

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC.0070

Ecole Supérieure Polytechnique
Centre de THIES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

Titre : ETUDE DE REHABILITATION DE LA STATION D'EPURATION DE
SALY PORTUDAL

Auteurs : Silman SY
: Papa Sidy TALL

Directeurs : M. El Hadj Bamba DIAW
: M. Séni TAMBA

Année : 2002-2003

REMERCIEMENTS

Nous aimerions exprimer notre reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et plus particulièrement :

- ✓ Messieurs El Hadj Bamba DIAW et Séni TAMBA, professeurs à l'ESP, nos directeurs de projet qui n'ont ménagé aucun effort pour la réussite de ce projet ;
- ✓ Messieurs Mbaye MBEGUERE et Bécaye Sidy DIOP, techniciens à l'ONAS, pour leur soutien et leur contribution à l'acquisition des données ;
- ✓ Monsieur Bruno D'ERNEVILLE, professeur à l'ESP, pour son orientation dans la documentation ;
- ✓ Monsieur Falla PAYE, professeur à l'ESP, pour son soutien ;
- ✓ Madame Adu Thiaw GAYE, technicienne au laboratoire hydraulique de l'ESP, pour ses conseils précieux ;
- ✓ Monsieur Ibrahima NDIAYE, responsable du district Thiès Côte Ouest (TCO), pour son aide dans l'acquisition de données.

SOMMAIRE

Cette présente étude visait à proposer les différentes solutions pour pallier aux problèmes de traitement des eaux usées de la station d'épuration (step) de Saly Portudal et à donner une destination finale aux produits issus du traitement.

Les études ont porté sur deux solutions à savoir la réfection de la station existante avec extension et la mise en place d'une nouvelle station. Pour cette dernière, trois variantes ont été étudiées afin de voir laquelle correspondait mieux au contexte socioéconomique du site de Saly. Ce sont :

- ✓ une step classique (à boues activées) ;
- ✓ une step semi-naturelle (avec lagunes aérées) ;
- ✓ une step naturelle (avec bassins facultatifs).

Les différentes filières proposées présentent, par rapport à l'efficacité du traitement des DBO₅ résiduelles de 22, 20, 17.88 et 19.23 mg/l respectivement pour les stations avec bassins facultatifs, avec lagunes aérées, à boues activées et pour l'extension. La DBO₅ résiduelle pour chaque effluent est en dessous des normes fixées par la réglementation sénégalaise (40 mg/l) ce qui permet d'envisager une possibilité de valorisation agricole de cette eau et des boues issues du traitement.

Il ressort de cette étude que les différentes solutions peuvent répondre également aux exigences techniques. Par contre, tenant compte de l'impact économique et sanitaire, la station à boues activées est plus avantageuse car offrant plus d'espace à promouvoir pour les activités touristiques (construction de structures hôtelières sur une partie de la zone qu'aurait occupé les bassins de stabilisation) et n'étant pas un gîte de développement de moustiques vecteurs de maladies contagieuses. L'eau et les boues issues du traitement permettront l'exploitation de près de 90 hectares pour des cultures maraîchères d'ici l'horizon 2015.

TABLE DES MATIERES

LISTES DES TABLEAUX	VIII
LISTE DES FIGURES	IX
LISTE DES ANNEXES	X
LISTE DES ABREVIATIONS	XI
INTRODUCTION	1
PREMIERE PARTIE : GENERALITES SUR LE SITE ET SUR LES EAUX USEES	
<u>CHAPITRE I : PRESENTATION DE SALY PORTUDAL</u>	3
1-1. Situation de Saly Portudal	3
1-2. Ouvrages d'hydraulique urbaine	4
<u>CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DES EAUX USEES</u>	5
2-1. Caractéristiques de eaux usées	5
2-1-1. Caractéristiques chimiques	5
2-1-2. Caractéristiques minérales	5
2-1-3. Caractéristiques physiques	6
2-1-4. Caractéristiques biologiques	6
2-2. Traitement des eaux usées	6
2-2-1. Les prétraitements	7
2-2-1-1. Le dégrillage	7
2-2-1-2. Le dessablage	7
2-2-1-3. Le dégraissage	7
2-2-2. Le traitement primaire	7
2-2-3. Le traitement secondaire	7
2-2-3-1. Les procédés biologiques extensifs	8
2-2-3-2. Les procédés biologiques intensifs	8
2-2-4. Les traitements tertiaires	9
2-2-4-1. L'élimination de l'azote	9
2-2-4-2. L'élimination du phosphore	9
2-2-4-3. La désinfection	9

2-2-5. Le traitement des boues	9
--------------------------------	---

DEUXIEME PARTIE : ETAT DES LIEUX

CHAPITRE III : DESCRIPTION DE LA STATION D'EPURATION DE SALY 10

3-1. Le réseau de collecte des eaux usées	10
3-1-1. Les collecteurs	10
3-1-2. Les stations de relèvement	10
3-1-3. La conduite de refoulement	12
3-2. La station de traitement	12
3-2-1. Caractéristiques de la station d'épuration	12
3-2-2. Paramètres physico-chimiques des eaux usées	15

CHAPITRE IV : IDENTIFICATION, ORIGINES ET CAUSES DES PROBLEMES 18

4-1. Dysfonctionnement de la station	18
4-1-1. Problème d'entretien	18
4-1-1-1. Vieillesse des boues	18
4-1-1-2. Bouchage de conduites	18
4-1-2. Equipement mécanique défectueux	18
4-2. Saturation de la step	19
4-2-1. Canal de trop-plein et regards	19
4-2-2. Qualité du traitement	19
4-3. Défauts de conception	19
4-3-1. Dispositif de dégraissage	19
4-3-2. Bassins de stabilisation	19

TROISIEME PARTIE : ETUDE DES SOLUTIONS ET VARIANTES

CHAPITRE V : ETUDE TECHNIQUE DE LA REFECTION DE LA STEP ACTUELLE

AVEC EXTENSION	20
5-1. Description des opérations	20
5-2. Réfection	20
5-3. Extension de la station	20
5-3-1. Dégriilleur	21
5-3-2. Dessableur couloir	23

5-3-3. Décanteur primaire	25
5-3-4. Bassins de stabilisation (aérobies)	27
5-3-5. Bassins de maturation	29
5-4. Dimensionnement des conduites	31

CHAPITRE VI: ETUDE TECHNIQUE DE LA PREMIERE VARIANTE : STATION

D'EPURATION CLASSIQUE (à boues activées) 33

6-1. Description de la variante 33

6-2. Dimensionnement des ouvrages 33

6-2-1. Dégrilleur 33

6-2-2. Dessableur 35

6-2-3. Décanteur primaire 37

6-2-4. Bassin d'aération 39

6-2-5. Décanteur secondaire et bassin de chloration 43

6-2-6. Lits de séchage de boues 45

6-2-7. By-pass 46

6-3. Dimensionnement des conduites 46

CHAPITRE VII : ETUDE TECHNIQUE DE LA DEUXIEME VARIANTE : STATION

D'EPURATION SEMI-NATURELLE (avec lagunes aérées) 48

7-1. Description de la variante 48

7-2. Dimensionnement des ouvrages 48

7-2-1. Dégrilleur 48

7-2-2. Dessableur 50

7-2-3. Lagunes aérées 52

7-2-4. Bassins de maturation 54

7-2-5. Lits de séchage de boues 55

7-3. Dimensionnement des conduites 56

CHAPITRE VIII : ETUDE TECHNIQUE DE LA TROISIEME VARIANTE : STATION

D'EPURATION NATURELLE (bassins de stabilisation) 60

8-1. Description de la variante 60

8-2. Dimensionnement des ouvrages de la filière 60

8-2-1. Dégrilleur	60
8-2-2. Dessableur couloir	62
8-2-3. Décanteur primaire	64
8-2-4. Bassins de stabilisation	66
8-2-5. Bassin de maturation	68
8-2-6. Lit de séchage	71
8-2-7. By-pass	72
8-3. Dimensionnement des conduites	72
CHAPITRE IX : ETUDE COMPARATIVE DES SOLUTIONS ET VARIANTES	75
9-1. Etude économique	75
9-1-1. Etude de la première variante : step classique à boues activées	75
9-1-2. Etude de la troisième variante : step naturelle avec bassins de stabilisation	77
9-1-3. Etude de la deuxième variante : step semi naturelle avec lagunage aérée	77
9-1-4. Etude de la réfection de la step	78
9-2. Etude technique	79
9-3. Avantages et inconvénients des solutions et variantes	79
9-3-1. Première variante	79
9-3-2. Deuxième variante	80
9-3-3. Troisième variante	80
9-4. Choix final de la solution	81
CHAPITRE X : CALCUL DU BETON ARME DES BASSINS CIRCULAIRES	82
10-1. Bases de calcul	82
10-2. Calcul des armatures de la paroi	86
10-2-1. Calcul des armatures suivant les cerces	86
10-2-2. Calcul des armatures transversales	87
10-3. Armatures du radier	90
10-3-1. Hypothèses de base	90
10-3-2. Armatures du radier	91
10-4. Dispositif de ferrailage	94

