etanchéité : garniture mécanique
- Eaux abrasives, non corrosives :  $\Rightarrow$  matériau en acier inox.

D'où les spécifications suivantes :

Type de groupe submersible	électropompe
Type de pompe	immergée
HMT	6.5 m
Vitesse de rotation	1450 RPM
Etanchéité/arbre	garniture mécanique
Nature matériau	
- corps	Fonte
- roue	Acier
Inox	

**Tableau 38:** spécifications de la pompe de Diokoul :

Nombre de pompe : 4 pompes de 50 l/s en parallèle + 1 pompe de 50 l/s

### III.3.4 Point de fonctionnement de la pompe :

HMT = 6.5 m

Q = 50 l/s

Vitesse de rotation : N = 1450 RPM

Rendement  $\geq$  70 %

### III.3.5 Les ouvrages de prétraitement :

Les ouvrages de prétraitement sont constitués par :

- Le dégrilleur
- Le dessableur

### III.3.5.1 Le dégrilleur :

Il est de forme rectangulaire et muni d'une grille à maille moyenne. Le calcul est effectué suivant le modèle de GTZ-ONAS (Tunisie).

- Largeur du canal d'amenée  $l = 1 \text{ m}$
- Pente du radier  $Is = 1/1000$
- $K_s = 75$  pour le béton
- Coefficient de contraction  $f = 0.70$

L'écoulement est régi par le système d'équations :

$$Q = K_s \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{Is}$$
$$S = l \times h$$
$$R = \frac{L \cdot h}{l + 2h}$$

Avec

$Q$  = débit transitant par la grille ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$S$  = section mouillée du canal ( $\text{m}^2$ )

$L$  = largeur du canal (m)

$R$  = rayon hydraulique (m)

$Is$  = pente motrice du canal (m/m)

$K_s$  = rugosité de Manning

$H = y$  = tirant d'eau dans le canal.

La résolution de ce système d'équations donne :

$$Q_{\max} = 50 \text{ l/s}$$

$$Y_{\max} = 0.11 \text{ m}$$

$$V_{\max} = 0.48 \text{ m/s}$$

$$L = \frac{Q}{f.v.y}$$

Avec  $L$  = largeur de la grille

$$\text{A.N. : } L = 1.35 \text{ m}$$

Nous retenons la grille moyenne :

$$L = 1.50 \text{ m}$$

$$h = (> 2 \text{ m});$$

$$e = 10 \text{ mm (épaisseur des barreaux)}$$

$$a = 23,3 \text{ mm (espacement des barreaux)}$$

$$\alpha = 70^\circ \text{ (angle de pose / horizontal)}$$

### III.3.5.2 Le dessableur :

Le dessableur est calculé pour une charge superficielle moyenne de  $50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ .

Par ailleurs, la vitesse de sédimentation des particules à la surverse de  $0.30 \text{ m/s}$  est de  $1.6 \text{ m/s}$ .

Le rendement du dessableur pour une particule de vitesse de sédimentation  $V_p$  est donnée par :

$$F = \frac{V_p}{\frac{Q}{A}}$$

$A$  = surface du dessableur ;

$Q$  = débit entrant

Ex :  $V_p = 1.6 \text{ m/s}$ , à la surverse ( $=0.30 \text{ m/s}$ ) pour  $\Phi_{\text{sable}} = 0,2 \text{ mm}$

$$A = \frac{200 \times 3.6}{50} = 14.4 \text{ m}^2$$

On prendra  $15 \text{ m}^2$  soit  $3 \text{ m} \times 5 \text{ m}$

Soit  $L = 5 \text{ m}$  et  $l = 3 \text{ m}$

$L$  = longueur intérieur du dessableur

$$A = 15 \text{ m}^2$$

### **III.3.5.3 Passage du dégrilleur au dessableur :**

Il s'effectue par déversement sur un cloison à seuil épais assimilable à un déversoir.

Soit  $h$  la hauteur de surverse :

$$Q = \mu \cdot L \cdot \sqrt{(2g)} h^{\frac{3}{2}}$$

Pour les déversoirs, nous retenons  $\mu = 0.42$

Pour  $L = 1.50 \text{ m}$ ,  $h = 10 \text{ cm}$

$$\text{Vitesse de surverse : } V = \frac{Q}{S} = \frac{0.2}{1.5 \times 0.1} = 1.33 \text{ m/s}$$

Elle est inférieure à la vitesse d'entraînement des particules ( $1.6 \text{ m/s}$ ).

### **III.3.6 La bêche de pompage :**

La bêche est de forme circulaire avec des formes de pentes au fond pour faciliter son entretien.

Parmi les trois types d'installations des pompes (forme sèche, pompe immergée, groupe immergée), nous avons retenu le groupe immergé qui est l'installation la plus courante de groupe submersible et demeure la plus économique à l'investissement et reste l'option la plus conforme aux habitudes d'exploitation de l'O.N.A.S.

Elle nécessite le moins d'encombrement et est plus adapté aux grandes profondeurs.

#### **III.3.6.1 Volume utile de la bêche :**

Il est calculé par la formule

$$V_u = 0.9 \frac{Q_p}{F_{max}}$$

Avec  $Q_p$  = débit du plus grand groupe de pompe (l/s)

$F_{max}$  = fréquence horaire d'enclenchement du groupe.

Nous avons vu que :

Pour  $P_{moteur} < 4 \text{ kW} \Rightarrow F = 10$

Pour  $P_{moteur} > 4 \text{ kW} \Rightarrow F = 6$

Mais pour être conforme aux directives de l'ONAS, nous retenons la valeur  $F_{max} = 2 \text{ h}^{-1}$  .

$$Q_p = 200 \text{ l/s} \quad F_{max} = 2 \text{ h}^{-1}$$

$$V_u = 90 \text{ m}^3$$

### III.3.6.2 Hauteur utile :

Pour  $\Phi = 3.50 \text{ m} \Rightarrow s = 9.62 \text{ m}^2$

$$h_u = \frac{90}{9.62} = 9.36 \text{ m}$$

Avec une hauteur d'amorçage de 0.50 m

Nous obtenons les configurations :

Arrivée collecteur	: -0.69 m
NHE	: -0.90 m
NBE	: -3.20 m
Cote radier	: -4.00 m
Diamètre intérieur	: 5.00 m

La bache sera donc circulaire avec un diamètre intérieur de 5.00 m.

La bache comportera deux compartiments symétriques dont l'alimentation sera assurée par conduites à la sortie du dessableur ou par le by-pass à partir du regard d'entrée.

Les deux compartiments sont séparés par un cloison ; au travers de la grille est aménagée une vanne murale afin de permettre l'isolement de l'un ou l'autre des compartiments.

L'alternatif à cette solution est d'alimenter les deux compartiments par deux conduites différentes munie d'une vanne ; ceci nécessitera la mise en place de deux séries de capteurs de niveau dans la bache.

### **III.3.7 Dispositif de protection Anti-bélier :**

#### **III.3.7.1 Vérification du coup de bélier :**

Pour chaque colonne de pompage  $Q = 50$  l/s

$$Q = 50 \text{ l/s}$$

$$L = 105 \text{ m}$$

$$\Phi = 200 \text{ mm}$$

$$U_0 = \frac{Q}{S} \quad \rightarrow \quad U_0 = 1.59 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = \frac{a \cdot U_0}{g} \quad \text{ICI} \quad a = 1221 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = 198 \text{ mce}$$

- Perte de charge = 0.41 m
- Pression maximale

$$P_{\max} = (\Delta h + J) \times 9.81 = 100.16 \text{ mce}$$

$$P_{\max} = 19.46 \text{ bars} < 25 \text{ bars}$$

#### **III.3.7.2 La contrainte dans la conduite :**

$$\sigma_e = \frac{P \cdot D}{2e} = \frac{19.46 \times 200}{2 \times 6} = 324.33 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_e < 4200$  (limite d'élasticité de l'acier)

Nous choisirons des colonnes de refoulement

Fonte avec revêtement intérieur en ciment alumineux,

$$\text{FT DN 250mm, PN 25 bars, L = 105 m}$$

Il n'est pas nécessaire de disposer d'un ballon anti-bélier à la station du Phare puisque les surpressions et dépressions peuvent être continues par la conduite choisie.

### **III.3.8 Niveau équipement :**

Il s'agit de définir les dispositions nécessaires au bon fonctionnement de la station.

#### **III.3.8.1 Système hydraulique :**

Pour améliorer le niveau de service sur la chaîne hydraulique (entretien et sécurité), il est prévu :

- ✓ L'équipement du dégrilleur avec une grille automatique
- ✓ La mise en place d'un cloison dans la bache de pompage (02 compartiments)
- ✓ La possibilité d'isolement du dessableur par des vannes de sectionnement et un by pass à partir du regard d'entrée vers la bache ou à partir du regard d'entrée vers le canal de ceinture, ceci permettra d'isoler totalement la station en cas de besoin.
- ✓ La régulation des niveaux de pompage par des capteurs niveaux bas et haut sur la hauteur utile de la bache.

#### **III.3.8.2 Système électrique :**

La continuité du service sera assurée par un groupe électrogène à enclenchement automatique associé au transformateur. La protection des installations sera assurée par un parafoudre et par des projecteurs facilitant l'exploitation nocturne.

Dans la même foulée, nous passons au dimensionnement de la STEP.

## **CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION**

### **POUR L'HORIZON 2030**

#### **I. Données géotechniques :**

La zone définie pour l'implantation de la station d'épuration et de ses extensions futures a été étudiée au moyen d'un forage sur site et d'essais en laboratoire.

Les échantillons prélevés ont été soumis à des essais d'identification incluant la détermination de la teneur en eau naturelle, la courbe granulométrique, les limites de consistance et le poids unitaire.

Un forage a été exécuté sur l'emprise de la future station d'épuration. Il atteint 10 mètres de profondeur. La coupe lithologique suivante a été mise en évidence.

De 0 à 1.50 m : Sable argileux noirâtre

De 1.50 à 2.00 m : Calcaires francs silicifiés

De 2.00 à 3.0 m : Marnes calcaires

De 3.0 à 4.5 m : Calcaires silicifiés à intercalations marno - calcaire

De 4. à 10.0 m : Marnes calcaires

La perméabilité des sols en place a été évaluée à partir de leur granulométrie. Les corrélations établies suggèrent que la perméabilité des sols en place est généralement de l'ordre de  $10^{-6}$  m/s. Cette valeur est conforme aux essais effectués pour le compte de l'ONAS. Ces derniers ont montrés des perméabilités comprises entre  $10^{-5}$  et  $10^{-6}$  m/s.

Après compactage, leur perméabilité est susceptible de varier entre  $10^{-6}$  et  $10^{-7}$  m/s, ce qui n'est pas suffisant pour assurer une étanchéité des bassins.

Les teneurs en eau mesurés sont comprises entre 16 % pour les sables argileux de couverture et 27 % pour les marnes calcaires. Les degrés de saturation obtenus ( $74^\circ < S_r < 98^\circ$ ) montrent que les sols sont proches de la saturation. Cela s'explique par la présence de la nappe à 1.70 mètres de profondeur. les poids spécifiques apparents secs sont de 1.7 t/m<sup>3</sup> dans les sables et de 1.5 t/m<sup>2</sup> dans les marnes calcaires. Ces résultats montrent une compacité assez moyenne à élevée des sols en présence.

## **II. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT :**

### **II.1 Calcul de la demande :**

#### **II.1.1 Objectifs :**

Le calcul de la demande (production d'eaux usées) répond aux objectifs ci-après:

- Evaluer la production d'effluents domestiques, édifices publics;

- Evaluer la production industrielle (ponctuelle) évacuée à la sortie des usines ;
- Evaluer la quantité d'eaux parasites drainées par les collecteurs ;
- Evaluer la charge ou flux polluant (DBO).

A travers ces objectifs, il sera ainsi déterminé la charge et le débit entrant aux stations de pompage et d'épuration. Une telle détermination conduit aussi à un dimensionnement optimum des ouvrages.

Afin de répondre aux impératifs de dimensionnement, et selon le type d'ouvrage, les débits seront considérés selon leur moyenne journalière et selon leur pointe horaire.

### **II.1.2 Calcul des débits de projet :**

Les critères ci-après ont déterminé la production et la quantité d'effluents :

- Structure du réseau ;
- Origine des effluents ;
- Répartition de la population ;
- Etendue des sous-bassins versants ;

Les effluents sont de sources multiples :

- Production domestique (particuliers)
- Production publique (école, administration, ...);
- Production industrielle (usine,...);
- Présence d'eaux parasites (nappe, eaux pluviales)

La densité surfacique de la population est le facteur clé de répartition de la production d'eaux usées.

Le système retenu pour l'assainissement de notre zone est de type entièrement séparatif.

Il est donc exclu d'y inclure volontairement des eaux pluviales. Ces dernières sont cependant à distinguer des eaux parasites:

Eaux d'infiltrations : qui pénètrent le réseau séparatif à partir des nappes au niveau des raccordements domiciliaires, de canalisations, joints ou regards défectueux. Ces critères s'appliquent en priorité aux infrastructures existantes en béton, qui devront être réhabilitées, les ouvrages neufs en PVC étant moins sujets à des infiltrations. A noter que les nappes peuvent être (malheureusement) alimentées localement par des pertes du réseau d'eau potable.

- *Apports permanents* : qui ont pour origine des stockages d'eaux d'origines divers (canaux, marigots, talus)
- *Apports directs* : qui sont constitués par les ruissellements d'eaux pluviales pénétrant le réseau séparatif par les regards non étanches, les mauvais branchements domiciliaires (eaux de toiture ou de cour) ou d'éventuels secteurs construits en unitaire.

A l'instar des efforts fournis pour réduire les fuites d'eau potable dans les réseaux de distribution, tous les efforts doivent être fournis pour que le taux d'eaux parasites dans le réseau d'assainissement soit le plus réduit possible, en particulier à Rufisque où les risques de nappes salines sont importantes. Cependant, considérant que les collecteurs principaux de Rufisque seront en partie sous nappe, il ne nous paraît pas possible de garantir que le réseau séparatif sera libre d'eaux parasites *pendant toute la durée de sa vie utile*, ce qui impliquerait un effort d'entretien sans précédent. Ainsi, les dimensionnements de réseaux d'eau potable prennent en compte un taux de perte, alors que le dimensionnement d'un réseau d'assainissement séparatif assume un taux d'eaux parasites.

Le débit de pointe d'eaux usées est déterminé suivant la formule:

$$Q_{\text{Pointe}} = C_m * C_{\text{heb}} * C_h * Q_j + Ad * C_p$$

Où:

$Q_{\text{pointe}}$  = débit de pointe de dimensionnement en l/s.