QUATRIEME PARTIE : VALORISATION DES PRODUITS DU TRAITEMENT

CHAPITRE XI : VALORISATION DES PRODUITS DU TRAITEMENT	95
11-1. Valorisation des eaux issues du traitement	95
11-1-1. Techniques de valorisation	95
11-1-2. Activités à pourvoir	96
11-2. Valorisation des boues	96
11-2-1. Valorisation agricole	96
11-2-2. Technique de traitement	97
11-2-2-1. Epaississement et déshydratation	97
11-2-2-2. Stabilisation des boues	97
11-2-2-3. Epannage	98
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	99
ANNEXES	101
BIBLIOGRAPHIE	139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1: Débits moyens mensuels d'août en novembre 2001	16
Tableau 3.2: Résultats des analyses en MES	16
Tableau 3.3: Résultats des analyses en DCO	16
Tableau 3.4: Résultats des analyses en Azote Total et en Phosphore Total	17
Tableau 3.5: Résultats des analyses micro-biologiques	17
Tableau 5.1: Tableau récapitulatif des caractéristiques des bassins relatifs à l'extension	31
Tableau 5.2 : Tableau relatif aux caractéristiques des conduites	32
Tableau 5.3 : Tableau des diamètres nominaux	32
Tableau 6.1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des différents bassins pour station à boues activées	45
Tableau 6.2 : Tableau relatif aux caractéristiques des conduites	47
Tableau 6.3 : Tableau des diamètres nominaux	48
Tableau 7.1 : Tableau relatif aux caractéristiques des conduites	58
Tableau 7.2 : Tableau des diamètres nominaux	59
Tableau 8.1 : Caractéristiques des différents bassins pour les trois choix	71
Tableau 8.2 : Tableau relatif aux caractéristiques des conduites	73
Tableau 8.3 : Tableau des diamètres nominaux	74
Tableau 9.1 : Tableau donnant le coefficient de majoration pour évaluation coût lagune aérée	77
Tableau 9.2 : Tableau récapitulatif des coûts de la première variante	78
Tableau 9.3 : Tableau récapitulatif des coûts de la troisième variante	78
Tableau 9.4 : Tableau récapitulatif des coûts de la deuxième variante	79
Tableau 9.5 : Tableau récapitulatif des performances de traitement pour les divers types de station	79
Tableau 10.1 : Effort suivant les cerces	86
Tableau 10.2 : Armature à l'ELU	86
Tableau 10.3 : Armatures à l'ELS	87
Tableau 10.4 : Choix des barres et espacements	87
Tableau 10.5 : Variation du moment positif	88
Tableau 10.6 : Choix des barres transversales	90

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Situation de Saly Portudal sur la petite côte	3
Figure 3-1 : Vue en plan de la step actuelle	13
Figure 5-1 : Vue en plan du dégrilleur	21
Figure 5-2 : Coupe longitudinale du dégrilleur	21
Figure 5-3 : Coupe longitudinale du dessableur	23
Figure 5-4 : Vue en plan du dessableur	23
Figure 10-1 : Coupe transversale bassin circulaire	82
Figure 10-2 : Schéma de ferrailage	94

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Portrait de quelques infrastructures existantes de la step	102
Annexe 2 : Diagramme des caractéristiques moyennes mensuelle	105
Annexe 3 : Normes sénégalaises sur les eaux usées	109
Annexe 4 : Evaluation des débits	123
Annexe 5 : Evaluation de la DBO ₅ des eaux usées	125
Annexe 6 : Diagramme d'écoulement de la step avec extension	126
Annexe 7 : Diagramme d'écoulement du traitement par boues activées	127
Annexe 8 : Diagramme d'écoulement du traitement par lagunage aéré	128
Annexe 9 : Diagramme d'écoulement du traitement par bassins de stabilisation	129
Annexe 10 : Calcul des constantes cinétiques et choix de profondeur de bassin	130
Annexe 11 : Aérateur de surface	132
Annexe 12 : Abaques donnant les valeurs des K _i	133

LISTE DES ABREVIATIONS

- PVC** : Polychlorure de Vinyle
STEP : Station d'épuration
DCO : Demande Chimique en Oxygène
DBO : Demande Biologique (ou biochimique) en oxygène
MES : Matières En Suspension
ONAS : Office National de l'Assainissement
SAPCO : Société pour l'Aménagement et la Promotion touristique de la petite Côte.
SDE : Sénégalaise Des Eaux
MST : Matières Sèches Totales
CF : Coliformes Fécaux
CSF : Clostridium sulfito-réducteurs
SR : Station de Relevage

INTRODUCTION

« **L'eau est source de vie** ». La gestion de cette ressource dans le passé se limitait essentiellement à l'approvisionnement des populations en eau de consommation. De nos jours, devant l'ampleur de l'incidence des eaux polluées sur l'environnement, la santé publique et le développement économique, il s'avère nécessaire d'accorder une plus grande importance à l'évacuation et au traitement de ces eaux. Dans les pays en voie de développement la maîtrise des eaux usées pose souvent problème du fait que la croissance de la population n'est pas souvent en phase avec la politique d'entretien et de développement des ouvrages d'assainissement.

Face à une politique de développement du tourisme dans la petite côte, on assiste à une urbanisation croissante avec l'implantation d'hôtels et de sites touristiques. Cet accroissement de la population touristique pose souvent un problème de gestion des eaux usées.

La station d'épuration (step) de Saly Portudal se trouve actuellement dans l'impossibilité de satisfaire la demande pour deux causes principales. D'une part, on note un dysfonctionnement de la station causé par des défaillances techniques et d'autre part, elle est l'objet d'une saturation due à une surexploitation.

Cette étude sera effectuée avec l'appui de l'Office National de l'Assainissement (O.N.AS). Elle permettra ainsi de proposer des solutions techniques pour une meilleure gestion des eaux usées.

Une étude comparative (technique et économique) de différentes solutions tenant compte des réalités actuelles et futures du milieu servira de base pour le choix final. Elle concerne la réfection combinée à une extension de la step actuelle et la mise en place d'une nouvelle step.

Cette présente étude dont le but est de proposer une solution adéquate pour un meilleur traitement des eaux usées de Saly Portudal est structurée en quatre parties :

Dans la première partie, sont passées en revue les différentes considérations générales sur la station balnéaire de Saly Portudal et sur les eaux usées.

La deuxième partie est consacrée à la description de la station d'épuration et à l'identification des origines et causes des anomalies dont elle est victime.

La troisième partie a trait à l'étude comparative des solutions et variantes aux différents problèmes, à savoir la réhabilitation de la station d'épuration et la mise en place d'une nouvelle station.

Et enfin, la quatrième partie est consacrée à l'étude des possibilités de valorisation des sous-produits du traitement des eaux usées.

PREMIERE PARTIE :
GENERALITES SUR LE SITE ET SUR LES EAUX USEES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE SALY PORTUDAL

Le secteur du tourisme, second pôle économique du Sénégal, se caractérise par la richesse et la diversité des produits mis à la disposition des visiteurs. Générateur de devises, d'emplois et d'investissement, le tourisme sénégalais avec des recettes de plus de 100 milliards de francs CFA pour près de 500 000 entrées de visiteurs par an, est aujourd'hui un atout principal de l'économie sénégalaise. Son développement a entraîné la création de sites touristiques le long de la petite côte où les conditions sont favorables. Ainsi assiste-t-on de plus en plus à l'émergence et à l'accroissement de stations balnéaires dont celle de Saly Portudal.

1-1. Situation de Saly Portudal

Station balnéaire de renommée mondiale située à environ 8 kilomètres au nord de Mbour (département situé à 83km de Dakar), un des centres de pêche les plus actifs du littoral sénégalais, Saly Portudal abrite 13 hôtels et 22 résidences avec une capacité d'accueil de 80000 à 100000 touristes par an. C'est une zone où s'est développée une importante activité touristique depuis les années 1977 et qui bénéficie de sa position littorale.