$C_m$  = coefficient de pointe saisonnier ou mensuel ( $C_m = 1$ )

$C_{\text{heb}}$  = coefficient de pointe hebdomadaire ( $C_{\text{heb}} = 1,03$ )

$C_h$  = coefficient de pointe horaire ( $C_h = 1,5$ )

$Q_j$  = débit moyen journalier (l/s)

$Ad$  = superficie raccordée du sous-bassin (hectare)

$C_p$  = débit d'apport spécifique d'eaux parasites (l/ha)

Le procédé de traitement des eaux usées privé à Rufisque comprend un *traitement anaérobie sensible à la présence de sels marins dans les eaux usées*. Par conséquent, il est très important à Rufisque de réaliser les travaux de canalisations dans la nappe avec le plus grand soin, de façon à réduire l'infiltration saline dans les eaux usées à un minimum.

L'application de ce dernier critère explique le choix de taux d'infiltration relativement réduits.

Le calcul des débits d'eaux parasites est réalisé à partir de données physiques du réseau (surperficie du bassin versant raccordé ou linéaire de conduite).

La littérature donne les valeurs suivantes pour le calcul des eaux parasites:

- $C_p = 0,12$  l/s.ha pour les conduites PVC. Cette valeur constructive est plutôt réservée à de petits systèmes d'assainissement.

Afin d'être compatible avec la méthode de calcul les débits d'eaux usées (par quartier) sont estimés en appliquant un taux d'eaux parasites en fonction du type de quartier :

- Les quartiers disposant d'un réseau d'eaux usées à faible profondeur (Diokoul,

Castors) sont moins sujets à es infiltration de la nappe. En outre, ils permettront une correction plus facile en cas d'infiltration ou entrée d'eaux de ruissellement.

$$C_p = 0,020 \text{ l/s/ha}$$

- Les réseaux du Centre-ville, qui seront en partie situé sous la nappe phréatique et

dont le ruissellement sera plus important en raison de l'imperméabilité des surfaces asphaltées, subira un taux plus élevé.

$$C_p = 0,030 \text{ l/s/ha}$$

- En ce qui concerne les autres réseaux, le taux sera considéré moyen :

$$C_p = 0,025 \text{ l/s/ha}$$

## **II.1.3 Calcul des charges de pollution :**

### **II.1.3.1 Demande Biochimique en**

#### **Oxygène (DBO) :**

Il est défini une production unitaire de DBO fixé à 60 gDBO/j.EH. Or les installations domestiques à Diokoul et Castors comprennent un décanteur avant rejet au réseau, et présentent donc une charge inférieure.

Considérons les temps de séjour dans les conduites et les bâches de pompage, une

certaine réduction de la charge unitaire est prévisible dans les eaux usées avant l'arrivée à la station d'épuration.

Enfin, les analyses d'eaux usées ont montré que le rapport entre la charge à la sortie des réseaux petits diamètres et conventionnel est de l'ordre de 1/4. Suite à ces considérations, il est adopté la valeur de 1/3.

Ainsi pour un dimensionnement optimal qui prend en compte l'effet des réseaux petits diamètre et du processus de transformation aérobie lors du transport des effluents, il a été retenu la charge spécifique de 20 g/EH.j de DBO en lieu et place de 60 mg/EH.j. dans toutes les zones à pourvoir en assainissement autonome type petit diamètre. Les valeurs de la DBO détermineront directement le temps de séjour et le volume des bassins anaérobies. En ce qui concerne la charge industrielle, il a été considéré un apport moyen de 5 kg DBO/m<sup>3</sup>.

#### **II.1.3.2 Coliformes fécaux :**

La littérature fournit les valeurs suivantes :

- $2.8 \times 10^7$  unités / 100 ml
- $1 \times 10^8$  unités / 100 ml

La valeur utilisée dans le dimensionnement de la station d'épuration sera la suivante, considérant comme étant du côté de la sécurité.

$$CF_0 = 1 \times 10^8 \text{ unités/100 ml}$$

#### **II.1.3.3 Matières en suspension (MES) :**

Les analyses réalisées dernièrement sur les réseaux HLM et Diokoul montrent que la teneur en MES s'élève à 2862 mg/l. cette valeur est élevée en comparaison des valeurs proposées par exemple par l'EIER (546 mg/l à Ouagadougou).

Les fosses de décantation assureront une grande partie de la réduction de la charge en MES, et les stations de pompage piègeront les MES les plus lourdes dans les tâches de pompage.

Les MES arrivant à la station d'épuration seront donc de petit volume spécifique, c'est-à-dire de déposition lente.

Pour le cas de la présente étude, il est considéré que la réduction dans les fosses de décantation domestique sera de l'ordre de 25 %, soit une charge de MES arrivant à la station d'épuration réduite de 50 % (50 % de 2862 mg/l):

$$\text{MES} = 1431 \text{ mg/l}$$

#### **II.1.3.4 Œufs d'helminthes :**

L'indicateur déterminant pour la réutilisation des eaux traitées est le nombre d'œufs d'helminthes dans les eaux réutilisées. La concentration d'œufs d'helminthes dans les eaux brutes est tirée des expériences réalisées à l'E.I.E.R. de Ouagadougou. Lors de ces dernières, les taux de présence d'œufs d'helminthes dans les eaux brutes étaient de :

*Ascaris lumbricoides* 110 œufs / l

*Ankylostoma duodenale* 39 œufs / l

*Trichuris trichiura* 19 œufs / l

*Taenia saginata* 53 œufs / l

Ce qui fait un total de 221 œufs / l

Ces valeurs sont conformes aux prévisions de la littérature. Pour le dimensionnement, c'est cette valeur qui sera retenue :

$$E_0 = 220 \text{ œufs / litre}$$

#### **II.1.4 Données de dimensionnement :**

Paramètre	unité	2005	2010	2030
Population totale	EH	197 932	231 117	451657
apports ponctuels	EH	5 981	6 984	13648
Population EH totale	EH	203 913	238 101	465305
Couverture	%	22%	83%	85%
Population raccordée	EH	44 861	197 624	395509

<b>Production unitaire moyenne d'eaux usées</b>	l/EH.j	35.22	27.91	25
<b>Débit moyen d'eaux usées domestiques</b>	m <sup>3</sup> /j	1 580	5 516	9 888
<b>Apports industriels</b>	m <sup>3</sup> /j	79	276	495
<b>Débit d'eaux parasites</b>	m <sup>3</sup> /j	1 157	2 357	1 284
<b>soit, en fonction des débits d'eaux usées</b>	%	41%	31%	11%
<b>Débit moyen de dimensionnement</b>	m <sup>3</sup> /j	2 856	7 715	11 667
<b>Débit de pointe de dimensionnement</b>	l/s	64	157.56	232
<b>Charge DBO unitaire moyenne</b>	g DBO/EH.j	44.82	28.07	20
<b>Charge DBO domestique</b>	kg/j	2 011	5 547	7 910
<b>Charge DBO industrielle</b>	kg/j	500	1380	2 475
<b>Charge DBO totale</b>	kg/j	2 511	6 269	10 385
<b>Concentration DBO</b>	mg/l	880	813	890
<b>Matières en suspension</b>	mg/l	1431	1431	1431
<b>Oeufs d'helminthes</b>	Oeufs / l	220	220	220
<b>Coliformes fécaux</b>	unités / 100 ml	1.0E+08	1.0+08	1.0+08

**Tableau 39:** *Récapitulation des données de dimensionnement :*

### **III. Station d'épuration des eaux usées :**

#### **III.1 Conditions de rejet :**

Le dimensionnement d'une station d'épuration dépend d'abord des conditions de rejet Des eaux traitées, et de l'usage qui en sera fait. En effet, le dimensionnement varie de manière très importante suivant qu'il est demandé une réutilisation complète ou restreinte des eaux traitées dans l'agriculture, ou un rejet dans le milieu naturel.

L'O.M.S. a défini les conditions de réutilisation décrites ci-dessous:

Conditions de réutilisation	Groupes exposés	Œufs d'helminthes (œufs par litre)	Coliformes fécaux (NPP/100ml)
A Irrigation, produit à manger cru	Agriculteurs, consommateurs, publics	$\leq 1$	$\leq 1000$
B Irrigation des céréales, cultures industrielles, fourrage et arbres	Agriculteurs	$\leq 1$	Pas de standard recommandé
C Irrigation localisée des cultures cat.B, s'il n'y a pas de personnes exposées	Néant	Pas applicable	$\leq 1$

**Tableau 40:** conditions de réutilisation en irrigation :

L'étude a défini clairement la nécessité de prévoir une réutilisation des eaux traitées de la STEP.

Situé à proximité du site de la STEP, le site "jardins" d'environ 16ha est actuellement mis en valeur par de petits exploitants disposant de parcelles de 0,5 à 2ha.

Le dimensionnement prévoit la mise à disposition d'effluents selon les normes O.M.S. pour la réutilisation. La disposition de la station permettra le projet d'un bassin de stockage des eaux traitées, à dimensionner dans le cadre d'un projet consacré à la réutilisation des eaux traitées.

Afin de permettre à la STEP de fonctionner dans l'attente de la réalisation du projet de réutilisation, un ouvrage de rejet en mer sera prévu, lequel sera conservé même dans le cas d'une réutilisation pour des raisons de sécurité.

### **III.2 Procédé de traitement :**

Le mode de traitement le plus approprié à notre zone pour le respect des objectifs fixés est le procédé dit "par lagunage". En particulier, les critères qui ont mené au

choix du lagunage sont les suivants: efficacité dans le processus de l'épuration (forte réduction des germes pathogènes et de la charge organique), en particulier dans le but d'une réutilisation des eaux traitées.

- fiabilité et simplicité d'exploitation
- souplesse face aux variations de charge

Le mode de traitement adopté pour l'épuration des eaux usées consiste en une modulation de bassins anaérobies, facultatifs et éventuellement de maturation, tels que décrits ci-dessous:

Un bassin de lagunage anaérobie, permettant de réduire de  $\approx 60\%$  la charge en DBO initiale avec un temps de séjour relativement court (de l'ordre de 2 jours). Une profondeur de 3,5m est retenue, afin de garantir le caractère anaérobie. L'intérêt de placer ce type de bassin en tête de traitement réside dans l'économie importante des surfaces totales requises pour le traitement. En effet, il faudrait environ deux fois plus de surface pour obtenir une même qualité d'effluent sans bassin anaérobie.

Il est entendu que la réalisation de bassins anaérobies en tête de station implique un suivi strict de leur fonctionnement, afin d'éviter tout risque d'odeurs. La teneur en sulfates devra être particulièrement suivie en raison du risque d'infiltration d'eaux salines .

En aval du bassin anaérobie, se trouve un bassin de grande dimension, dit "bassin facultatif", en relation à l'activité biologique des organismes en milieu aéré ou non. La profondeur de 1.6 m assure une oxydation de la matière organique où l'oxygène est fourni par la photosynthèse des algues (essentiellement microphytes) et, dans une moindre mesure, par échange directe avec la surface. Les processus anaérobies n'ont lieu que dans la couche inférieure, sur une hauteur dépendant de l'activité des algues.

En amont des bassins, le procédé d'épuration des eaux usées est complété par des ouvrages de prétraitement, destinés à décharger les eaux de leur contenance en matières solides et en sable et espacer les fréquences d'entretien.

### **III.3 Limites de qualité des eaux usées à l'entrée de la STEP :**

Afin d'assurer le fonctionnement des bassins de lagunage il est nécessaire de fixer quelques limites de qualité des eaux usées arrivant à la STEP entre lesquelles le fonctionnement de cette dernière est garanti. Ces limites, sans être nécessaires au dimensionnement de la STEP, représentent ses conditions minimales de fonctionnement.

Un diagnostic des sources industrielles doivent être effectué en conséquence.

Il est donc plus que nécessaire de mettre en application des mesures de prétraitement industriel. La question de la mise en conformité des rejets industriels est un objet d'importance pour la pérennité des installations d'assainissement de la ville de Rufisque.

### **III.3.1 Soufre :**

Lorsque le soufre se présente à l'état indissocié comme gaz dissout ( $H_2S$ ), il est alors toxique pour les algues.

Il a été trouvé dans la zone normale de pH de bassins de lagunage que des concentrations totales de sulfures s'élevant à 8mg/l gênent la photosynthèse mais que l'effet est réversible à court terme. Par conséquent, comme cela correspond à une condition limite, il faudra extraire le sulfure des effluents industriels.

$$\boxed{H_2S < 8 \text{ mg/L}}$$

Une charge élevée de sulfate dans les eaux usées peut générer un dégagement d' $H_2S$  dans les bassins anaérobies. La concentration en sulfates dans les eaux usées peut être engendrée par la présence d'eau de mer les analyses chimiques de nappe ont montré des valeurs comprises de l'ordre de 500 mg/l de  $(SO_4)^{2-}$ .

A l'entrée de la station d'épuration, la concentration de sulfate ne devra pas dépasser la valeur suivante :

$$\boxed{SO_4 < 500 \text{ mg/L}}$$

### **III.3.2 Métaux lourds :**

A moins que les effluents industriels ne soient mélangés sans prétraitement avec les eaux usées domestiques, la présence de métal lourd toxique ne devrait pas poser de problème puisqu'un traitement normal peut avoir lieu même avec un total de 30 mg/l de métaux lourds, soit les limites suivantes :

$$CaO < 5 \text{ mg/l}$$

$$Cro < 5 \text{ mg/l}$$

$$Cuo < 5 \text{ mg/l}$$

$$Nio < 5 \text{ mg/l}$$

$$Zno < 5 \text{ mg/l}$$

Cao < 5 mg/l

**Total < 30 mg/l**

### III.3.3 pH :

Les bassins anaérobies et facultatifs fonctionnent mieux dans des conditions alcalines. Dans un climat comme celui de Rufisque :

**7 < pHo < 9**

## III.4 Critères climatologiques :

### III.4.1 Température de dimensionnement :

La température est un paramètre important de l'activité métabolique des micro-organismes qui contribue au processus d'épuration biologique. Les températures moyennes mensuelles relevées à Dakar et appliquées à Rufisque ont les suivantes, en degrés centigrades °C :

Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
21.2	20.9	21.3	22.0	23.2	26.1	27.4	27.4	27.7	27.7	23.0	24.4

Tableau 41: Températures de dimensionnement :

Il est considéré que la température de l'eau des bassins se situe en général 2 ou 3 degrés au-dessus de la température de l'air. Aussi, en choisissant la température de l'air comme donnée de dimensionnement, les résultats se situent du côté de la sécurité et amortissent d'éventuelles perturbations annuelles de la température.

La température de dimensionnement est celle qui correspond à la moyenne du mois le plus froid de l'année (Février) :

$$T^{\circ} = 20,9^{\circ}\text{C}$$

### III.4.2 Evaporation moyenne :

L'évaporation moyenne est relativement constante au cours de l'année, avec un maximum en décembre et un minimum durant la saison de pluies. Les taux d'évaporation moyens mensuels relevés à Dakar et appliqués à Rufisque sont les suivants, exprimés en mm / j :

Jan	Fév	Mr	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
3,4	2,9	3,0	2,6	2,4	2,6	2,8	2,3	1,9	2,5	3,3	4,2

Tableau 42: Taux d'évaporation mensuel moyen mesuré à Dakar :

Le taux considéré pour le dimensionnement est le taux moyen des trois mois aux taux les plus élevés, à savoir novembre, décembre et janvier :

$$e = 3,6 \text{ mm / j}$$

Cette valeur n'est pas négligeable. A titre d'exemple, pour une surface d'eau de 10ha, la perte totale moyenne par évaporation s'élève à  $360\text{m}^3$  /j.

### III.4.3 Vents :

La direction des vents joue un rôle important dans le fonctionnement des vagues par son action sur l'aération des bassins. Les statistiques prises en compte pour le dimensionnement des bassins sont celles de Dakar :

Les vents soufflent majoritairement vers la mer, fait qui a été confirmé par les habitants de la zone.

### III.4.4 réduction de la charge polluative :

Les lagunes anaérobies ont une profondeur de 3.5 m et reçoivent une charge organique  $> 100 \text{ g DBO} / \text{m}^3 \cdot \text{d}$ . Le dimensionnement se fait avec la charge volumique  $\lambda_v$  ( $\text{g DBO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ ), d'après l'équation suivante :

$$\lambda_v = Li Q / Va$$

Ou :  $Li = \text{mg DBO/l}$  de l'affluent brut

$Q =$  débit moyen de l'affluent

$Va =$  Volume des lagunes anaérobies

La charge volumique devra être comprise entre 100 et 400  $\text{g DBO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$ . pour garantir un fonctionnement et éviter le dégagement de produits sulfurés. Pour des températures comprises entre 20 et 25°C, on peut admettre les valeurs suivantes :

Charge volumique□,

$\lambda_s = 10T + 100$ , limité à un maximum de 300 g DBO/m<sup>3</sup>d.

Rabattement DBO =  $2T + 20$  [%].

Le temps de séjour dans les bassins anaérobies ne doit en aucun cas être inférieur à 1 jour.

Les lagunes facultatives (profondeur 1 à 2 m) sont dimensionnées pour la dégradation d'une charge organique relativement faible permettant la croissance d'une population d'algues saines. Il est recommandé de dimensionner les lagunes facultatives

avec la charge surfacique□  $\lambda_s$  (kg DBO/m<sup>2</sup>.d) :

$$\lambda_s = 10 Li Q / A$$

Li = mg DBO/ l de l'affluent brut

Q= débit moyen de l'effluent

Af = volumes des lagunes anaérobies mg DBO/l de l'affluent. Dans ce cas, il s'agit de la charge en DBO résiduaire à la sortie des bassins anaérobies, soit 40% de la charge à l'entrée de la station

d'épuration.

Le débit de l'affluent, moins les pertes en évaporation dans les bassins anaérobies à la surface des lagunes facultatives.

La valeur admissible pour□  $\lambda_s$  augmente avec la température :

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{T-20}$$

limité à 375 kgDBO /ha.jour

Le temps de séjour se calcule à partir du volume du bassin :

$$\theta_a = V_a / Q_i$$

### III.4.5 Abattement de la charge :

La charge bactérienne est normalement mesurée avec l'indicateur coliformes fécaux.

Il sera considéré que la croissance des coliformes fécaux dans les lagunes de maturation peut être approchés par le modèle d'une décroissance de premier ordre dans un réacteur de mélange complet. Pour des bassins anaérobies (a) et facultatifs (fn) placés en série, la formule utilisée est la suivante :

$$N_e = N_a / (1 + kt \times \theta_a) (1 + kt \times \theta_{f1}) (1 + kt \times \theta_{f2}) (1 + kt \times \theta_{f3})$$

Ne = nombre de CF / 100 ml dans l'effluent

Na = nombre de CF / 100ml dans l'affluent

kT = coefficient de mortalité, 1/jour

$\theta$  = temps de rétention en jours, et pour chaque bassin.

La valeur de kT dépend de la température. Pour tenir compte de cette dépendance,

**Marais** propose :

$$k_t = 2,6 (1,9)^{T-20}$$

#### **III.4.6 Abattement du taux en œufs d'helminthes :**

Les œufs d'helminthes et les kystes des protozoaires sont surtout éliminés par sédimentation et ceci indépendamment du type de lagune. Le taux d'élimination des œufs d'helminthes dépend donc surtout du temps de rétention ( $\theta$ ).

Le pourcentage d'élimination des œufs d'helminthes peut être vérifié à l'aide de l'équation suivante:

$$\%h = 100 [1 - 0,41 e^{(1 - 0,49\theta + 0,0085\theta^2)}]$$

%h = Réduction du taux d'œufs d'helminthes

$\theta$  = temps de rétention, jours

### **III.5 Critères d'exploitation et de maintenance :**

#### **III.5.1 Entretien des digues :**

Les digues devront être protégées contre l'action du vent, susceptible de créer des phénomènes d'érosion non négligeables par l'action des vagues. La hauteur théorique des vagues dans les bassins de lagunage se calcule sur la base de la formule suivante :

$$H_v = 0,00086 V^{1,1} F^{0,45}$$

Où :  $H_v$  = hauteur des vagues [m]

V = vitesse du vent [m/s]

F = distance maximale d'eau libre [m].

Afin d'éviter les impacts de l'érosion et permettre un entretien aisé des berges, la valeur suivante est retenue pour la revanche (différence d'altitude entre le niveau d'eau maximal et le couronnement de la digue).

$$\text{Revanche} \square \geq 0,50\text{m.}$$

En outre, il faut à tout prix éviter la croissance de couverture végétale sur les berges en contact avec l'eau, car c'est dans ce milieu que naissent et croissent les insectes, en particulier les moustiques.

Afin d'éviter la croissance des végétaux, et limiter l'érosion à un minimum, il est prévu la pose d'enrochements sur les berges sous eau. Les dimensions de cette couverture d'enrochement sont :

Couverture d'enrochement  $\square \geq \pm 0,50$  m du niveau d'eau.

Toutes les digues devront être équipées de rampes d'accès et permettre le passage de véhicules d'exploitation légers. Dans ce but, il est prévu de fixer la largeur du couronnement de la digue à :

Largeur minimale de couronnement = 3m

### **III.5.2 Boues de traitement :**

Les boues stabilisées accumulées au fond des lagunes constituent le résidu final du traitement par lagunage. Ces boues doivent être traitées régulièrement afin d'éviter qu'elles ne remplissent les lagunes ce qui aurait comme conséquence de diminuer le volume disponible pour le processus de traitement.

Deux options se présentent pour le traitement des boues:

- Le séchage in situ, c'est-à-dire que le bassin est mis hors service, la boue déposée au fond sèche à l'air libre, et est retirée une fois minéralisée pour être directement réutilisée comme engrais.

Cette alternative est envisageable en cas de longue saison sèche (ce qui est le cas à Rufisque) et pour des profondeurs de boue ne dépassant pas le mètre.

L'avantage principal de cette solution est de ne pas nécessiter de lits de séchage, ni de transport de boue. Par contre, il faut doubler le nombre de bassins anaérobies en tenant compte du fait qu'un bassin sera hors service le temps de laisser sécher les

boues.

- Séchage des boues dans des lits de séchage. Cette solution permet de ne pas mettre hors service un bassin anaérobie, et accélère le séchage par les faibles épaisseurs de boue (~30 cm) et l'utilisation de drains.

Par contre, les surfaces nécessaires sont importantes (de l'ordre de 0,1 m<sup>2</sup>/EH) et un transport des boues jusqu'aux lits est nécessaire. En considérant les valeurs de dimensionnement des eaux usées brutes, et une hauteur de boues dans les bassins anaérobies de 1m, la fréquence de vidange est de 1 an.

### III.5.3 Critères d'implantation :

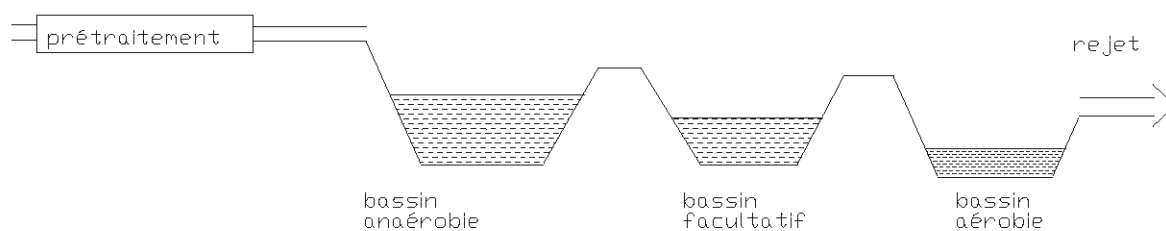


Figure 28: schéma de principe du traitement au niveau de la STEP :

La station d'épuration est implantée sur le terrain en prenant en compte les critères

suivants, classés par ordre d'importance.

- Le site retenu pour la station d'épuration est le terrain cadastral R/283. Ce terrain couvre  $\approx 17$  ha, et doit pouvoir inclure la station d'épuration y compris ses extensions en 2030.
- La condition d'écoulement gravitaire entre bassins doit être impérativement respectée, ce qui implique une chute minimale d'environ 1m entre chaque bassin.
- Dans la mesure du possible, les bassins doivent être situés au-dessus de la nappe phréatique.
- Les bassins anaérobies et les ouvrages de prétraitement doivent être placés à la plus grande distance possible des zones habitées, pour limiter les impacts négatifs.
- Les ouvrages de rejet des eaux usées traitées doivent être placés à proximité des périmètres irrigués, ou tout au moins permettre l'accès des exploitants agricoles pour la collecte des eaux traitées et des boues minéralisées.
- Les ouvrages de prétraitement doivent être prévus à proximité des bassins anaérobies, de façon à réduire le coût de canalisations.
- Les bassins anaérobies doivent être prévus avec un rapport longueur/largeur inférieur à 2 de façon à limiter les dépôts à l'entrée.
- Les bassins facultatifs doivent être prévus avec des rapports longueur / largeur proche de 2 ou plus, de façon à approcher les conditions de fonctionnement en piston.
- Les digues doivent être continues et minimales, c'est-à-dire avec le moins d'angles possible. Leur construction doit être facile, ce qui agira dans le sens d'une meilleure imperméabilité et résistance statique.
- La conception des digues doit prendre en compte les extensions futures, en particulier celles de 2030. Ainsi les digues de 2005 susceptibles de constituer les limites avec les bassins 2030 doivent directement être conçues dans cette logique.

Par exemple en ce qui concerne leur pente extérieure.

- Les aménagements hydrauliques doivent permettre un fonctionnement modulaire des bassins.
- Afin de favoriser l'action du vent pour l'oxygénation de surface, les bassins facultatifs doivent être placés de façon à ce que leur plus grande longueur (diagonale) soit dans le sens du vent (Nord-Sud).

- Inversement, pour assurer un mixage optimal de l'eau dans les bassins facultatifs, les ouvrages de raccordement (entrée et sortie des bassins) doivent être placés contre le sens du vent.

Il est évident que tous ces critères ne peuvent être atteints simultanément.

Un optimum est par conséquent cherché, de façon à limiter les mouvements de terre à un minimum acceptable, tout en cherchant à orienter les bassins dans un sens favorable.

A ces contraintes, s'ajoute la nécessité d'implanter la station de relevage des eaux usées

de Diokoul sur le site réservé à la station d'épuration.

Afin de placer la station de pompage hors d'atteinte des eaux de ruissellement, et de la placer à proximité de la ville pour éviter les sur-profondeurs, le site réservé pour la station de pompage est situé à l'extrême Sud Ouest du terrain.

### **III.5.4 Aménagement :**

Afin de permettre un écoulement gravitaire tant pour l'horizon 2005 que pour l'horizon 2030, il est nécessaire de placer les bassins anaérobies le plus haut possible. Les implications pour la station de pompage sont considérées acceptables, dans les limites de 10 à 15 mètres de refoulement. Les altitudes les plus hautes sont situées au Nord, mais sont trop raides pour permettre la construction des bassins et des ouvrages de prétraitement, ainsi que les aires de travail nécessaires. Suite à ces contraintes le site, les bassins anaérobies A1 et A2 ont été placés à la cote de 10m (couronnement), et perpendiculaire au sens de la pente.

#### **III.5.4.1 Bassins A1 et A2 :**

- fonctionnement alternatif
- profondeur 3,5 m.
- Altitude du niveau d'eau : 8,80 m

Le premier bassin facultatif F1 a été placé perpendiculaire au sens de la pente, et partage une grande partie de ses digues avec les bassins anaérobies. A l'Ouest, le bassin F1 est placé en limite du terrain disponible. L'apport en oxygénation du vent dans ce premier bassin F1 n'est pas particulièrement favorable, mais les conditions topographiques (relativement planes sur sa surface choisie) imposent de placer le bassin F1 perpendiculairement à la pente, pour respecter les courbes de niveau.

#### **a) bassin F1 :**

- fonctionnement en série
- profondeur : 1,6 m.
- Altitude du niveau d'eau : 7,90 m.

Le bassin F2 est placé en contrebas du bassin F1. entre les deux bassins, la topographie subit une chute relativement brusque. Le bassin F2 est placé le long de la limite Ouest du terrain.

**b) Bassin F2 :**

- fonctionnement en série
- profondeur : 1,6 m.
- Altitude du niveau d'eau : 6,70 m.

Enfin, le bassin F3 est placé à l'Est du bassin F2, sur la même plate-forme topographique. Au Nord du bassin F3, une réserve est créée pour protéger le pylône de la Centrale Electrique. Ce pylône n'est pas touché, et est protégé par des digues.

**c) Bassin F3 :**

- fonctionnement en série
- profondeur : 1,6 m.
- Altitude du niveau d'eau : 5,40 m

Les dimensions moyennes à mi-profondeur des bassins sont les suivantes :

La surface totale des bassins 2005 à mi-profondeur est de 4,07 ha, ce qui correspond à une surface d'environ 1 m<sup>2</sup> / EH.

Les bassins à l'horizon 2030 seront placés à l'Est de la station d'épuration 2005. Les surfaces disponibles suffisent à peine pour les lagunes, et si les charges déjà prévues de 2030 se confirment, il est possible que les surfaces nécessaires aux lits de séchage ne soient pas suffisantes.

Il faudra alors pour cet horizon prévoir des mesures alternatives, comme par exemple :

- Augmenter les fréquences de vidange des boues.
- L'utilisation alternée des bassins anaérobies pour le séchage de boues, en compléments de lits de séchage. A ce titre, la construction des deux bassins anaérobies représente un avantage certain.
- L'aération de certains bassins facultatifs pour gagner de la place utilisable en lits de séchage
- L'installation de moyens de séchage mécanisés

- L'évacuation des boues liquides vers d'autres centres de traitement.