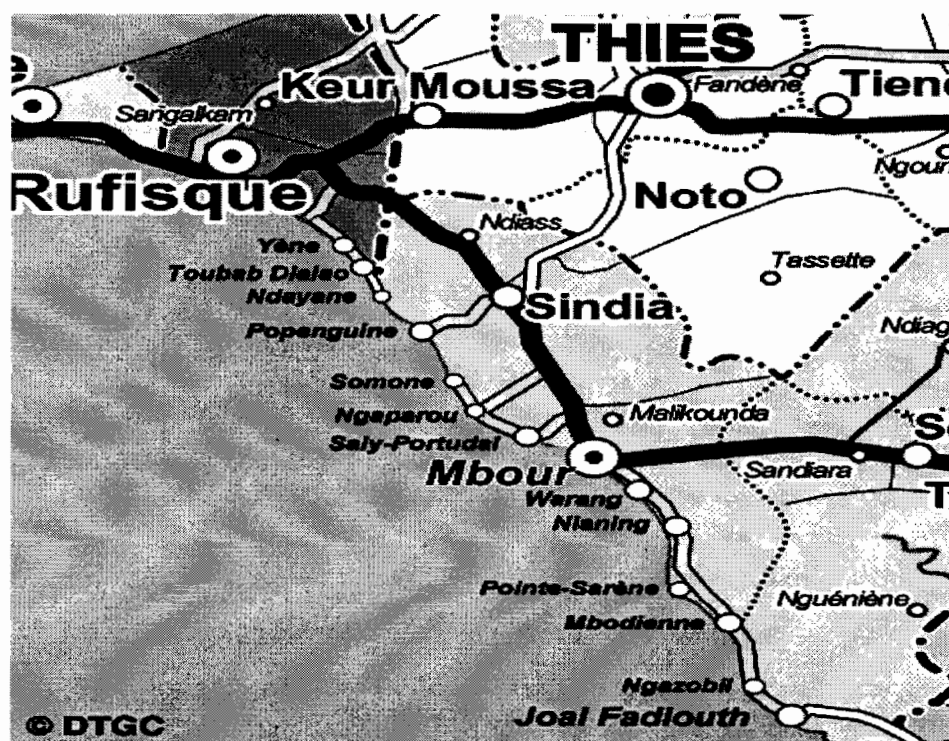


figure 1-1 : situation de Saly Portudal sur la petite côte

La station de Saly est gérée par un comité qui est composé de la SAPCO, du regroupement des hôteliers et des responsables de toutes les installations annexes (banques, commerces etc).

Ce comité intervient dans la gestion des espaces publics, de l'assainissement et aide à la synchronisation de toutes les actions entrant dans le cadre de l'hygiène.

Sur le plan financier, ce comité participe à l'entretien et à la maintenance des infrastructures d'assainissement et dispose d'un budget dans le quel tous les membres donnent leur cote part grâce à une clé de répartition. Le comité de gestion intervient en général à titre consultatif.

1-2. Ouvrages d'hydraulique urbaine

L'alimentation en eau de Saly est assurée par la Sénégalaise Des Eaux (SDE) dont le siège régional se trouve à Mbour. Les eaux de consommation sont d'origine souterraine avec l'implantation de deux forages de $75\text{m}^3/\text{h}$ et $100\text{m}^3/\text{h}$. Un troisième forage vient en appoint pour satisfaire la demande. La conduite principale approvisionnant Saly et Somone apporte un débit de $100\text{m}^3/\text{h}$ dont près de la moitié est consommée par Saly. Un réservoir surélevé de 2000m^3 vient en appoint pour l'alimentation en eau potable pendant les heures de pointe (forte consommation).

Saly est doté d'un réseau d'égout séparatif assurant l'évacuation des eaux usées des hôtels et résidences. Les eaux collectées sont envoyées vers une station d'épuration située à sa périphérie pour y subir un traitement.

Cette station d'épuration est gérée par l'ONAS qui s'occupe de l'entretien, de l'exploitation et du suivi du réseau d'assainissement et de la station. C'est ainsi que le renouvellement et la gestion de toutes les infrastructures sanitaires sont assurés par l'ONAS.

L'ONAS approuve également tous les plans destinés à la réalisation ou à la modification de toute autre installation. Il décide aussi de toutes les autres actions qui doivent être menées au niveau du réseau d'assainissement et des différentes stations (stations de relèvement et d'épuration).

L'ONAS fournit et prend en charge le personnel chargé de la gestion de la station.

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DES EAUX USEES

Dans ce chapitre nous présenterons les différentes caractéristiques des eaux usées tant du point de vue physique que chimique et les différents traitements qui s'imposent pour un rejet d'effluent de qualité acceptable.

2-1. Caractéristiques des eaux usées

Les eaux usées contiennent des matières minérales ou organiques en proportions variables selon leur origine. Ces matières peuvent être sous forme solide, colloïdale ou dissoute. En général, elles contiennent également une multitude d'organismes vivants dont certains peuvent être fortement pathogènes.

2-1-1. Caractéristiques chimiques

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, ainsi se réfère-t-on à quelques paramètres pour les caractériser.

Demande biochimique en oxygène (DBO) : elle exprime la quantité de matières organiques biodégradables présente dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre, exprimé en mg d'oxygène par litre, mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie.

Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommée au bout de 5 jours. C'est la DBO₅.

Demande chimique en oxygène (DCO) : La DCO, exprimée en mg d'oxygène par litre, représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières.

2-1-2. Caractéristiques minérales

- **pH :** il influence fortement les réactions de dégradation de la matière organique. Si l'eau usée se trouve à un pH neutre ou basique et si les bactéries qui dégradent la matière organique ont une croissance optimale à un pH plus bas, le rendement de la station d'épuration va s'en faire sentir.
- **Azote et phosphore :** Les teneurs en azote et en phosphore sont également des paramètres très importants. Les rejets excessifs de phosphore et d'azote contribuent à l'eutrophisation des lacs et des cours d'eau. Ce phénomène se caractérise par la prolifération d'algues et la diminution de l'oxygène dissous, ce qui appauvrit la faune et la flore des eaux superficielles (cours d'eau, lacs etc..).

2-1-3. Caractéristiques physiques

- **La turbidité** : elle diminue la pénétration de la lumière.
- **La couleur** : elle est souvent due au déversement de composés chimiques solubles présentant une coloration très marquée (teinturerie, sang d'abattoir etc..).
- **La température** : elle joue un rôle fondamental dans toutes les réactions chimiques qui ont lieu dans un milieu liquide. La vitesse de dégradation de la matière organique dans une eau usée est d'autant plus importante que la température est élevée. Son importance se fait surtout sentir dans la cinétique de l'épuration par une accélération des processus d'épuration quand le milieu biologique s'y prête.
- **Matières en suspension (MES)** : Ce sont des matières solides non dissoutes contenues dans les eaux usées qui sont séparables par filtration ou par centrifugation. On les subdivise en deux catégories :
 - les matières décantables : qui sont les MES qui se déposent pendant un temps fixé conventionnellement à 2 heures ;
 - les matières colloïdales : qui représentent la différence entre MES et matières décantables.
- **Matières sèches totales (MST)** : Elles sont obtenues par évaporation directe à 105°C et rendent compte à la fois des MES et des matières dissoutes.

2-1-4. Caractéristiques biologiques

Ils sont constitués de microorganismes (bactéries, virus, algues, protozoaire etc..) et d'organismes supérieurs (vers et insectes aux divers stades de leur développement)

Trois groupes principaux sont couramment utilisés dans ce but :

- les coliformes fécaux (CF) ;
- les streptocopes ;
- les clostridium sulfite-réducteurs (CSF).

2-2. Traitement des eaux usées

La dépollution des eaux usées nécessite une succession d'étapes faisant appel à des traitements physiques, physico-chimiques et biologiques. En dehors des plus gros déchets dans les eaux usées, l'épuration doit permettre, au minimum, d'éliminer la majeure partie de la pollution carbonée.

Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, quatre niveaux de traitement sont définis.

2-2-1. Les prétraitements

Les prétraitements ont pour objectif de séparer les matières les plus grossières et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement. Ils comprennent le dégrillage, le dessablage et le dégraissage.

2-2-1-1. Le dégrillage

Au cours du dégrillage, les eaux usées passent au travers d'une grille, qui retient les éléments grossiers, dont les barreaux sont placés verticalement ou inclinés de 60° à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 6 à 100 mm et la vitesse moyenne de passage entre ceux-ci est comprise entre 0,60 et 1m/s. Ces éléments sont ensuite éliminés avec les ordures ménagères.

2-2-1-2. Le dessablage

Il débarrasse les eaux usées des sables et des graviers par sédimentation. L'élimination des sables présents dans les effluents bruts est une opération indispensable pour éviter d'éventuels problèmes mécaniques (abrasion pompe, colmatage conduite etc..).

Le dessablage concerne les particules minérales de granulométrie supérieure à 100µm.

2-2-1-3. Le dégraissage

Le dégraissage vise à éliminer la présence de graisse dans les eaux usées, graisses qui peuvent gêner l'efficacité des traitements biologiques qui interviennent ensuite. Le dégraissage s'effectue par flottation. L'injection d'air au fond de l'ouvrage permet la remontée en surface des corps gras. Les graisses sont raclées à la surface, puis stockées avant d'être éliminées.