Les bassins additionnels construits à ce jour sont :

- 2 bassins anaérobies, dimensions à mi-profondeur 49m x 49m
- 2 séries de 2 bassins facultatifs chacune, dimensions totale 6,7ha.

#### **III.5.4.2 Etanchéité de bassins :**

Afin de garantir le niveau d'eau dans les bassins et éviter une contamination du milieu naturel par infiltration dans la nappe, il est nécessaire d'assurer une imperméabilité suffisante des bassins de lagunage.

Cette imperméabilité doit en fait répondre à deux cas de charge :

- Éviter les pertes et la pollution de la nappe
- Eviter les intrusions d'eaux de nappes salines, susceptibles de déstabiliser le processus de traitement anaérobie.

Le CEMAGREF définit les limites suivantes:

- Des perméabilités supérieures à  $10^{-6}$  m/s sont trop élevées pour permettre le remplissage des bassins. Il faut alors impérativement effectuer des travaux d'étanchéité.

- Pour des perméabilités situées entre  $10^{-6}$  et  $10^{-8}$  m/s, et après plusieurs années dans des conditions favorables, le colmatage peut contribuer à réduire le débit s'infiltrant dans la nappe. les principales conditions favorables sont une forte concentration en MES dans les eaux usées brutes, une teneur en matières organiques élevée et un rapport C/N du sol élevé.

- Seules des perméabilités inférieures à  $10^{-8}$  sont suffisantes pour permettre un remplissage et un fonctionnement correct des bassins. Cette dernière valeur sera considérée pour le dimensionnement.

$$P_s < 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

En conséquence, la limite  $K_s$  ne peut être atteinte avec les sols en place compactés, et il est nécessaire de prévoir une barrière d'étanchéité au fond des bassins. Cette imperméabilité peut être atteinte par compactage d'une couche d'argile ou par la

pose d'une membrane plastique. Par défaut, la pose d'une couche d'argile a été prévue au fond des bassins et sur les parois intérieures des digues. La largeur de la couche d'argile est déterminée par celle des engins de compactage. Dans le cas de Rufisque, l'épaisseur de la couche d'argile retenue est de :

Epaisseur de la couche d'argile = 30 cm.

En alternative, il pourra être proposé la pose d'une membrane plastique.

### **III.6 Ouvrages hydrauliques :**

Les bassins de lagunage ont été placés conformément à un optimum intégrant terrassement, procédé de traitement, contraintes hydrauliques, etc.

#### **III.6.1 Ouvrages d'amenée :**

Les eaux usées en provenance de la station de pompage de Diokoul seront recueillies dans une chambre de jonction située à une cote suffisante pour assurer l'écoulement gravitaire jusqu'aux ouvrages de prétraitement et dans les bassins. Afin de profiter du maximum des conditions gravitaires, l'arrivée par pompage est située à 10,25 m. Cette chambre de jonction déverse ensuite dans un canal d'amenée jusqu'aux ouvrages de prétraitement.

En aval de la chambre de jonction, les eaux sont déversées dans le canal d'amenée.

Tous les équipements hydrauliques de la station d'épuration, sont calculés sur la base des débits de pointe. Les débits de pointe sont déterminés par la pointe de pompage, fixée à :

$$Q'_{2005} = 91,2 \text{ l/s}$$

$$Q'_{2030} = 1675,95 \text{ l/s.}$$

#### **III.6.2 Grilles :**

Avant d'arriver à l'entrée de la station d'épuration, les eaux usées brutes subissent plusieurs dégrillages, au niveau des stations de pompage situées sur le réseau. Les grilles des stations de pompage possèdent les caractéristiques suivantes :

- $e = 10 \text{ mm}$  (épaisseur des barreaux)
- $a = 23.3 \text{ mm}$  (espacement des barreaux).

Les grilles de la station d'épuration ont pour but de retenir les déchets solides ayant pu passer au travers des stations de pompage afin de réduire à un minimum les dépôts dans les bassins anaérobies. Par conséquent, la grille utilisée dans la station d'épuration sera de

dimensions inférieures. Vu l'horizon choisi, le débit de pompage risquant d'être très important, il est attendu que des grilles à nettoyage manuel seront à sous estimer, et qu'il sera nécessaire de prévoir des racleurs mécanisés. Pour assurer un fonctionnement optimal des grilles, on considèrera des vitesses supérieures à 0,6 m/s (pour éviter les dépôts) et inférieures à 1 m/s (pour éviter que les déchets soient poussés à travers les grilles).

Les caractéristiques retenues pour la grille sont les suivantes :

- grille droite à nettoyage manuel
- barreaux de section circulaire,  $e = 10\text{mm}$
- espacement des barreaux = 15 mm
- largeur du canal = 60 cm
- hauteur = 1.00m
- hauteur d'eau maximale = 0,75 m
- inclinaison des grilles =  $45^\circ$  de l'horizontale
- pente du radier = 1%.

### **III.6.3 Dessableurs :**

Le calcul de la sédimentation se fait à l'aide de la formule suivante :

$$L = V \text{ Hmax} / V\emptyset$$

$L$  = largeur du canal (m)

$H_{\text{max}}$  = hauteur d'eau maximale (m)

$Q$  = débit maximal ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$V\emptyset$  = vitesse de déposition

$V$  = vitesse d'écoulement

La longueur des dessableurs est fonction de la vitesse de déposition des particules de sable. Etant donné que le dessableur de la station d'épuration a surtout une fonction d'affinage, la vitesse de sédimentation des particules est choisie à 0,03 m/s ( $\emptyset_{\text{sable}} = 0,02\text{mm}$ ), soit dix fois plus lente que la vitesse utilisée dans les stations de pompage. La longueur minimale des dessableurs est donc de 10m; cependant, pour répondre aux phénomènes de turbulences attendus à l'entrée et à la sortie des dessableurs, la longueur est fixée à 15 m. Au fond des dessableurs, se trouve une rigole de 20 cm, dans laquelle ce

sable décanté se dépose. Ces dessableurs sont de forme rectangulaire, car le canal Parshall situé en aval assure un écoulement laminaire, et il n'est pas nécessaire de prévoir des canaux dessableurs trapézoïdaux.

#### **III.6.4 Mesure de débit :**

Le canal Parshall (schéma en annexes) remplit deux fonctions :

- il mesure le débit
- il fait également office de régulateur de débit amont, assurant un débit laminaire

constant dans le dessableur.

#### **III.7 Ouvrage de répartition :**

A la sortie du canal Parshall se trouve l'ouvrage de répartition des débits entre les différents bassins anaérobies. Les ouvrages de raccordement entre bassins assurent le déversement gravitaire des eaux usées d'un bassin à l'autre.

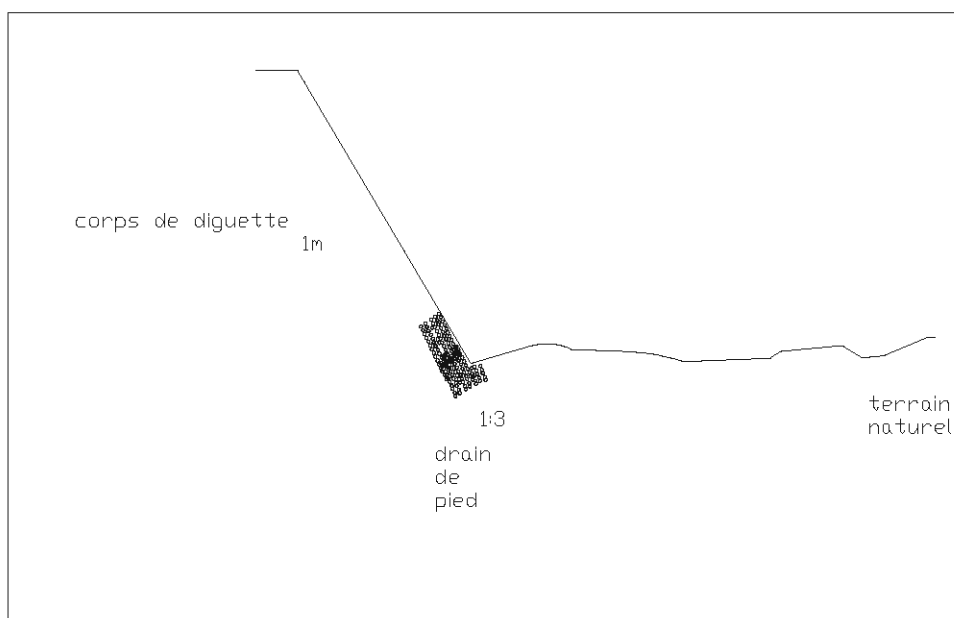
Les ouvrages de raccordement sont reliés entre eux de façon à permettre un fonctionnement modulaire des bassins. Il est ainsi possible de by-passer complètement de procédé anaérobie, en n'utiliser que les bassins facultatifs (par exemple pendant la période de mise en service du réseau d'eaux usées urbain).

Ce fonctionnement modulaire permet d'isoler un bassin pour son entretien. Le réseau de conduites est enterré dans les digues de séparation de bassins. Aucune conduite ne passe sous les bassins. Aux angles de bassins, sont placés des chambres de jonction, constituées de regards en béton 1,5 x 1,5m, équipés de vannes-batardeaux. Les conduites sont dimensionnées pour assurer 100% des débits de la phase d'urgence en pointe (91,2 l/s). Ce dernier tronçon de conduite, longeant la digue sud, ainsi que le canal de rejet sont dimensionnés en fonction des débits maximaux de l'horizon final (1675,95 l/s).

#### **III.8 Protection contre les inondations :**

Le régime pluviométrique du Sénégal, et de la région de Rufisque en particulier comporte deux saisons distinctes. La première s'étend de novembre à Mai. C'est la saison

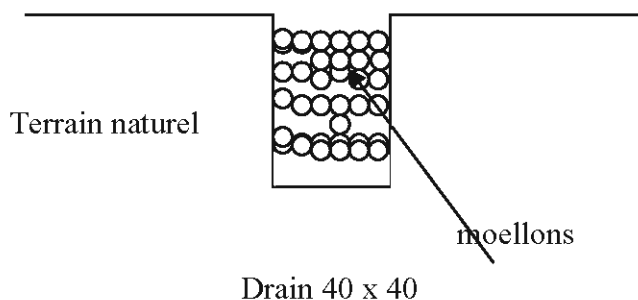
sèche, caractérisée par une pluviométrie approximativement nulle. La deuxième commence en juin et se termine en octobre. C'est la saison des pluies ou hivernage, avec une pluviométrie maximale sur le mois d'août et dans une moindre mesure de juillet et septembre.



**Figure 29: Schéma d'aménagement du pied de la digue sec :**

En ce qui concerne les zones hors des bassins, un système de drainage par canaux de 40 cm de largeur et 40 cm de profondeur remplis de moellons, plus ou moins enterrés, permettra de diriger les flux de pluies vers le lit du marigot, sans érosion préjudiciable. Les données fournies par la Direction Nationale de la Météorologie, proviennent de la station pluviométrique de Rufisque, située à Sangalcam (latitude 14°44' Nord, longitude 17°18' Ouest, altitude 4 m). Les données concernent les années 1919 à 1994. Le pluviomètre est un appareil à lecture directe avec une surface réceptrice de 400 cm<sup>2</sup>. La pluviométrie totale annuelle pour la région de Rufisque est de 517,5 mm environ. L'analyse fréquentielle des données pluviométriques de la station de Rufisque et les courbes intensité-durée-fréquence permettent de définir la pluie de projet. La durée de cette pluie a été fixée à deux heures. La pluie de projet sera appliquée à tous les bassins versants et sous-bassins. Il est à noter qu'une partie des bassins se trouvent sur les zones hautes. Pour ces parties, il sera nécessaire de drainer les eaux de pluies vers les zones basses, c'est à dire le lit de marigot. Pour la partie sud les bassins se trouvant dans une partie du lit du marigot,

il sera nécessaire de remblayer cette partie et de rectifier le lit du marigot. Les abords des bassins seront protégés contre les érosions et les inondations. En pied de digue, du côté extérieur, il sera réalisé un drain de pied. Le drain sera un fossé triangulaire. Il sera revêtu en perré sec du côté de la digue sur une hauteur de 1 m. Le schéma ci-dessous donne une représentation de la protection en pied de digue.



**Figure 30: schéma de drain :**

La partie du bassin se trouvant au niveau du lit du marigot sera remblayée aux cotés du projet. Le coté extérieur du remblai recevra une protection en perré maçonné. Pour la protection de la partie en remblai, le lit du marigot sera dérivé pour rejoindre directement la partie situé hors du site de la station d'épuration, au lieu d'emprunter le méandre à l'intérieur du site. Le chenal de dérivation suivra la pente naturelle du terrain. Il aura un radier de 4 m de largeur. Ces déblais serviront au remblaiement du méandre initial du lit dérivé du marigot.