2-2-2. Le traitement primaire

Le traitement primaire a pour but l'élimination d'une fraction importante des MES (50% à 60% des MES totales, 80% à 90% des MES décantables). Les procédés utilisés peuvent être physiques (décantation, flottation) et éventuellement physico-chimiques.

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires. Ce traitement réduit d'environ 30% la DBO et la DCO.

2-2-3. Le traitement secondaire

Le traitement secondaire a pour objet de poursuivre l'épuration de l'effluent provenant du décanteur primaire. Les procédés les plus couramment utilisés aujourd'hui mettent en

œuvre des installations biologiques tant pour l'épuration des eaux usées urbaines que pour certaines eaux résiduaires. Ces traitements reproduisent artificiellement ou non les phénomènes d'auto-épuration existant dans la nature. L'auto-épuration regroupe l'ensemble des processus par lesquels un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

On distingue les procédés biologiques extensifs et intensifs.

2-2-3-1. Les procédés biologiques extensifs

Le traitement s'effectue dans des bassins de stabilisation ou lagunages. On distingue quatre types de bassins, selon la nature de l'activité biologique :

- bassin aérobie : l'oxygène est apporté par les échanges avec l'atmosphère au niveau du plan d'eau et par l'activité de photosynthèse des microalgues de surface. La pollution organique se dégrade sous l'action des bactéries (aérobies) présentes dans le plan d'eau. Le rayonnement solaire détruit en outre certains germes.
- bassin anaérobie : il ne nécessite pas d'oxygène dissout car ce sont les bactéries anaérobies qui dégradent les molécules organiques complexes.
- bassin facultatif : il comporte une couche supérieure aérobie, une couche inférieure anaérobie et une couche intermédiaire facultative ou aérobie-anaérobie. Dans la zone intermédiaire, les bactéries facultatives peuvent détruire la matière organique en présence ou à l'abri de l'oxygène. Ce mode d'épuration permet d'éliminer 80% à 90% de la DBO, 20% à 30% de l'azote et contribue à une réduction très importante des germes.
- lagune aérée : l'oxygène est apportée par des aérateurs placées à la surface ou au fond du bassin. La dégradation de la matière organique y est essentiellement assurée par les bactéries aérobies.

2-2-3-2. Les procédés biologiques intensifs

Ils regroupent toute une série de technique ayant en commun le recours à des cultures bactériennes qui consomment les matières polluantes. Il existe deux grandes catégories de procédés biologiques artificiels :

- Les installations à cultures libres, dans lesquelles la culture bactérienne est maintenue en suspension dans le courant des eaux usées à traiter. Les installations à boues activées fonctionnent selon ce principe. Ils éliminent 85% à 95% de la DBO₅, selon les installations.
- Les installations à cultures fixées, où la culture bactérienne (biomasse) repose sur un support (caillou, plastique, milieu granulaire fin).

Le rendement maximum de cette technique est de 80% d'élimination de la DBO.

2-2-4. Les traitements tertiaires

Des traitements complémentaires sont effectués lorsque la nature des milieux recevant l'eau dépolluée l'exige.

2-2-4-1. L'élimination de l'azote

Les stations d'épuration prévues pour éliminer les matières carbonées n'éliminent qu'environ 20% de l'azote présent dans les eaux usées. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des traitements complémentaires doivent être mis en place.

L'élimination de ce dernier est obtenue, le plus souvent, grâce à des traitements biologiques, de nitrification-dénitrification.

2-2-4-2. L'élimination du phosphore

La déphosphatation peut être réalisée par des voies physico-chimiques ou biologiques.

Le traitement physico-chimique se fait par l'adjonction de réactifs comme les sels de fer ou d'aluminium. Les techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80% et 90% du phosphore, mais engendrent une importante production de boues.

Le traitement biologique consiste à provoquer l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Le rendement moyen est d'environ 60%.

2-2-4-3. La désinfection

Les traitements primaires et secondaires ne détruisent pas complètement les germes présents dans les rejets domestiques.

Un réactif désinfectant peut être ajouté dans les eaux traitées, avant leur rejet dans le milieu naturel. Le chlore est le désinfectant le plus courant. Mais la désinfection peut également s'effectuer avec l'ozone, le brome ou le dioxyde de chlore.

2-2-5. Le traitement des boues

Le traitement d'un mètre cube d'eau usée produit de 350 à 400 grammes de boues. Le traitement des boues a pour objectif de les conditionner en fonction de leur utilisation ultérieure. Ce conditionnement a pour effet :

- une réduction de volume obtenue par épaissement, puis déshydratation (solidification),
- une diminution du pouvoir de fermentation de ces matières (stabilisation biologique, chimique, thermique...).

DEUXIEME PARTIE :
ETAT DES LIEUX

CHAPITRE III : DESCRIPTION DE LA STATION D'EPURATION DE SALY

Ce chapitre donnera un aperçu sur la voie empruntée par l'eau, de la collecte à l'épuration, et permettra de voir les différentes caractéristiques des eaux usées avant et après traitement.

Une visite technique sur le terrain a permis de comprendre le circuit emprunté par les eaux usées et le procédé de traitement.

3-1. Le réseau de collecte des eaux usées

Le réseau d'assainissement des eaux usées a pour fonction de collecter ces eaux pour les conduire à la station d'épuration.

Le réseau de collecte des eaux usées de Saly est un réseau séparatif. Ce type de réseau est constitué d'un réseau de collecte des eaux usées domestiques et d'un autre pour les eaux pluviales. Les eaux usées domestiques sont traitées, les eaux pluviales étant rejetées directement à la mer. Le réseau de collecte est constitué de collecteurs, de stations de relèvement et d'une conduite de refoulement des eaux usées vers la station de traitement.

3-1-1. Les collecteurs

Ils sont constitués de conduites et de regards. Les eaux usées provenant des différents usages domestiques (cuisine, bain, rejet des toilettes...) sont évacuées vers les regards d'égouts par des canalisations en PVC. Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait par gravité. Les eaux recueillies par les collecteurs sont acheminées vers les stations de relèvement.

3-1-2. Les stations de relèvement

Les stations de relèvement permettent d'acheminer les eaux usées vers la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution, ce qui est le cas à Saly. Cette opération de relèvement des eaux usées s'effectue grâce à des pompes immergées. Elles sont aux nombres de quatre dont deux non encore mises en service.

• La Station de Relevage N° 30 (SR 30) :

Elle est située à l'intérieur de l'hôtel Savana et est destinée à recevoir les eaux usées de l'hôtel et de ses environs afin de les évacuer vers la seconde station de relevage n° 45 (SR 45). Cette station est constituée essentiellement par :

- une bache mesurant 2.25 m x 2.25 m intérieur par 12 m de profondeur ;

- un gousset intérieur de section transversale triangulaire de 0.20 m x 0.20 m reliant le radier aux parois verticales et destiné à créer des formes hydrauliques au fond de la bêche ;
- un puisard à fond perdu de 100 cm x 100 cm, non accolé à la station ;
- une dalle de couverture aménagée avec quatre dispositifs de fermeture en acier galvanisé ;
- un panier de récupération des déchets, manuel, constitué d'un treillis métallique de maille 3 cm x 3 cm avec une ossature de support et une chaîne de relevage en acier galvanisé ;
- une ventilation haute ;
- deux canalisations de diamètre 100 mm en fonte ;
- deux robinets vannes ;
- deux pompes immergées de types « KSB » et « flygt CP 3102 MT » avec leur équipement mécanique et électrique, une seule de ces pompe étant fonctionnelle. Elles sont combinées à un système de flotteur permettant un fonctionnement automatique, en effet la pompe fonctionne lorsque les eaux auront atteint un certain niveau dans le bassin.

• **La Station de Relevage N° 45(SR 45)**

Sise à Saly hôtel, elle reçoit les eaux envoyées par la SR 30 et celles de ses environs. De ce fait, elle est la station centrale et est constituée essentiellement par :

- deux bâches mesurant respectivement 3.85 m x 3.85 m et 1.50 m x 3.85 m intérieur pour une profondeur de 4.05 m. Ces deux bâches accolées sont séparées par un voile en béton armé ;
- un gousset intérieur de section transversale triangulaire de 0.30 m x 0.30 m reliant le radier aux parois verticales et une surélévation partielle du radier de 10 cm, destinée à créer des formes hydrauliques au fond des bâches ;
- une dalle de couverture aménagée avec quatre dispositifs de fermeture pour une ouverture de 0.85 m x 1.20 m en acier galvanisé ;
- deux paniers de récupération des déchets, manuels, constitués par un treillis métallique de maille 3 cm x 3 cm avec leurs ossatures de support et chaînes de relevage en acier galvanisé ;
- deux ventilations hautes ;
- des canalisations en fonte de diamètres 200 mm et 400 mm ;
- trois robinets vannes ;

- deux vannes murales à ouverture circulaire de diamètres 300 mm et 400 mm ;
- trois pompes immergées dont deux fonctionnelles de type « KSB » et « flygt CP 3152 MT », ces pompes sont aussi combinées à un dispositif de flotteur et permettent l'évacuation des eaux vers la station d'épuration par l'intermédiaire de la conduite de refoulement.