### **III.9 BASSINS DE LAGUNAGE :**

#### **III.9.1 Surface des bassins :**

##### **III.9.1.1 Horizon 2005 :**

###### **a) Bassins anaérobies :**

Li = mg DBO/l de l'affluent brut	887 mg DBO/l (=g/m <sup>3</sup> )
Qi = débit moyen de l'affluent	2856 m <sup>3</sup> /j
Va = volume des lagunes anaérobies	35985 m <sup>3</sup>

T = température de dimensionnement 20,9 °C  
Pa = profondeur des bassins anaérobies 3.5 m  
Sa = surface à mi-profondeur m<sup>2</sup>  
 $\alpha$  = charge volumique de dimensionnement gDBO/m<sup>3</sup>.d

$$\alpha = Li.Qi/Va$$

$$Va = Li.Qi / \alpha$$

$$\alpha = 10T + 100, \text{ à un maximum de } 300 \text{ gDBO/m}^3.\text{d}$$

$$\alpha = (10 \times 20.9) + 100 = 309 \text{ donc } 300 \text{ gDBO/m}^3.\text{d}$$

$$Va = Li.Qi/300$$

$$Va = 887 \times 2856 / 300$$

$$Va = 8444 \text{ m}^3$$

$$Va = Pa \times Sa$$

$$Sa = Va/Pa$$

$$Sa = 8444/3.5$$

$$Sa = 2413 \text{ m}^2, \text{ soit } 0,241 \text{ ha}$$

▪ **Temps de séjour**

$$\Theta_f = Vf/Qf$$

$$\Theta_f = 35985 \times 1.6 / 2856$$

$$\Theta_f = 20 \text{ jours}$$

▪ **Dimensions à mi-profondeur (surfaces carrées) :**

$$La = \sqrt{2413} \text{ m}$$

$$La = 49 \text{ m}$$

Dimensions de couronnement, en considérant une digue de pente 1/ 2.5 et une revanche de 0.5m ;

Emprise de la digue à mi-profondeur d'eau :

$$\text{Emprise}_a = (\text{revanche} + \text{profondeur}/2) \times 2.5$$

$$\text{Emprise}_a = (0.5 + 3.5/2) \times 2.5$$

$$\text{Emprise}_a = 5.6 \text{ m}$$

Dimensions de couronnement de digue :

$$\text{Couronnement}_a = \text{dimension à mi-profondeur} + 2 \times \text{emprise}$$

$$\text{Couronnement}_a = 49 + 2 \times 5.6$$

$$\text{Couronnement}_a = 60 \text{ m}$$

**b) Bassins facultatifs :**

▪ F1 :  $74 \times 165 = 12120 \text{ m}^2$

Rapport longueur/largeur = 2.23

Dimensions de couronnement en considérant une digue de pente 1 / 2.5 et une revanche de 0.5m ;

Emprise de la digue à mi-profondeur d'eau :

$$\text{Emprise}_a = (\text{revanche} + \text{profondeur}/2) \times 2.5$$

$$\text{Emprise}_a = (0.5 + 3.5/2) \times 2.5$$

$$\text{Emprise}_a = 5.6 \text{ m}$$

Largeur de couronnement de digue :

$$\text{Largeur à mi-profondeur} = \text{couronnement}_a - 2 \times \text{emprise}$$

$$\text{Largeur à mi-profondeur} = 74 - 2 \times 3.25$$

$$\text{Largeur à mi-profondeur} = 67.5 \text{ m}$$

Longueur de couronnement de digue :

$$\text{Longueur à mi-profondeur} = \text{couronnement}_a - 2 \times \text{emprise}$$

$$\text{Longueur à mi-profondeur} = 165 - 2 \times 3.25$$

$$\text{Longueur à mi-profondeur} = 158.5 \text{ m}$$

Surface à mi-profondeur = largeur x longueur

$$\text{Surface à mi-profondeur} = 67.5 \times 158.5$$

$$\text{Surface à mi-profondeur} = 10698 \text{ m}^2$$

▪ F2 :  $206 \times (80 + 90)/2 = 17510 \text{ m}^2$

Rapport longueur/largeur = 2.4

Dimensions de couronnement en considérant une digue de pente 1 / 2.5 et une revanche de 0.5m ;

Emprise de la digue à mi-profondeur d'eau :

$$\text{Emprise}_a = (\text{revanche} + \text{profondeur}/2) \times 2.5$$

$$\text{Emprise}_a = (0.5 + 1.6/2) \times 2.5$$

$$\text{Emprise}_a = 3.25 \text{ m}$$

Largeur de couronnement de digue :

$$\text{Largeur à mi-profondeur} = \text{couronnement}_a - 2 \times \text{emprise}$$

$$\text{Largeur à mi-profondeur} = 85 - 2 \times 3.25$$

$$\text{Largeur à mi-profondeur} = 81.75 \text{ m}$$

Longueur de couronnement de digue :

$$\text{Longueur à mi-profondeur} = \text{couronnement}_a - 2 \times \text{emprise}$$

Longueur à mi-profondeur =  $206 - 2 \times 3.25$

Longueur à mi-profondeur = 199.5 m

Surface à mi-profondeur = largeur x longueur

Surface à mi-profondeur =  $199.5 \times 81.75$

Surface à mi-profondeur = 16309 m<sup>2</sup>

▪ **F3** :  $165 \times (75 + 90)/2 = 13612 \text{ m}^2$

Rapport longueur/largeur = 2

Dimensions de couronnement en considérant une digue de pente 1 / 2.5 et une revanche de 0.5m ;

Emprise de la digue à mi-profondeur d'eau :

Emprise<sub>a</sub> = (revanche + profondeur/2) x 2.5

Emprise<sub>a</sub> =  $(0.5 + 1.6/2) \times 2.5$

Emprise<sub>a</sub> = 3.25 m

Largeur de couronnement de digue :

Largeur à mi-profondeur = couronnement<sub>a</sub> - 2 x emprise

Largeur à mi-profondeur =  $(75 + 90)/2 - 2 \times 3.25$

Largeur à mi-profondeur = 76 m

Longueur de couronnement de digue :

Longueur à mi-profondeur = couronnement<sub>a</sub> - 2 x emprise

Longueur à mi-profondeur =  $165 - 2 \times 3.25$

Longueur à mi-profondeur = 158.5 m

Surface à mi-profondeur = largeur x longueur

Surface à mi-profondeur =  $76 \times 158.5$

Surface à mi-profondeur = 12046 m<sup>2</sup>

#### **Surface totale des bassins facultatifs à mi-profondeur**

<b>Sf1</b>	<b>10698 m<sup>2</sup></b>
<b>Sf2</b>	<b>16309 m<sup>2</sup></b>
<b>Sf3</b>	<b>12046 m<sup>2</sup></b>
<b>TOTAL</b>	<b>36453 m<sup>2</sup></b>

#### **III.9.1.2 HORIZON 2030 :**

##### **a) Bassins anaérobies :**

Li = mg DBO/l de l'affluent brut 890 mg DBO/l (=g/m<sup>3</sup>)  
Qi = débit moyen de l'affluent 11667 m<sup>3</sup>/j  
Va = volume des lagunes anaérobies 410815 m<sup>3</sup>  
T = température de dimensionnement 20,9 °C  
Pa = profondeur des bassins anaérobies 3.5m  
Sa = surface à mi-profondeur m<sup>2</sup>  
 $\alpha$  = charge volumique de dimensionnement gDBO/m<sup>3</sup>.d  
 $\alpha = Li * Qi / Va$   
 $Va = Li * Qi / \alpha$   
 $\alpha = 10T + 100$ , à un maximum de 300gDBO/m<sup>3</sup>.d  
 $\alpha = (10 * 20.9) + 100 = 309$  donc 300gDBO/m<sup>3</sup>.d  
 $Va = Li * Qi / 300$   
 $Va = 890 * 11\ 667 / 300$   
 $Va = 34\ 612$  m<sup>3</sup>  
 $Va = Pa * Sa$   
 $Sa = Va / Pa$   
 $Sa = 34\ 612 / 3.5$   
 $Sa = 9889,17$  m<sup>2</sup> = 0,99 ha, soit 3 bassins de  $\approx 0.33$  ha.

▪ **Temps de séjour :**

$\Theta_f = Va / Qi$   
 $\Theta_f = 34\ 612 / 11\ 667$   
 $\Theta_f = 2.97$  jours  
Abattement DBO = 2T+20 [%]  
Abattement DBO = (2 x 20,9)+20  
Abattement DBO = 61,8%  
Charge DBO à la sortie des bassins anaérobies :  
 $La = Li \times (1 - 0,618)$   
 $La = 890 \times (1 - 0,618)$   
 $La = 340$  mg DBO/l (= g / m<sup>3</sup>)

**b) Bassins facultatifs :**

$L_a$  = mg DBO/l de l'affluent. Dans ce cas, il s'agit de la charge en DBO résiduaire à la sortie des bassins anaérobies.

$Q$  = débit de l'affluent

$S_f$  = surface des lagunes facultatives à mi-profondeur

$$\lambda_s = 10 L_i Q / S_f$$

$$S_f = 10 L_i Q / \lambda_s$$

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{T^o-20} \text{ limité à } 375 \text{ kgDBO /ha. jour}$$

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{20,9-20}$$

$$\lambda_s = 269,05 < 375 \text{ donc } 269,05 \text{ kgDBO /ha.jour}$$

$$S_f = 10 \times 890 \times 11667 / 269,05$$

$$S_f = 385\,936.8 \text{ m}^2, \text{ soit } 38.6 \text{ ha, soit } 3 \text{ séries de } \sim 13 \text{ ha chacune}$$

▪ **Temps de séjour :**

$$\theta_f = V_f / Q_f$$

$$\theta_f = \frac{20964467,39 \times 1,6}{410.815}$$

$$\theta_f = 81 \text{ jours}$$

c) **Digues :**

▪ **Revanche :**

$$H_v = 0,00086 V^{1,1} F^{0,45}$$

Où :  $H_v$  = hauteur des vagues [m]

$V$  = vitesse maximale du vent [m/s] 100 km/h, soit 28 m/s

$F$  = longueur maximale d'eau libre [m] 200m (diagonale F2)

$$H_v = 0,00086 \times 28^{1,1} \times 200^{0,45}$$

$$H_v = 0,365 \text{ m}$$

La littérature recommande de ne pas descendre en dessous de 50 cm de revanche, ce qui est supérieur aux valeurs de calcul.

**IV. Ouvrages de prétraitement :**

**IV.1.1 Dégrillage :**

La vitesse d'écoulement à travers les grilles a été limitée à une valeur minimale d'écoulement de 0,6 m/s de façon à éviter les dépôts, et à une valeur maximale de 1 m/s. pour éviter l'entraînement des matières à retenir. Le dimensionnement des grilles est calculé par application de la formule suivante :

$$H_{\max} = Q (b+s) / (0,6 L.s)$$

Où :

$$L = \text{largeur du canal à hauteur des grilles (m)} = 0,6\text{m}$$

$$H_{\max} = \text{hauteur d'eau maximale encombrée (m)}$$

$$Q = \text{débit maximal (m}^3/\text{s)} = 0,163 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = \text{épaisseur des barreaux (mm)} = 10\text{mm}$$

$$s = \text{espacement des barreaux (mm)} = 15\text{mm}$$

$$H_{\max} = 0,163 (0,01+0,015) / 0,6 \times 0,6 \times 0,015$$

$$H_{\max} = 0.75 \text{ m}$$

La perte de charge à travers les grilles se calcule comme suit :

$$h_v = B.(s/b)^{4/3} (v^2/2g).\sin\alpha$$

Où

$$h_v = \text{perte de charge en m}$$

$$s = \text{épaisseur des barreaux en m } 0,010\text{m}$$

$$b = \text{espacement des barreaux en m } 0,015\text{m}$$

$$v = \text{vitesse amont en m/s } 1\text{m/s}$$

$$\alpha = \text{angle des grilles par rapport à l'horizontale } 45^\circ$$

$$\beta = \text{facteur de forme (1,79 pour section circulaire) } 1,79$$

$$h_v = 1,79 (0,010/0,015)^{4/3} . (1^2 / (2.9, 81)). \sin 45^\circ$$

$$h_v = 0,04\text{m} = 4\text{cm}$$

#### **IV.1.2 Dessablage :**

$$L = \text{largeur du canal (m)} = 0.60 \text{ m}$$

$$H_{\max} = \text{hauteur d'eau maximale (m)} = 0.30 \text{ m}$$

$$Q = \text{débit maximal (m}^3/\text{s)} = 0.163 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V\Phi = \text{vitesse de deposition} = 0.03\text{m/s}$$

$$V = \text{vitesse d'écoulement} = 1\text{m/s}$$

$$L = V.H_{\max} / V\Phi$$

$$L = 1 \times 0.3 / 0.03$$

$L = 10 \text{ m}$

Pour des raisons constructives et d'exploitation, une longueur de 15 m est retenue.

## **V. Canal Parshall :**

### **V.1 Description :**

Un canal Parshall est une structure hydraulique de section transversale rectangulaire comportant une section rétrécie et un radier incliné vers l'aval . Cette caractéristique rétrécit et remodèle l'écoulement à travers la structure et génère une charge hydraulique proportionnelle au débit. Ce canal comporte un convergent d'entrée à radier horizontal, un rétrécissement ou col et un divergent de sortie. Un canal Parshall est une structure hydraulique de section transversale rectangulaire comportant une section rétrécie et un radier incliné vers l'aval (voir [figure 3](#)). Cette caractéristique rétrécit et remodèle l'écoulement à travers la structure et génère une charge hydraulique proportionnelle au débit. Ce canal comporte un convergent d'entrée à radier horizontal, un rétrécissement ou col et un divergent de sortie.

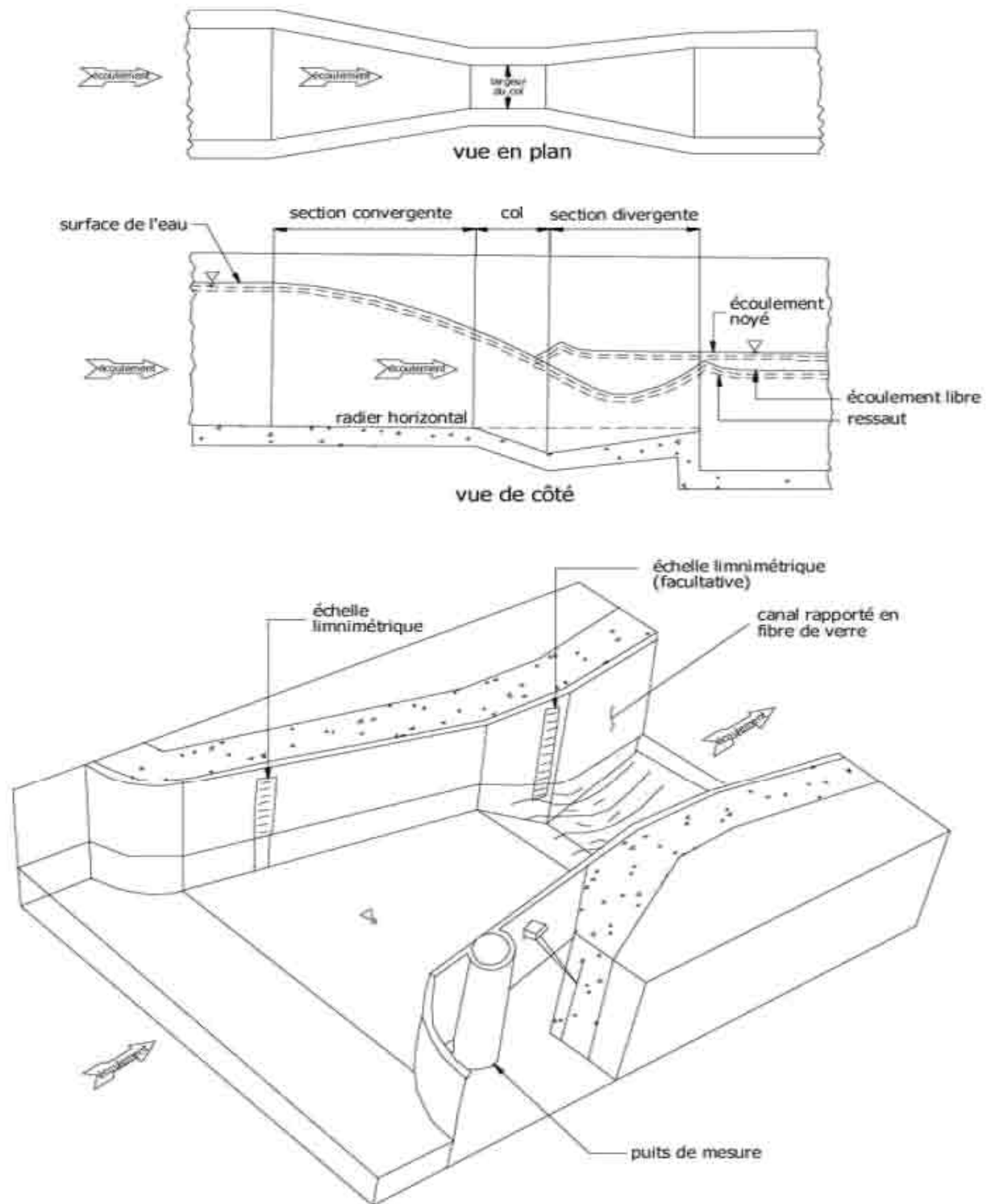


Figure 31: Canal Parshall :

Le convergent côté amont produit une accélération du flux à l'entrée de la structure. Cette accélération du flux s'accompagne d'effet de décapage des surfaces du canal, ce qui prévient l'accumulation de sédiments. La mesure de la charge hydraulique se fait dans la section convergente immédiatement en amont du col ou rétrécissement. Le col est situé dans la partie centrale du canal et présente une section rectangulaire et un radier incliné vers l'aval. La taille du canal est exprimée par la largeur du col. Parmi les principaux avantages du canal Parshall, mentionnons la capacité d'autocurage, la possibilité de mesurer de larges étendues et une perte de charge hydraulique relativement faible. La largeur du col de ces canaux varie entre 25 mm et 15,2 m. Ils peuvent être construits sur place en différents matériaux (bois, béton, tôle) ou préfabriqués en usine sous forme structure complète ou d'éléments rapportés. La version « éléments rapportés » se fait généralement en fibre de verre et s'insère sur place dans un logement en béton dimensionné en fonction des débits à mesurer.

## **V.2 Installation :**

- La structure complète devrait être établie et assujettie dans un support solide permettant de bien niveler le radier dans les deux sens, longitudinal et transversal, et d'éviter le flambement ou la déformation des parois au cours de débits élevés.
- Toutes les sections et tous les éléments du déversoir et de l' (des) appareil(s) de mesure secondaire(s) devraient être aisément accessibles pour l'inspection et l'entretien courants.
- Une échelle limnométrique devrait être installée en permanence sur une des parois du convergent d'entrée à un endroit où il sera possible de se faire une idée rapide du niveau de l'eau.
- On devrait prévoir un puits de mesure pour la mesure de la charge hydraulique ou du niveau d'eau par l'appareil de mesure secondaire. Ce puits de mesure est raccordé au canal à l'endroit approprié du convergent par un tuyau d'adduction de petit diamètre. Le radier du puits de mesure devrait être au même niveau ou plus bas que le radier de la section convergente du canal.
- Le canal devrait être dimensionné de manière à ce que l'écoulement maximal de service corresponde à environ 70 % à 100 % de sa capacité maximale. Un canal surdimensionné peut entraîner une baisse de précision à de faibles débits.

### **V.3 Entretien et étalonnage périodiques :**

- Le canal devrait être propre et exempt de végétation et de micro-organismes. L'accumulation d'algues est courante sur les canaux rapportés en fibre de verre.
- Des mesures devraient être prises pour éviter l'accumulation de sédiments ou de débris sur le radier du canal.
- Le radier du puits de mesure ainsi que le canal d'amenée devraient être propres et exempts de sédiments.
- Le repère « zéro » de l'appareil de mesure secondaire devrait être vérifié régulièrement en conditions d'écoulement nul. Si cela est impossible, on peut installer une plaque d'étalonnage permettant d'effectuer la vérification voulue.
- Plusieurs autres points doivent être vérifiés au cours d'inspections périodiques comme par exemple les caractéristiques transversales et longitudinales du radier du canal (section convergente), la hauteur du canal par rapport à un repère connu (pour déceler le tassement différentiel de l'installation) et la séparation entre les éléments rapportés et la structure où ils sont logés, le cas échéant.

tronçon	Amont (m)	Aval (m)	Long (m)	Pente (%)	K PVC	Diam, (mm)	Débit (l/s)	Vitesse	débit 2030 (l/s)	vitesse (m/s)
1-2	9,4	9,3	20	0,005	80	350	115,26	1,22	135,936851	1,41
3-4	9,1	8,15	76	1,25	80	350	182,24	1,93	214,932602	2,23
3-4	8,25	8,15	25	0,004	80	350	103,09	1,09	121,583637	1,26
5-6	7,2	7,05	38	0,0039	80	350	102,41	1,08	120,781649	1,26
6-7	7,3	6,6	35	2,50	80	350	230,52	2,44	271,873702	2,83
8-9	4,8	4,6	85	0,0024	80	500	204,68	1,06	241,398184	1,23
9-9	6,1	4,8	155	0,0084	80	350	149,28	1,58	176,059805	1,83
7-10	6	4,5	40	3,7	80	350	315,66	3,34	372,287232	3,87

*Tableau 42 : Dimensionnement des conduites du réseau de la station d'épuration pour 2030 :*

**V.4 ouvrages de raccordement :**

Hauteurs de dimensionnement :

Q = débit de dimensionnement moyen (l/s)

Hd = hauteur de déversement (m)

L = longueur du seuil de déversement (mm)

$$Q = 0,0567 L Hd^{3/2}$$

$$Hd = [Q / (L 0,0567)]^{2/3}$$

Longueur (m)	Hauteur (mm)
0,20	56,02
0,40	35,29
0,60	26,93
0,80	22,23
1,00	19,16
1,20	16,97
1,40	15,31
1,60	14,01
1,80	12,95
2,00	12,07
2,20	11,33
2,40	10,69
2,60	10,13
2,80	9,64

**Tableau 43:** Relation entre la longueur du seuil et sa hauteur de déversement, pour un débit de 410.815 m<sup>3</sup>/j :

### V.5 Canal de rejet :

Débit Q = 150 l/s

K<sub>s</sub> béton brut = 55

$$V_{\max} = 2 \text{ m/s} - 4 \text{ m/s}$$

Longueur du canal L = 38 m

Pente du canal J = 2 ‰

Pour V<sub>max</sub> = 2 m/s,

$$\text{Section } A = 0.075 \text{ m}^2$$

$$s \times t = 0.7072 ; t = 0.19 \text{ m}$$

$$s \times b = 1.414 \text{ donc } b = 0.39 \text{ m}$$

$$s \times R = 0.354 \text{ donc } R = 0.097 \text{ m}$$

$$\text{Périmètre mouillé } U = 0.774 \text{ m}$$

Vérification selon Manning :

$$V = 0.52 \text{ m/s} < V_{\max} = 2 \text{ m/s}$$

▪ **Itération 1**

pour  $V = 1 \text{ m/s}$

$$A = 0.15 \quad \text{racine} \quad (A) \\ = 0.387298335$$

$$s \times t = 0.7072 ; t = 0.27 \text{ m}$$

$$s \times b = 1.414 \text{ m} ; b = 0.55 \text{ m}$$

$$s \times R = 0.354 ; R = 0.137 \text{ m}$$

$$\text{Périmètre mouillé } U = \\ 1.094 \text{ m}$$

Vérification selon Manning  
:

$$V = 0.65 \text{ m/s} < V_{\text{choisie}} \\ = 1 \text{ m/s}$$

• **Itération 2**

Pour  $V = 0.75 \text{ m/s}$

$$A = 0.20$$

$$\text{Racine}(A) = 0.447213595$$

$$S \times t = 0.7072 ; t = 0.32 \text{ m}$$

$$s \times b = 1.414 ; b = 0.63 \text{ m}$$

$$s \times R = 0.354 ; R = 0.158 \\ \text{m}$$

périmètre mouillé

$$U = 1.263 \text{ m}$$

vérification selon Manning

$$V=0.72\text{m/s}$$

$$V_{\text{choisie}}=0.75\text{m/s}$$

Donc la section requise du canal est la suivante

$$\text{Largeur } b = 63 \text{ cm}$$

$$\text{Hauteur minimale } t = 32$$

cm

On prendra

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$t = 80 \text{ cm}$$

## **VI. EVACUATION DES BOUES :**

Les bassins anaérobies imposent un retrait des boues lorsque ces dernières atteignent un tiers du volume d'eau du bassin, soit un peu plus de 1m. Le volume de boues est déterminé par la formule suivante :

$$n = r B / L_i s$$

$n$  = fréquence de vidange, en années

$r$  = fraction du bassin rempli de boues (hauteur de boues / hauteur d'eau)

$B$  = charge en DBO par équivalent-habitant, en g / EH.j

$L_i$  = charge volumique de dimensionnement, en g DBO / m<sup>3</sup>.j (300 dans les bassins anaérobies).

$s$  = taux d'accumulation des boues, considérées à 0,04 m<sup>3</sup> / EH.j à 20 °C.

La valeur de 0,04 m<sup>3</sup>/EH.j est du côté de la sécurité car Elle ne prend pas en compte l'existence des stations de pompage.

En considérant les valeurs de dimensionnement des eaux usées brutes, et une hauteur de boues dans les bassins anaérobies de 1 m, la fréquence de vidange se calcule pour l'horizon 2005 :

$$n = (1 / 3.5) * 44,82 / (300 * 0,04) \approx 1 \text{ an.}$$

Et pour l'horizon 2030 :

$$n = (1 / 3.5) * 20 / (300 * 0,04) \approx 0,48 \text{ an.}$$

## **CHAPITRE VIII ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT**

Les questions de l'environnement constituent aujourd'hui in enjeu fondamental par rapport au devenir de l'humanité dans son ensemble. Au Sénégal, pays sahélien confronté à une dégradation accélérée des écosystèmes, la préservation de la base des ressources naturelles apparaît comme l'un des défis majeurs qui nous interpellent.

En effet, une lecture attentive de l'évolution de la société conduit au constat que la non prise en compte de la dimension environnementale dans l'élaboration des politiques de développement constitue un des facteurs essentiels de la régression des systèmes de production et de la dégradation du cadre de vie.

La culture environnementale implique l'adoption de nouvelles valeurs dans les relations entre l'espèce humaine et la nature. Elle se fonde sur la nécessaire solidarité entre tous les acteurs dont la responsabilité est engagée dans le combat pour la réalisation d'une vie qualité sur terre.

## **I. Eaux usées :**

### **I.1 Réseau d'évacuation des eaux usées :**

A long terme, le réseau d'évacuation des eaux usées projeté pour la zone d'étude devrait couvrir l'ensemble des artères de ladite zone. Toutefois, pour des raisons tant économiques que pratiques, ce réseau ne sera pas réalisé en une seule étape, mais en plusieurs étapes successives.

Le choix des matériaux utilisés pour les canalisations eaux usées doit prendre en compte, à la fois les contraintes économiques et les exigences de qualité particulière qu'impose la présence d'eaux usées. De plus, la possibilité d'utiliser des matériaux indigènes est également un point intéressant. Pour cette raison, les canalisations seront réalisées en PVC (polyvinyle chlorure) dans toutes les situations où c'est possible. Si certains tronçons requièrent des caractéristiques que n'offrent pas le PVC, par exemple dans le cas où de fortes contraintes seraient exercées sur la conduite, d'autres matériaux seront envisagés en fonction des coûts et des cahiers de charge à remplir. Au niveau des passages sur ou sous canaux et voies de circulation, les dispositifs adéquats seront prévus de manière à garantir le passage des véhicules ou de l'eau. Quatre passages de collecteurs principaux sous la voie ferrée sont prévus. Le passage du collecteur d'évacuation des eaux du quartier des HLM est déjà existant, les trois autres passages seront réalisés en exploitant les ponts existants.

L'emprise au sol des différents collecteurs sera presque nulle, une fois les travaux réalisés. Seuls des regards de visite disposés tous les 35 m en fonction de la nature du terrain environnant pourront constituer un inconvénient éventuel pour certaines activités. Autant que possible, ces regards seront placés 50 cm au dessus du sol, de manière à éviter toute infiltration ou de sable dans le réseau. (Voir coupe type en annexe.)

La construction d'un réseau d'assainissement nécessite de travaux importants qui conduisent inévitablement à une forte perturbation du trafic pédestre et automobile. Le trafic ferroviaire aussi ne devrait pas être perturbé. Afin d'effectuer la pose des différentes canalisations, une fouille sera nécessaire. Etant donné la faible profondeur de la nappe dans la plus grande partie de la ville, la profondeur de pose sera de l'ordre de 1m (minimum 0,8 mm). Un bourrage latéral de 20 cm de chaque côté de la canalisation sera prévu.

Au niveau du réseau d'assainissement, les activités en phase d'exploitation et de maintenance consisteront essentiellement au curage régulier des différents tronçons et au remplacement des canalisations abîmées. Un contrôle du réseau, afin d'en déterminer l'état, devra être mené en continu, de manière à passer sur chaque tronçon tous les 2 à 3 ans. Ces activités vont engendrer certes des gênes et nuisances aux populations.

Les impacts du réseau d'assainissement peuvent porter aussi sur :

#### **I.1.1 Comme impacts positifs :**

##### **✓ Amélioration de la santé publique :**

le réseau d'assainissement proposé permettra à long terme, de diminuer de manière très importante le contact direct entre la population et les eaux usées. Contact qui est à l'origine de maux dont les plus saillants ont pour noms paludisme, parasitoses intestinales, affections cutanées, diarrhées et vomissements. Avec le conditionnement des eaux usées, ce contact sera rompu. De cette manière, un maillon essentiel de la chaîne de contamination par les micro-organismes d'origine fécale ou autre sera rompu, ce qui devrait conduire à une diminution importante de la prévalence des maladies liées à de tels micro-organismes. Dans la foulée, cela va constituer aussi une importante mesure de lutte contre la prolifération de l'anophèle femelle responsable de la transmission de la plus grande endémie de la zone qu'est le paludisme.

##### **✓ Amélioration de l'état de l'environnement :**

présentement malgré la présence de la STEP du Cap des Biches, beaucoup d'eaux usées sont encore directement rejetées en mer sans traitement adéquat préalable. Les canaux d'eaux pluviales subissent une pression terrible des eaux usées et se déversent en mer tandis que les ténors industriels de la ville (SOCOCIM, New Team, Cap des Biches) envoient aussi leurs effluents pollués en mer. Ni l'ONAS, ni le Ministère de

L'Environnement n'ont pu nous certifier le caractère indemne de ces eaux industrielles. Or, l'un des écosystèmes les plus intéressants de la région Rufisquoise est représenté par l'océan lui-même. Bien que le déversement des eaux usées en mer soit une pratique très courante au niveau mondial, de l'avis d'experts, cela peut avoir des incidences importantes non seulement sur la qualité visuelle et olfactive des rivages, mais aussi sur la qualité de l'eau elle-même au large de la ville. Le même avis soutient toujours que, le déversement d'eaux usées peut se faire à proximité de Rufisque ; toutefois, les déversements d'eaux usées directement à la côte provoquent dans tous les cas une pollution bactériologique inadmissible. Les déversements d'eaux usées en mer sont donc acceptables, à condition que la longueur de l'émissaire soit au minimum égale à 2000 m. Compte tenu de toutes ces considérations, la mise en place d'un réseau d'évacuation des eaux usées permettra de concentrer la totalité des eaux usées vers un site unique où un traitement adéquat pourra être effectué.