Au niveau des stations de relèvement s'effectue une première phase de prétraitement (dessablage et dégrillage) permettant d'éliminer les matières en suspension et les sables grossiers.

3-1-3. La conduite de refoulement

C'est une conduite circulaire en PVC, de longueur 1430 m et de diamètre 315 mm. Elle est destinée à acheminer les eaux usées de la SR 45 vers la station d'épuration, jouant ainsi le rôle d'intercepteur.

3-2. La station de traitement

La station d'épuration de Saly assure le traitement des eaux usées par un processus naturel ne nécessitant pas une intervention mécanique. Ce type de station comprend essentiellement les bassins de stabilisation ou lagunages naturels. Ces derniers font appel à la dégradation de la matière organique par des bactéries aérobies ou anaérobies. La station se subdivise en quatre parties essentielles :

- le canal dessableur avec jaugeur,
- la fosse anaérobie,
- la fosse aérobie,
- les lits de séchage des boues. [2]

3-2-1. Caractéristiques de la station d'épuration

Le traitement des eaux usées s'effectue en trois phases ayant lieu respectivement dans les trois premiers bassins cités ci dessus, les lits de séchage servant à traiter les boues issues de ces eaux.

- Le canal dessableur avec jaugeur

Il est constitué par un double canal ouvert de 0.85 m de large et 0.45 m de hauteur sur 15.40 m de longueur. Ce canal est suivi d'un système venturi dit « jaugeur de Parshall » puis d'un canal de transition de 0.60 m x 0.85 m x 5.00 m de longueur. Les canaux dessableurs sont aménagés de feuillures permettant la mise en place et l'enlèvement aisé de

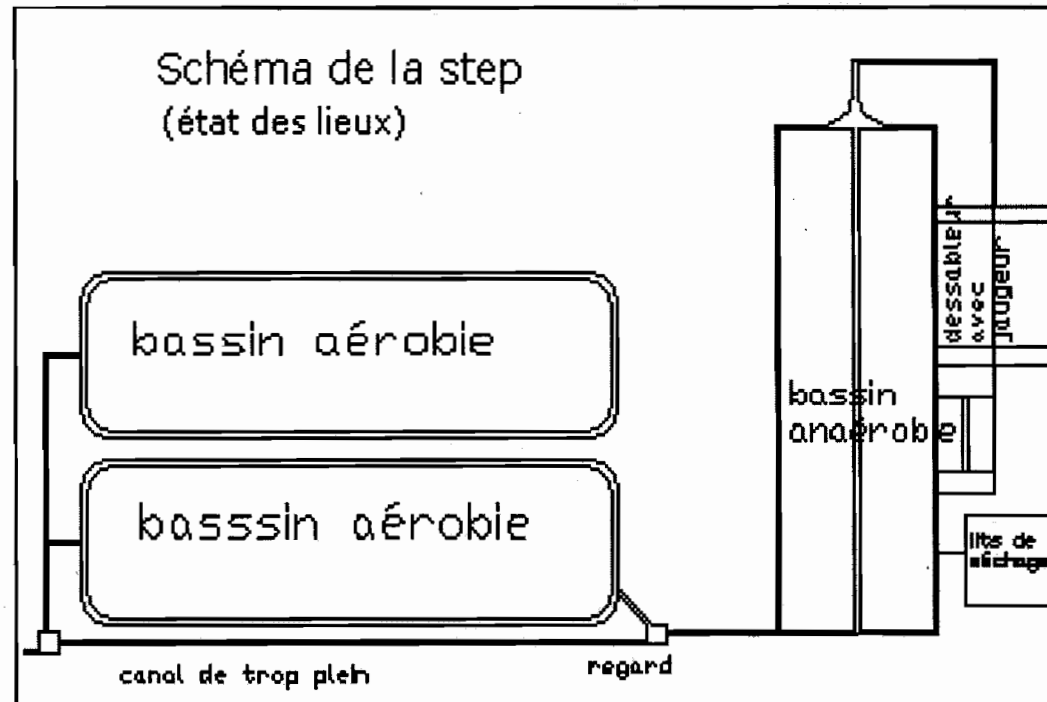


Figure 3-1 : vue en plan de la step actuelle

cloisons d'aluminium à l'entraxe de 1.00 m environ. Deux vannes assurent l'ouverture et la fermeture alternative de chaque canal.

Au niveau de la station de traitement, un dessablage supplémentaire est effectué, le dégrillage étant fait dans les stations de relèvement. Les grilles verticales permettent de retenir les grains de sable et maintiennent le niveau d'eau en amont constant, tout excès de l'effluent passe par une canalisation et est évacué vers le trop plein. L'eau recueillie en aval est exempte de sable grossier mais contient de fines particules et passe par un système de canalisation souterrain permettant son acheminement vers les bassins de décantation primaire.

- La fosse anaérobie

Elle est constituée essentiellement par :

- deux bâches accolées mesurant 7.00 m et 55.00 m intérieur et 4.15 m de profondeur dont les radiers à double pente comportent un caniveau de récupération des boues (celui-ci étant désaxé par rapport à l'axe du bassin) ;
- des voiles centraux surmontés d'une dalle permettant la circulation des équipes d'entretien ;
- un caniveau de récupération des eaux couvert partiellement par un caillebotis en aciers galvanisé permettant l'accès aux volants de manœuvre des vannes ;
- deux canalisations de liaison de diamètre 250 cm en fonte entre le dessableur et les bassins avec colliers de fixation et robinets vannes et dans chaque bassin ;
- une canalisation d'amenée des effluents de diamètre 250 cm en fonte ;
- deux vannes murales avec mécanisme d'ouverture (non fonctionnelles) ;
- des gardes corps en acier galvanisé sur les accès centraux.

L'eau à traiter est introduite par le fond des bassins. La dégradation des matières organiques se fait sous l'action des bactéries anaérobies, elle ne nécessite pas d'oxygène dissout. Le traitement résulte de la précipitation des matières organiques et leur conversion anaérobie. La sédimentation des particules solides sous l'effet de leur poids aboutit à la formation de boues au fond du bassin qui seront récupérées et étalées sur des lits de séchage. Le niveau d'eau est maintenu constant dans ces bassins, l'effluent est ensuite acheminé vers les bassins de stabilisation par des conduites pour subir un traitement secondaire.

- Le bassin de stabilisation

Il est constitué essentiellement de :

- deux bassins parallèles de section droite trapézoïdale de petite base 10.00 m et de grande base 18.00 m pour une hauteur de 1.80m, la longueur des bassins est de 125.00 m hors tout ;
- un caniveau longitudinal aux bassins et provenant de la fosse anaérobie et se déversant par l'intermédiaire d'un exutoire dans le marigot ;
- des canalisations d'amenée de diamètre 250 mm en fonte de l'effluent dans le bassin ;
- des canalisations de sortie de diamètre 250 mm avec crépine protégée ;
- de quatre vannes murales à orifice circulaire et d'une vanne murale à orifice rectangulaire avec leur système de manœuvre (non fonctionnelles).

Dans ces bassins, le traitement se fait suivant un processus aérobie, un seul étant opérationnel. L'oxygène est utilisé pour dégrader la matière organique. La faible profondeur des bassins et leur forte exposition à l'air favorise leur aération. L'eau traitée est recueillie dans des canalisations aboutissant à un regard. Ce dernier reçoit aussi les eaux évacuées par le trop plein en cas de saturation. Enfin une conduite circulaire de longueur 200 m et de diamètre 315 mm servant d'émissaire permet l'évacuation de toutes les eaux provenant de la station dans un marigot aménagé. Une partie de ces eaux est utilisée pour l'arrosage d'un terrain de golf et une autre partie, utilisée clandestinement pour l'arrosage des cultures maraîchères.

- les lits de séchage des boues

Ces lits au nombre de huit comprennent :

- un muret périphérique à chaque lit,
- un caniveau central, amenant les boues,
- une sous-couche en sable de 10 cm d'épaisseur surmontée d'une couche de gravillon de 20 cm,
- de tuyau d'amenée de l'effluent depuis les bassins anaérobies,
- de systèmes de liaisons caniveau/lits de séchage.

Le séchage des boues se fait par déshydratation grâce à leur exposition à l'air libre sur les lits.