✓ **Amélioration de la qualité de la ville :**

Aujourd'hui encore plus que jamais, Rufisque a besoin de se départir de son étiquette de 'ville sale'. En possédant un réseau d'évacuation des eaux usées digne de ce nom, la ville améliorera en même temps sa qualité de vie et son image de marque. Par ricochet, la qualité de vie de ses habitants en sera nettement améliorée.

**I.1.2 Comme impacts négatifs :**

✓ **Pollution ponctuelle :**

En cas de problème au niveau du réseau, par exemple si l'une des conduites est obstruée, il est possible que l'un ou l'autre des quartiers soit touché par un brusque débordement du réseau sur la chaussée par le biais des regards. De même, dans le cas de travaux nécessaires sur un tronçon quelconque, l'écoulement des eaux usées pourrait être partiellement empêché, induisant là aussi des risques de contamination de la population ou de l'environnement immédiat. Des mesures préventives devraient être établies pour prendre en compte ces cas de figure.

✓ **Pollution par défaut d'étanchéité :**

Si le réseau n'est pas suffisamment étanche, les eaux usées circulant dans les canalisations pourraient percoler à travers le sol et atteindre la nappe phréatique. Certes, celle-ci n'est pas exploitée par les services publics, mais les enquêtes sociologiques ont montré que certains particuliers possèdent des puits permettant de prélever l'eau de la nappe phréatique. Dans ce cas, un risque de contamination des utilisateurs n'est pas à exclure. L'emploi de conduites en PVC, particulièrement stables face aux eaux usées, ainsi que les essais d'étanchéité préalables, permettront de minimiser ce risque.

## **I.2 Station d'épuration :**

La STEP telle que prévue fonctionnera sur le principe du lagunage à microphytes. Il s'agira en fait d'un dégrillage/dégraissage/dessablage, suivi d'une décantation primaire et d'une succession de bassins de lagunage. Elément central du dispositif, son impact sur l'environnement sera multiple.

### **I.2.1 Comme impact positif :**

#### **✓ Epuration des eaux :**

le principal impact de la station d'épuration sera de permettre un traitement des eaux usées produites, traitement qui permettra de supprimer la pollution importante créée par le déversement d'eaux usées brutes dans les marigots et dans l'océan. Grâce à la technologie proposée, le traitement permettra d'atteindre des objectifs qualitatifs élevés, non seulement du point de vue physico-chimique, mais également du point de vue biologique (avec une forte élimination des coliformes fécaux)

#### **✓ Contrôle de qualité :**

la station d'épuration permettra de contrôler en permanence la qualité de l'eau usée brute et de l'eau usée épurée ainsi que, dans la mesure du possible, celle de l'eau entre les différentes étapes de traitement. Ainsi, il sera possible de détecter très rapidement toute anomalie de fonctionnement qui pourrait être par exemple liée au déversement illicite dans le réseau d'évacuation des eaux usées de substances toxiques pour les micro-organismes et au besoin, de by-passer ces eaux pour éviter la destruction de la flore bactérienne.

#### **✓ Réutilisation des eaux usées épurées :**

Actuellement, les eaux usées brutes sont utilisées par certains maraîchers pour l'irrigation. En plus du danger direct que fait courir cette situation aux maraîchers, le danger indirect de contamination des aliments est également un risque important. Grâce à la station d'épuration, il sera possible de traiter les eaux usées avant que celles-ci ne soient réutilisées. Bien que les eaux épurées ne puissent pas être utilisées dans n'importe quelle situation, en conformité avec les normes de l'OMS, elles permettent de garantir un niveau qualitatif bien meilleur que les eaux usées brutes et fournissent, à ce titre, une alternative intéressante à l'utilisation de l'eau du réseau de la SDE.

### **I.2.2 Impacts négatifs :**

#### **✓ Nuisances olfactives :**

Toute station d'épuration comporte des risques de dégagements d'odeurs parfois importants. Ces dégagements d'odeurs sont particulièrement marqués lors des phases de prétraitement, ainsi que des phases de traitement biologique anaérobie et de traitement des boues d'épuration. Dans le cas présent, les ouvrages de prétraitement seront isolés de manière à éviter l'émission d'odeurs trop importantes. Parmi les lagunes prévues certaines sont aérobies, ne comportant donc pas de dégazage de H<sub>2</sub>S. Enfin, les boues collectées se limiteront à des boues primaires, extraites du décanteur placé en tête de station; ces boues comportant une forte proportion de matières minérales, ont en général un temps de démarrage de la digestion plus lent. Un épaissement éventuel sera effectué avant le compostage prévu. Les opérations de compostage, qui peuvent également conduire à des dégagements d'odeurs assez importants, seront effectuées le plus loin possible de la ville, de l'autre côté de la station.

#### **✓ Risques de pollution accidentelle :**

En cas de défaillance technique, la totalité des eaux entrant en tête de station devra être by-passer et rejetée directement vers l'océan sans traitement, ce qui représente une pollution ponctuelle très importante. Toutefois, ce scénario est peu réaliste puisque le lagunage peut être effectué de manière totalement gravitaire, ce qui signifie que l'installation est à l'abri de problèmes liés à des coupures d'électricité par exemple.

#### **✓ Impacts visuel et urbain :**

de par sa situation excentrée, la station d'épuration ne devrait pas constituer un inconvénient trop important dans les échanges entre les différentes régions. Seuls la centrale thermique et les abattoirs seront coupés du reste de la ville. Une route sera mise en place pour permettre un contournement aisé des installations. Un passage pédestre le long de la côte sera également construit. Par contre, l'impact visuel de la station sera non négligeable, puisque la surface importante qui sera occupée à long terme, donne une mesure de l'ampleur des installations. Toutefois, la situation topographique du site retenu, en cuvette, permettra de construire la station d'épuration à la vue de la très grosse majorité des environs. Cette dernière ne sera visible que depuis les environs immédiats, c'est-à-dire la frange Ouest du quartier de Diokoul.

✓ **Impacts sanitaires :**

bien que les impacts sanitaires de la mise en place d'un réseau d'évacuation des eaux usées soient évidemment positifs, l'existence de grandes surfaces d'eaux à l'air libre au niveau des bassins de lagunage pourrait induire la prolifération de moustiques, et en particulier d'anophèles, vecteurs du paludisme. Cependant, des études sur un système à microphytes africain (SEMOROZ 1999) ont montré que la charge organique importante des eaux usées constitue un obstacle au développement des anophèles. Un désherbage régulier des talus des bassins de lagunage contribuera aussi à limiter la prolifération de moustiques. Par ailleurs, l'absence d'une végétation sur le bassin, (au contraire du lagunage par macrophytes) diminue encore la qualité biotopique pour les moustiques.

Il y a certes quelques impacts négatifs mais on constate que le projet proposé aura globalement un impact positif sur le vécu des populations. Ainsi nous passons à la dernière étape qui fait allusion à l'évaluation financière.

## **CHAPITRE IX.**

## **ETUDE FINANCIERE**

### **I. Variante 1.1 :**

### I.1 Coûts de construction :

Cette situation conduit aux coûts de construction suivants.

✚ 13110 mètres linéaires de collecteurs principaux

• $\Phi$ 110mm	680m	30 kCFA / m	20 400
kCFA			
• $\Phi$ 200mm	7990m	40 kCFA / m	319 600
kCFA			
• $\Phi$ 400mm	4440m	60 kCFA / m	266 400
kCFA			
• Total			606 400kCFA

✚ Environ 1000 ha assainis par des collecteurs secondaires à faible diamètre

• $\Phi$ 100mm	400000m	30 kCFA / m	12000000 kCFA
----------------	---------	-------------	---------------

Trois stations de pompage d'une capacité totale de 55,8 l/s ou 3120 m<sup>3</sup>/j

• STAP rue Faidherbe	7,2 l/s	400m <sup>3</sup> /j	60 000 kCFA
• STAP de Nimzat	17,4 l/s	970m <sup>3</sup> /j	90 000 kCFA
• STAP centre-ville	31,2 l/s	1750m <sup>3</sup> /j	120 000 kCFA
• Total			270 000 kCFA

Cinq stations d'épuration par lagunage simple d'une capacité totale de 7390 m<sup>3</sup>/j

• STEP de Diokoul	31,9 l/s	1790 m <sup>3</sup> /s	2 650 000 kCFA
• STEP de Nimzat	29,4 l/s	1640 m <sup>3</sup> /s	2 550 000 kCFA
• STEP centre-ville	30,8 l/s	1720 m <sup>3</sup> /s	2 600 000 kCFA
• STEP de Castors	9,0 l/s	500 m <sup>3</sup> /s	1 770 000 kCFA
• STEP de l'Est	31,0 l/s	1740 m <sup>3</sup> /j	2 620 000 kCFA
• Total			12 190 000 kCFA

**TOTAL GENERAL**

**25 066 400 kCFA**

### I.2 Coûts d'opération et de maintenance :

Les coûts d'opération et de maintenance sont estimés comme suit


❖ 21 employés fixes	49 500 kCFA/an
❖ Dépenses énergétiques (base 1 kWh = 67 CFA)	


• Stations de pompage	3120 m <sup>3</sup> /j	0.054 kWh / m <sup>3</sup>	3 800
			kCFA/an
• Station d'épuration	7390 m <sup>3</sup> /j	0.1 kWh/m <sup>3</sup>	18 100 kCFA /
			an
• Total			21 900 kCFA /
			an
❖ Produits divers			
• Produits chimiques	néant		0 kCFA/an
• Produits d'entretien	2 700 000 m <sup>3</sup> /an	0,55CFA/m <sup>3</sup>	1 350 kCFA
• Total			1 350
			kCFA/an
❖ Entretien			
• Réseau assainissement	12 876 400 kCFA	2%	257 500
			kCFA/an
• Station d'épuration	7 190 000 kCFA	2%	143 800
			kCFA/an
• Total			401 300 kCFA/an
<b>Total général</b>			<b>474 050</b>
			<b>kCFA/an</b>

## II. Variante 1.2 :

### II.1 Coûts de construction :

Les coûts de cette variante s'établissent comme suit :

 17 610 mètres linéaires de collecteurs principaux			
• Φ 110mm	530m	30 kCFA / m	15 900
			kCFA
• Φ 200mm	8170m	40 kCFA / m	326 800
			kCFA
• Φ 400mm	7790m	60 kCFA / m	467 400
			kCFA
• Total			922
			100kCFA

 Environ 1000 ha assainis par des collecteurs secondaires à faible diamètre

- $\Phi$  100mm      400000m      30 kCFA / m      12000000 kCFA

Trois stations de pompage d'une capacité totale de 55,8 l/s ou 3120 m<sup>3</sup>/j

- STAP du phare      «38.2 l/s      2140m<sup>3</sup>/j      140 000 kCFA
- STAP de l'Est      33,7 l/s      1880m<sup>3</sup>/j      125 000 kCFA
- STAP de Diokoul      113,7 l/s      6360m<sup>3</sup>/j      310 000 kCFA
- Total                     575 000 kCFA

Une station d'épuration par lagunage simple

Une STEP du cap des biches      92,77 l/s      8015 m<sup>3</sup>/j      7 550 000 kCFA

**TOTAL GENERAL      23 047 100 kCFA**

## II.2 Coûts d'opération et de maintenance :

Les coûts d'opération et de maintenance sont estimés comme suit

- ❖ 13 employés fixes      33 000 kCFA
- ❖ Dépenses énergétiques (base 1 kWh = 67 CFA)
  - Stations de pompage      10 380 m<sup>3</sup>/j      0.05 kWh / m<sup>3</sup>      12 000 kCFA/an
  - Total                12 000 kCFA / an
- ❖ Produits divers
  - Produits chimiques      néant      0 kCFA/an
  - Produits d'entretien      2 700 000 m<sup>3</sup>/an      0,5CFA/m<sup>3</sup>      1 350 kCFA
  - Total                1 350 kCFA/an
- ❖ Entretien
  - Réseau assainissement      13 497 100 kCFA      2%      269 900 kCFA/an
  - Station d'épuration      5 230 000 kCFA      2%      104 600 kCFA/an
  - Total                374 500 kCFA/an

**Total général      420 850 kCFA/an**

Il apparaît donc encore une fois que la variante 1.2 est beaucoup plus économique que la variante 1.1 , ce qui confirme encore une fois notre choix.

## **CONCLUSION**

L'assainissement de la ville de Rufisque a toujours constitué un casse-tête pour les autorités, particulièrement dans le cadre de l'évacuation adéquate des eaux usées. Malgré quelques interventions de la Mairie et d'organismes privés (ENDA/RUP), le problème demeure entier. Ce qui montre en fait qu'il ne suffit pas seulement de mettre de grosses installations à la disposition du public mais qu'il faut aussi tout un corollaire de mesures d'accompagnement.

Loin d'avoir la prétention de régler les problèmes d'assainissement de la ville, la solution technique préconisée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, ne représente qu'un seul maillon d'une longue chaîne de solutions incontournables.

La reconnaissance géographique effectuée par le biais des enquêtes socio-économiques, les levés topographiques et l'exploitation des plans et autres documents, a permis d'abord de diagnostiquer profondément les principaux maux du système de gestion des eaux usées existant et ensuite de dégager deux variantes pour juguler les problèmes. Après comparaison sur les plans technique et économique, nous avons choisi la variante 1.2., caractérisée par la construction d'une seule station d'épuration par lagunage simple au Cap des Biche, avec trois stations de relèvement des eaux. Les avantages montrés par l'étude d'impact sur l'environnement et le coût intéressant de **23 047 100 kCFA** (vingt trois milliard quarante sept million cent milles F CFA) ressorti par l'étude financière ont confirmé notre choix.

La problématique de la gestion des déchets solides (ordures ménagères, déchets industriels, fumier) et l'évacuation adéquate des eaux pluviales sont autant de maux qui gangrènent encore la vie des populations et qu'il faut désormais extirper du faciès de la ville.

Le besoin urgent d'avoir enfin un meilleur cadre de vie mérite, de la part des autorités, toute l'attention requise pour résorber définitivement ce problème.

## **RECOMMANDATIONS**

Les recommandations peuvent se résumer ainsi qu'il suit :

- faire des campagnes de mobilisation et de sensibilisation pour amener les populations à se brancher au réseau
- faire l'étude de faisabilité de la phase tertiaire qui consistera à la filtration et chloration des effluents en vue meilleure réutilisation
- mobiliser un personnel suffisant et bien formé pour le suivi et l'entretien du réseau et des infrastructures (STEP, STAP)
- concevoir un réseau adéquat d'évacuation des eaux pluviales
- mettre en place un bon système de gestion des déchets solides
- suivre rigoureusement la qualité des effluents au niveau de la STEP.

#### **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES & WEBIOGRAPHIE**

- [1] SATIN, Marc et SELMI, Bachir. *Guide technique de l'assainissement*, 2<sup>ème</sup> édition, Le Moniteur, Paris, 1999, 680 p.
- [2] BONIN, Jean. *Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance*, Eyrolles, Paris, 1986, 228 p.
- [3] SY, Silman et TALL, Pape Sidy. *Etude de réhabilitation de la station d'épuration de Saly portudal*, Ecole Supérieure Polytechnique, Thiès, 2003, 94 p.
- [4] Ministère de l'intérieur français. *Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations*, Circulaire n° 77.284/INT, Paris, 1977, 70p.
- [5] DIAW, El hadj Bamba. *Note Cours Hydrogéologie DIC3 génie civil*, Ecole Supérieure Polytechnique, Thiès, 2008.
- [6] TAMBA, Sèni. *Note Cours Machines Hydrauliques DIC3 génie civil*, Ecole Supérieure Polytechnique, Thiès, 2008.

- [7] NDOYE, Seyni. *Note de Cours Assainissement des eaux DIC3 génie civil*, Ecole Supérieure Polytechnique, Thiès, 2008,
- [8] DOUMBOUYA Lamine. *Note de Cours Hydraulique urbaine DIC3 génie civil*, Ecole Supérieure Polytechnique, Thiès, 2008,
- [9] BECHAC, Jean-Pierre, BOUTIN, Pierre MERCIER Bernard et NUER, Pierre, *Traitement des eaux usées*. Paris, Eyrolles, 1984, 221 p.
- [10] VALIRON, François, *Gestion des eaux : alimentation – assainissement*, Tome 2, Paris, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1984, 505 p.
- [11] Infinités communication, *traiter et valoriser les boues*, Cachan, Lavoisier Tec & Doc, 1997, 453 p.
- [12] BOURRIER, Régis, *les réseaux d'assainissement calcul application perspective*, 2ème édition, Paris, Lavoisier Tec & Doc, 1985, 482 p.
- [13] ICORE, *Evaluation du coût réel des ouvrages d'assainissement autonome*, PELT, 2004.
- [14] [www.Google.com/Flygt](http://www.Google.com/Flygt)
- [15] [www.psicau.com](http://www.psicau.com)
- [16] [www.Wikipedia.com](http://www.Wikipedia.com)

## ANNEXES

**Annexe 1 : QUESTIONNAIRE SOCIO-ECONOMIQUE :**

**PARTIE I**

**Identification**

1.1. N° de concession :

1.2. Nom et Prénom du chef de concession :

1.3. Sexe : (1.masculin 2. féminin)

1.4. Niveau d'étude : (1. Aucun 2.Primaire 3. secondaire 4.Sup 5.Autre)

1.5. Position dans le quartier:

1- Chef de quartier    2- Notable    3- Responsable d'Association    4- Autres à préciser

1.6. Nombre de ménages dans la concession :

N° :	Nom du chef de ménage	Statut	Date d'installation	Lieu d'origine	Activité	Population du ménage			Revenu
		1. propriétaire 2. locataire 3. Logé 4. Autre				1-En activité 2- Chomeur 3- Ménagère 4- Retraité 5-Trop âgé(e) 6-Trop jeune 7-Autre	Nb. Pers	Nb. Adultes	Nb. actifs

**Equipement, confort et patrimoine de la concession**

2.1- Mode de collecte et d'évacuation des eaux usées

2.1.a) Le ménage dispose-t-il d'un WC?

OUI    NON

2.1.b) Quel est le mode d'évacuation des eaux usées?

Désignation	Eaux vannes	Eaux de cuisine	Eaux de douche	Eaux de lavage (lessives et autres)

A - Fosse Septique				
B – Puisard				
C – Rue				
D - Autres (à préciser)				

*Dans le cas de fosse septique :*

2.1.c - Où se trouve la fosse septique? \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

2.1.d - La fosse possède t-elle un regard ?      OUI      NON

2.1.e - Quelle est la fréquence de vidange par an? \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

2.1.f- Qui fait la vidange? \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

2.1.g -Où se fait la vidange? \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

2.1-h - quels sont les systèmes utilisés pour la vidange?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

2.1-i -Quel est le coût d'une vidange? \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

2.1- j Eprouvez vous des difficultés pour la vidange des fosses?

OUI

NON

2.1-k- Si OUI, quelles sont les difficultés

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

2.2. Confort et cadre de vie

2.2. a. Niveau de désenclavement du quartier :

- 1- Le quartier est-il loti? OUI  
NON
2. Condition d'accès ? Difficile Facile Moyenne

**2.2. b- Niveau d'équipement du quartier**

1. voirie      2. Adduction d'eau      3. Evacuation eaux usées  
4. Ramassage ordures      5. Poste de santé      6. Maternité  
7. Edicule publique      8. Centre social      9. Espace vert  
10. Autres (à préciser)

2.3. Y a t il des animaux domestiques dans votre concession ? 1. Oui / \_\_\_ / 2. Non / \_\_\_ /

2.3.a De combien de têtes de moutons disposez vous ? |\_|\_|\_|\_|

2.3.b De combien de têtes de bœufs disposez vous ? |\_|\_|\_|\_|

2.3.c De combien d'ânes disposez vous ? |\_|\_|\_|\_|

2.3.d De combien de chevaux disposez vous ? |\_|\_|\_|\_|

2.4 Pratiquez vous des activités de production (maraîchage, arboriculture, embouche, artisanat.) ? 1. Oui / \_\_\_ / 2. Non / \_\_\_ /

Si oui citer par ordre d'importance

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

2.5 Ces activités de production nécessitent-elles l'utilisation de l'eau ?

1. oui / \_\_\_ / 2. Non  
/ \_\_\_ /

Si \_\_\_\_\_ oui : \_\_\_\_\_ estimer : \_\_\_\_\_

### III. LES BESOINS DU QUARTIER

3.1- Les Besoins de première nécessité.

3.1.1- Classer par ordre de priorité les besoins de première nécessité pour le quartier?

1 \_\_\_\_\_

2 \_\_\_\_\_

3 \_\_\_\_\_

3.1.2- . Besoins en eau (estimés en litre)

- Quelle est la quantité d'eau utilisée par votre concession par jour pour boire ?  
|\_|\_|\_|\_|

- Quelle est la quantité d'eau utilisée par jour pour les soins corporels? |\_|\_|\_|\_|

- Quelle est la quantité d'eau utilisée par jour pour les soins de la maison ? |\_|\_|\_|\_|

- Quelle est la quantité d'eau utilisée par jour pour laver la vaisselle ? |\_|\_|\_|\_|

- Quelle est la quantité d'eau utilisée par semaine pour laver les habits ? |\_|\_|\_|\_|

- Quelle est la quantité d'eau utilisée par jour pour désaltérer les animaux domestiques ?  
|\_|\_|\_|\_|

3.2- Degré d'implication des populations

3.2.1- Les membres de votre famille ont-ils déjà participé à des opérations et actions d'amélioration du cadre de vie du quartier? OUI NON

Si OUI sous quelle forme?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

3.2.2-la ville de Rufisque fait face à de sérieux problèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales. Comment le ressentez-vous au niveau de votre zone?

1. Etes – vous concernés OUI NON

2. Quels sont les quartiers plus affectés par ce phénomène ? \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

3.2.3 -Comment réagissez-vous?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

3.2.4 -Etes-vous informé du Projet d'Assainissement des eaux usées et pluviales de Rufisque?

OUI NON

3.2.5- Si OUI Par  
qui?.....  
.....

3.2.6 - Depuis quand ?.....

3.2.7 - Qu'en avez-vous retenu?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

3.2.8 -Ce Projet constitue-t-il une priorité pour le quartier ? OUI NON

3.2.9 -Si NON, donner la Priorité  
\_\_\_\_\_

3.3.0 -Quels sont les avantages que peut procurer ce projet?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

4. \_\_\_\_\_

3.3.1-Quelles sont les mesures qui pourraient permettre de tirer le maximum du projet?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

4. \_\_\_\_\_

3.3.2- Quels sont les inconvénients que pourrait entraîner ce projet?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

4. \_\_\_\_\_

3.3.3-Quelles sont les mesures qui pourraient atténuer ou dissiper ces inconvénients?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

4. \_\_\_\_\_

3.3. 4- Après mise en place du réseau d'assainissement, accepteriez vous de vous brancher?

OUI

NON

3.3. 5- Si OUI, êtes vous prêt à payer les frais de branchement ?

3.3. 6 -Si NON, Pourquoi,

**Question spéciale :**

3.3. 7- Compte tenu de la situation de votre concession qui est assez éloignée du centre, de branchement au réseau risque d'être difficile, voire même impossible, êtes vous prêts à accepter d'être connecté à :

- une fosse septique

OUI

NON

**IV- PARTICIPATION A LA GESTION COLLECTIVE**

**41- Acteurs sociaux**

4.1.1-Sous quel angle appréciez-vous les relations dans le quartier?

1. Solidarité    2. Individualisme    3. Conflictuelle    4. autres (à préciser)

4.1.2-Les membres de votre famille appartiennent-ils à des organisations de base (associations, GIE,

ONG, groupement) qui évoluent dans le quartier ?

OUI

NON

4.1.3-Si OUI, de quel type d'organisation (s) s'agit-il ?

4.1.3.1 GIE

4.1.3.2 Association de développement

4.1.3.3 GPF

4134 Syndicat

4.1.3.5 Dahira

4.1.3.6 ASC

4.1.3.7 Mbootaay

4.1.3.8 Tontine

4.1.3.9 Autre à préciser \_\_\_\_\_

4.1.4 - Quels sont les domaines d'intervention de ces organisations ?

4.1.4.1 Activités économiques

4.1.4.2 Activités de développement

4.1.4.3 Solidarité religieuse

4.1.4.4 Solidarité dans l'emploi

4.1.4.5 Activités culturelles et sportives

4.1.4.6 Autres.....

4.2 -Est-il possible qu'une fois les travaux réalisés, qu'il y ait des risques de dégradation du réseau par les populations?

OUI

NON

4.2.1 -Si OUI, énumérez les risques

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

4. \_\_\_\_\_

4.2.2-Sous quelles formes les populations pourraient-elles participer à la réalisation et à la gestion du projet ?

1. \_\_\_\_\_

2. \_\_\_\_\_

3. \_\_\_\_\_

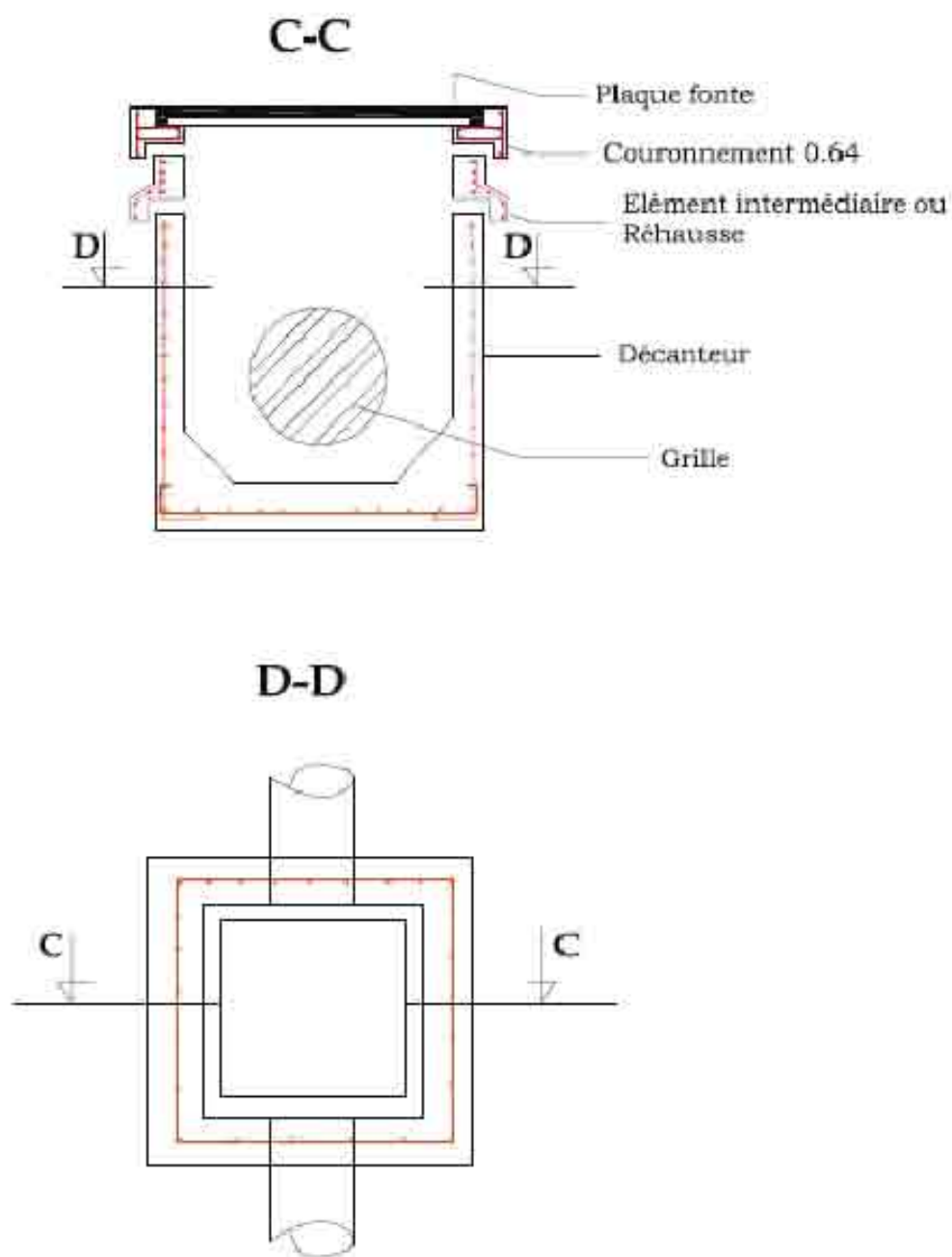
4. \_\_\_\_\_

4.2.3 Certains membres de la famille ont-ils participé à des sessions de formation et de sensibilisation sur la santé, l'hygiène et l'assainissement ? Oui                  Non

Si Oui dans quel cadre \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**Annexe 2: TABLEAU DE CALCUL DU RESEAU E.U.**

**Annexe 3: REGARD DE SORTIE TYPE.**



**Annexe 4: carte de la zone d' ETUDE**

**Annexe 5: carte des canaux E.P.**

**Annexe 6: VARIANTE 1.1.**

**Annexe 7: VARIANTE 1.2.**

**Annexe 8: Profils en long**