Les portraits des différents ouvrages seront présentés en annexe 1

3-2-2. Paramètres physico-chimiques des eaux usées

Le dimensionnement des ouvrages d'une station d'épuration se fait selon des critères liés aux caractéristiques chimiques, physiques ou bactériologiques des eaux usées et des objectifs fixés pour la qualité de l'effluent. Dès lors, il s'avère nécessaire d'estimer les

principales caractéristiques (débit, DBO, DCO, MES...). L'idéal serait d'entamer une campagne de mesures pour déterminer ces paramètres car ils fluctuent rapidement dans le temps. Pour cerner correctement les caractéristiques moyennes, il faudrait une période d'échantillonnage intensive et prolongée ; ceci déborde le temps disponible et le but poursuivi par cette étude. Cependant, à l'issue d'une étude antérieure [3], certains paramètres ont été mesurés dans le temps durant quelques mois. Les principaux résultats sont présentés dans les tableaux qui suivent.

Mois	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Moyenne
Eaux usées à l'entrée m ³ /mois	23901	34560	38409	38610	33870
Eaux traitées m ³ /mois	23901	34560	38409	38610	33870

Tableau 3-1: Débits moyens mensuels d'août en novembre 2001

Mois		Août	Septembre	Octobre	Novembre	Moyenne
Entrée	Conc (mg/l)	384	314	396	234	332
	Flux (T/mois)	9	11	15	9	11
Sortie	Conc (mg/l)	116	52	82	80	82
	Flux (T/mois)	3	2	3	3	2,7
Rendement Apparent (%)		70	83	78	62	73
Rendement Absolu (%)		70	83	78	62	73

Tableau 3-2: Résultats des analyses en MES

Mois		Août	Septembre	Octobre	Novembre	Moyenne
Entrée	Conc (mg/l)	520	356	512	602	497
	Flux (T/mois)	12	12	20	23	16,7
Sortie	Conc (mg/l)	210	174	168	241	198
	Flux (T/mois)	5	6	6	9	6,5
Rendement Apparent (%)		59	51	67	60	59
Rendement Absolu (%)		59	51	67	60	59

Tableau 3-3: Résultats des analyses en DCO

Mois			Août	Septembre	Octobre	Novembre	Moyenne
Azote Total	Entrée	Conc (mg/l)	67	39	80	104	72
		Flux(T/mois)	1,6	1,4	3,1	4,1	2,5
	Sortie	Conc (mg/l)	34	35	59	61	47
		Flux(T/mois)	0,8	1,2	2,3	2,3	1,6
	R.Ap%		49	11	20	40	30
	R.Ab%		49	11	20	40	30
Phosphore Total	Entrée	Conc(mg/l)	36	27	30	40	33
		Flux (T/mois)	0,8	0,9	1,1	1,5	1,1
	Sortie	Conc (mg/l)	26	21	21	26	23
		Flux(T/mois)	0,6	0,7	0,8	1,1	0,8
	Rendement Apparent %		29	24	30	33	29
	Rendement Absolu %		29	24	30	33	29

Tableau 3-4: Résultats des analyses en Azote Total et en Phosphore Total

Les diagrammes des différentes caractéristiques caractéristiques ci-dessus sont donnés en annexe 2.

Date	Entrée UFC/100 ml	Sortie UFC/100ml	Abattement en puissance de 10
23/10/01	$2.64 \cdot 10^7$	$3.12 \cdot 10^5$	2
31/10/01	$1.6 \cdot 10^7$	$3.68 \cdot 10^5$	2
07/11/01	$2.48 \cdot 10^7$	$3.84 \cdot 10^5$	2
15/11/01	$5.28 \cdot 10^7$	$5.2 \cdot 10^5$	2
20/11/01	$2 \cdot 10^7$	$3.68 \cdot 10^5$	2
Moyenne	$2.8 \cdot 10^7$	$3.9 \cdot 10^5$	2

Tableau 3-5: Résultats des analyses micro-biologiques

La comparaison entre les caractéristiques des eaux traitées de Saly et celles de la réglementation sénégalaise NS 05- 061 de juillet 2001 (annexe 3) montre que le traitement effectué par cette step ne respecte pas les exigences épuratoires.

CHAPITRE IV : IDENTIFICATION, ORIGINES ET CAUSES DES PROBLEMES

Une visite technique des différentes installations de la step a permis de recenser un certain nombre de problèmes liés à :

- l'entretien ;
- un équipement défectueux ;
- un défaut de conception.

L'analyse des différents résultats fournis par [3] renseigne à la fois sur l'état de saturation de la step et la qualité du traitement.

4-1. Dysfonctionnement de la station

Certaines défaillances sont à l'origine du dysfonctionnement de la step.

4-1-1. Problème d'entretien

Toute step doit faire l'objet d'une surveillance attentive. L'entretien ne se limite pas seulement au nettoyage des installations, mais aussi au contrôle de la performance des appareils et de la qualité du traitement dans l'ensemble. L'absence d'un tel entretien a fait surgir plusieurs problèmes dont les plus importants sont : le vieillissement des boues et le bouchage de certaines conduites.

4-1-1-1. Vieillesse des boues

Par suite d'un fonctionnement de la step sans extraction de boues, celles en excès se sont accumulées dans les bassins où elles vieillissent à la longue. L'aspect noirâtre de l'effluent dans les bassins indique bien ce phénomène. Le vieillissement des boues a pour conséquence de diminuer l'efficacité du traitement à savoir le pourcentage d'enlèvement de la DBO₅.

4-1-1-2. Bouchage de conduites

Le manque d'entretien des installations de la station est cause du bouchage de conduites, notamment celle reliant les bassins de décantation primaire à l'une des lagunes. Ce qui fait qu'une seule lagune fonctionne normalement d'où une baisse de performance de la station.

4-1-2. Equipement mécanique défectueux

L'installation mécanique comprend essentiellement les vannes au niveau du dessableur, des bassins primaires et des bassins de stabilisation. Ces vannes ont pour rôle de réguler les débits afin de permettre un bon traitement surtout dans les bassins de décantation primaires. Actuellement aucune de ces vannes ne fonctionne.

4-2. Saturation de la step

L'état de certains ouvrages et la qualité du traitement permettent d'apprécier le degré de saturation de la step.

4-2-1. Canal de trop-plein et regards

Le canal de trop-plein sert à évacuer directement vers l'émissaire l'excès d'eaux usées non traitées en cas de surcharge de la step. A l'état actuel ce canal est sollicité constamment du fait de l'importante quantité d'eau arrivant à la station. Ces eaux évacuées sans traitement représentent un danger pour le milieu récepteur car une grande partie de ces eaux est utilisée pour les cultures maraîchères.

Il a été aussi constaté un débordement fréquent des regards recevant les différentes conduites provenant des bassins. Cela est dû au mauvais fonctionnement des vannes et à un excédent d'arrivée d'eau brute par rapport à la capacité de la step.

4-2-2. Qualité du traitement

La réglementation sénégalaise a déterminé des niveaux de qualité types que l'on peut fixer comme objectif à une dépollution des eaux usées. Suivant les normes sénégalaises NS 05 – 061 de juillet 2001, les eaux résiduaires de Saly rejetées en milieu naturel ne respectent pas les valeurs limites (annexe 3) selon le flux journalier.

4-3. Défauts de conception

Dans l'éventualité d'une amélioration des performances de la step, il est indispensable d'apporter des correctifs à un certain nombre de défauts constatés au niveau des installations.

4-3-1. Dispositif de dégraissage

L'inexistence d'un dispositif de dégraissage au niveau du prétraitement a comme conséquence une diminution de l'efficacité de l'épuration. En effet, la présence de graisses dans l'effluent induit un mauvais transfert d'oxygène dû à deux phénomènes : la présence d'un film lipidique à l'interface air/eau et l'absorption des graisses sur la boue pénalisant le transfert entre l'air et le floc bactérien.

4-3-2. Bassins de stabilisation

La station d'épuration dispose de 2 bassins de stabilisation en parallèle pour le traitement, ce qui limite la qualité de l'épuration. Or, dans les traitements conventionnels, on recommande l'installation au minimum de trois bassins disposés en série pour avoir un meilleur traitement.

TROISIEME PARTIE :
ETUDE DES SOLUTIONS ET VARIANTES

CHAPITRE V : ETUDE TECHNIQUE DE LA REFECTION DE LA STEP ACTUELLE AVEC EXTENSION

Dans l'éventualité d'une remise en état de marche de la step, il est nécessaire d'envisager certaines réfections et une extension des différents ouvrages. Ce chapitre est consacré à cette étude.

5-1. Description des opérations

La réfection devra passer d'abord par un remplacement des différents équipements mécaniques défectueux. Quant à l'extension, elle s'appuiera sur la mise en place d'un dégrilleur ; l'ajout d'un dessableur, d'un décanteur primaire et de bassins aérobies complémentaires pour augmenter la capacité d'accueil de la step. Afin d'améliorer l'efficacité du traitement au cas où les exigences épuratoires ne seront pas respectées, des bassins de maturation seront installés à la sortie des bassins aérobies.

(cf. annexe 6 : diagramme d'écoulement de l'extension)

5-2. Réfection

Les différentes opérations envisagées sont les suivantes :

- Remplacement des six vannes défectueuses ;
- débouchage de la conduite reliant le décanteur primaire à l'un des bassins aérobies pour permettre son fonctionnement adéquat ;
- culture d'algues dans les bassins aérobies afin d'améliorer la production d'oxygène nécessaire à la dégradation de la matière organique par les microorganismes ;
- curage de tous les bassins avec extraction des boues ;
- sensibilisation des hôteliers et résidents pour qu'ils installent des dispositifs de dégraissage dans leurs cuisines ;
- débroussaillage et rechargement, avec une couche de sable et de gravier, des lits de séchage des boues.

5-3. Extension de la station

Elle se produira à la suite de la réfection et permettra de partir de la capacité de l'existant pour dimensionner les ouvrages complémentaires. Ainsi, nous allons procéder par étape suivant les phases du traitement pour apporter les corrections nécessaires.

5-3-1. Dégrilleur

Dans son état actuel, la station ne possède pas de dispositif de dégrillage, pour cela nous proposons d'installer un dégrilleur de forme rectangulaire à l'arrivée des eaux brutes.

Schémas du dégrilleur :

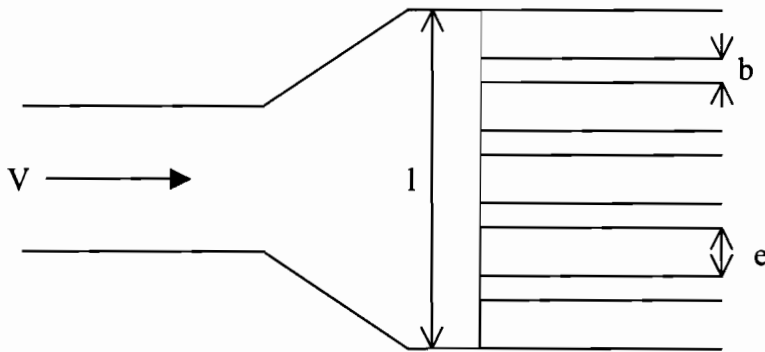


Figure 5-1 : Vue en plan du dégrilleur

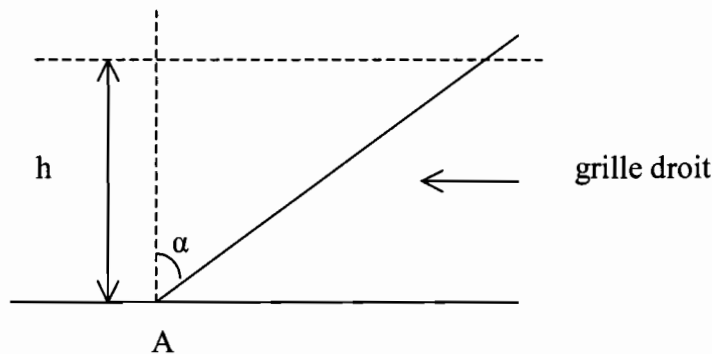


Figure 5-2 : Coupe longitudinale du dégrilleur

- ✓ Calcul de la longueur et la largeur de la grille

Procédure de calcul : connaissant la surface mouillée et en fixant la largeur de la grille, on calcule le tirant d'eau. Il nous permet d'avoir la longueur de la grille en tenant compte de son inclinaison.

Soient : S_u = la surface utile (m^2)

Q = le débit maximum admissible (m^3/s)

h = le tirant d'eau (m)

S_m = la section mouillée (m^2)

L = la longueur oblique de la grille (AB) (m)

l = la largeur de la grille (m)

e = l'espacement des barreaux (cm)

b = l'épaisseur des barreaux (mm)

C = le coefficient de colmatage

α = inclinaison de la grille par rapport à la verticale (en degré)

On prendra $e = 4$ cm afin de laisser passer les matières fécales à travers les grilles. Seules les matières volumineuses seront retenues.

Les barreaux des grilles sont placés obliquement avec une inclinaison de 70° par rapport à la verticale. Ce qui nous permettra de prendre un coefficient de colmatage $C = 0.75$ [7].

Epaisseur des barreaux $b = 5$ mm

Vitesse minimum = 0.7 m/s pour éviter les dépôts de sable.

Le débit $Q = 7125 \text{ m}^3/\text{j} = 0.082 \text{ m}^3/\text{s}$ (calcul du débit est effectué en annexe 4)

Calcul du tirant d'eau h :

$$\text{On a : } S_m = \frac{Q}{V \times \theta \times (1-C)}$$

$$\text{avec } \theta = \frac{e}{e+b} \Rightarrow \theta = \frac{4}{4+0.5} = 0.89$$

$$\Rightarrow S_m = \frac{0.082}{0.7 \times 0.89 \times (1-0.75)}$$

$$\Rightarrow S_m = 0.53 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{S_m}{l} \quad \text{et} \quad L = \frac{h}{\cos \alpha}$$

On choisit une largeur de 1 m pour le dégrilleur (station moyenne $0.3 < l < 2$ m [7]).

$$h = \frac{0.53}{1}$$

$$h = 0.53 \text{ m}$$

on prendra $h = 0.55$ m

calcul de la longueur oblique de la grille

$$L = \frac{0.55}{\cos 70}$$

$$L = 1.6 \text{ m}$$

Dimensions de la grille

$$L = 1.6 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

✓ Pertes de charges

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{b}{e}\right)^{4/3} \times \frac{(V)^2}{2 \times g} \times \sin \delta \quad \text{formule de Kirschmer [7]}$$

δ : inclinaison sur l'horizontale

$$\delta = 90 - \alpha$$

β : facteur de forme des barreaux

pour un barreau rond $\beta = 1.79$

$$\Delta h = 1.79 \times \left(\frac{0.5}{4}\right)^{4/3} \times \frac{(0.70)^2}{2 \times 9.81} \times \sin(90 - 70)$$

$\Delta h = 0.0009$ m ce qui est négligeable

5-3-2. Dessableur couloir

Si on envisage d'installer un dessableur couloir rectangulaire sans tenir compte de celui déjà existant dans la step, on adoptera la démarche suivante.

Schémas du dessableur :

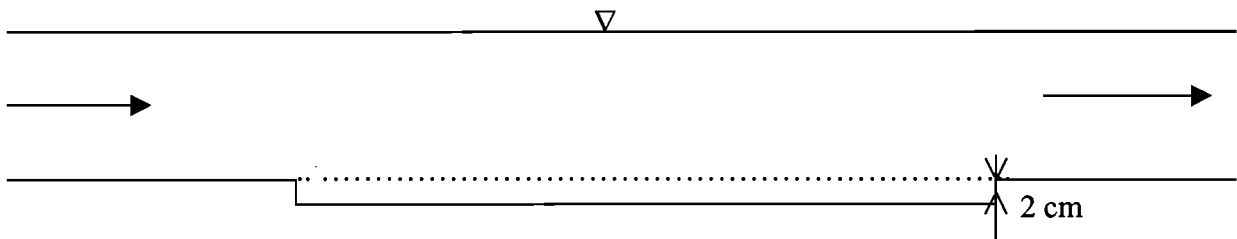


Figure 5-3 : Coupe longitudinale du dessableur



Figure 5-4 : Vue en plan du dessableur

Procédure de calcul : connaissant le volume de dépôt de sable par jour et en fixant son épaisseur de dépôt, on calcule la longueur du dessableur.

Conditions de dimensionnement

$$1 - \frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_s} ; V_h = \frac{Q}{l \times h}$$

$$V_s = 0.02 \text{ m/s}$$

2- $V_h = 0.3 \text{ m/s}$ pour empêcher les matières organiques de se déposer

S = section du dessableur (m^2)

L = sa longueur (m)

l = sa largeur (m). on fixe la largeur du dessableur à 1 m

h = sa profondeur (m)

V_h = vitesse horizontale dans le dessableur (m/s)

V_s = vitesse de sédimentation (m/s)

✓ Calcul de la longueur du dessableur

$$S = l \times h = \frac{Q}{V_h}$$

la quantité de sable extraite pour une urbanisation assez dense est estimée à 5 litres par habitant par an [4].

$$\Rightarrow \text{la quantité de sable par an} = 25000 \times 5 = 125000 \text{ l} = 125 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow \text{le volume de dépôt par jour} = \frac{125}{365} = 0.342 \text{ m}^3$$

En admettant que la hauteur de sable h ne dépassera pas 2 cm on a :

$$\text{Longueur du dessableur : } L = \frac{0.342}{1 \times 0.02} \Rightarrow L = 17.1 \text{ m}$$

On prendra $L = 17 \text{ m}$

✓ Calcul de la hauteur du dessableur

$$h = \frac{Q}{V_h \times l} \Rightarrow h = \frac{0.082}{0.3 \times 1} = 0.27 \text{ m}$$

on prendra $h = 0.3 \text{ m}$

Vérification de la condition de dimensionnement.

$$\frac{L}{V_h} = \frac{17}{0.3} = 56.7 \text{ s} \quad \frac{h}{V_s} = \frac{0.3}{0.02} = 15 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_s}$$

La condition de dimensionnement est bien vérifiée

Dimensions d'un nouveau dessableur

$L = 17 \text{ m}$

$l = 1 \text{ m}$

épaisseur de dépôt des sables = 0.02 m

on choisit une hauteur de dessableur

$$h = 0,45 \text{ m}$$

Les dimensions du dessableur existant sont :

$$L_1 = 15,40 \text{ m}, l_1 = 0,85 \text{ m et } h_1 = 0,45 \text{ m soit un volume } V_1 = 5,89 \text{ m}^3$$

Dans la phase d'extension, il est prévu de construire un second dessableur en parallèle avec le premier. Son volume est : $V = V_2 - V_1 = 5,36 \text{ m}^3$

Pour $L = L_1$ et $h = h_1$ la largeur du dessableur est :

$$l = \frac{V}{L \cdot h} = \frac{5,36}{15,40 \times 0,45}$$

$$l = 0,77 \text{ m}$$

Le dessableur sera muni d'un pont racleur pour les opérations de dégraissage-déshuilage.

5-3-3. Décanteur primaire

On envisage d'installer un nouveau décanteur rectangulaire comme celui existant. Pour cela, on dimensionnera un décanteur rectangulaire à partir du débit de design. La comparaison entre les dimensions de ce nouveau décanteur et celles du décanteur existant permettra de déterminer celles du décanteur complémentaire

✓ Calcul de la profondeur du décanteur

Données

$$\text{Débit } Q = 0,082 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Diamètre de la plus petite particule } d = 0,10 \text{ mm}$$

$$\text{Poids spécifique des particules } \gamma_s = 1,2 \text{ t/m}^3$$

Température moyenne des eaux usées $T = 25^\circ\text{C}$ (on a pris la température ambiante parce qu'elle n'a pas été mesurée lors des prélèvements)

$$\text{Temps de rétention } t_r = 2\text{h}$$

Vitesse de sédimentation

Selon la loi de Stokes la vitesse de sédimentation d'une particule s'obtient par :

$$V_s = \frac{g}{18\nu} \times \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \times (d)^2$$

V_s : vitesse de sédimentation (m/s)

$$g : \text{accélération de la pesanteur} = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\gamma_w : \text{poids spécifique de l'eau} = 1 \text{ t/m}^3$$

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)

$$\nu_{25^\circ\text{C}} = 0,89 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$V_s = \frac{9.81}{18 \times 0.89} \times \frac{(1.2-1) \times 10^2}{10^4} \times (0.1)^2$$

$$V_s = 0.1 \text{ cm/s}$$

Pour que la sédimentation ait lieu il faut que le temps de rétention soit supérieur ou égal au temps de sédimentation.

$$t_s < t_r \Rightarrow \frac{h}{V_s} \leq t_r$$

h = profondeur du décanteur (m)

t_s = temps de sédimentation (heure)

t_r = temps de rétention (heure)

$$\Rightarrow h \leq t_r \times V_s = 2 \times 3600 \times 0.1 \times (10)^{-2} = 7.2 \text{ m}$$

$$h \leq 7.2 \text{ m}$$

Pour des raisons pratiques et puisque l'efficacité du traitement ne dépend pas de la profondeur on prend $h = 4\text{m}$.

✓ Calcul de la longueur du décanteur

Soit V_c la capacité du bassin

$$V_c = Q \times t_r = 7125 \times \frac{2}{24} = 593.75 \text{ m}^3$$

Il convient d'ajouter le volume occupé par les boues estimé à 1.08 litres de boues par personne par jour [4].

Soit V_b ce volume par a

$$V_b = 1.08 \times 25000 \times 365 = 9855000 \text{ litres}$$

Si on effectue 6 extractions de boues par an, le volume des boues à priori est de :

$$\frac{9855}{6} = 1642.5 \text{ m}^3$$

Le bassin de décantation aura finalement comme volume V :

$$V = 593.75 + 1642.5 = 2236.25 \text{ m}^3$$

$$\text{Soit } V = 2236.25 \text{ m}^3$$

Surface (S) du bassin de décantation :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{2236.25}{4} = 559.06 \text{ m}^2$$

$$\text{prenons } S = 559 \text{ m}^2$$

En considérant un rapport $\frac{L}{l} = 4$, on a : $L = 47 \text{ m}$; $l = 12 \text{ m}$

Dimensions d'un nouveau décanteur primaire

$$L = 47 \text{ m}$$

$$l = 12 \text{ m}$$

$$h = 4 \text{ m}$$

$$t_r = 2h$$

✓ Dimensions du décanteur complémentaire

Le bassin de décantation existant a comme dimensions :

Longueur : $L_1 = 55,00 \text{ m}$,

Largeur : $l_1 = 7,00 \text{ m}$,

Hauteur : $h_1 = 4,15 \text{ m}$,

Soit un volume $V_1 = 1597,75 \text{ m}^3$

Il est prévu d'implanter un deuxième bassin anaérobie dont le volume est donné par :

$$V = V_2 - V_1 = 638,5 \text{ m}^3$$

En conservant la hauteur h_1 , la superficie de ce bassin sera :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{638,5}{4,15}$$

$$S = 154 \text{ m}^2$$

Avec un rapport $\frac{L}{l} = 4$, on a :

Dimensions du décanteur à installer

$$l = 6,2 \text{ m}$$

$$L = 24,8 \text{ m}$$

$$H = 4,15 \text{ m}$$

L'implantation de ce bassin anaérobie permettra d'éviter le débordement des bassins de décantation primaire.

5-3-4. Bassins de stabilisation (aérobies)

Les deux bassins aérobies qui existent actuellement sont insuffisants pour accueillir toutes les eaux arrivant à la step. Nous proposons d'installer des bassins de même type pour traiter toutes les eaux.

✓ Calcul des bassins requis

Afin de minimiser la surface des bassins, on prend un temps de rétention $t = 4$ jours

Ce qui donne :

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

avec V = volume total des bassins

$$Q = \text{débit d'eaux usées} = 7125 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'où $V = Q.t$

$$V = 7125 \times 4 = 28500 \text{ m}^3$$

✓ Calcul des bassins d'extension

Le volume actuel des bassins aérobie est :

$$V_{\text{actuel}} = [(10 + 18) \times 1,8 \times 125] = 6300 \text{ m}^3$$

Le volume des bassins d'extension est donné par :

$$V_{\text{extension}} = V - V_{\text{actuel}}$$

$$V_{\text{extension}} = 28500 - 6300$$

$$V_{\text{extension}} = 22200 \text{ m}^3$$

On considère d'implanter deux bassins rectangulaires de même profondeur et longueur que ceux existant c'est à dire $H = 1,8 \text{ m}$ et $L = 125 \text{ m}$, la surface sera alors :

$$S_{\text{aérobie}} = \frac{V_{\text{extension}}}{H} = 6166,66 \text{ m}^2$$

Ce qui donne une largeur $l = 49 \text{ m}$

Dimensions des bassins complémentaires

Longueur : $L = 125 \text{ m}$

Largeur : $l = 49 \text{ m}$

Profondeur : $H = 1,8 \text{ m}$

✓ Efficacité du traitement

La proportion de DBO_5 à la sortie des bassins aérobie est donné par la formule de WEHNER et WILHELM :

$$\frac{S_1}{S_0} = \frac{4a \exp(1/2d)}{(1+a)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)} \quad [9]$$

avec $S = \text{DBO}_5$ de l'effluent traité

$S_0 = \text{BDO}_5$ de l'eau brute (calcul en annexe 5)

$$a = \sqrt{1 + 4ktd}$$

$d =$ facteur de dispersion, varie au 0,1 à 2

$k =$ constante de réaction du premier ordre, varie de 0,05 à 1 jour^{-1} , elle dépend de la température de l'effluent qui est prise égale à 25°C,

t = temps de rétention, varie au 4 à 6 jours pour les bassins aérobies

$$\text{On a : } k_T = k_{20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad [9]$$

$$\text{Avec : } k_{20} = 0,49$$

$$\theta = 1,085$$

$$k_{25} = 0,49(1,085)^{(25-20)} = 0,73 \text{ j}^{-1}$$

Le calcul de la DBO₅ à la sortie des bassins aérobies donne :

$$a = \sqrt{1 + (4 \times 0,73 \times 4)} = 3,56 \text{ avec } d = 1$$

$$\frac{S}{S_0} = \frac{4 \times 3,56 \times \exp(1/2 \times 1)}{(1 + 3,56)^2 \times \exp(3,56/2 \times 1) - (1 - 3,56)^2 \times \exp(-3,56/2 \times 1)}$$

$$\frac{S}{S_0} = 0,19$$

$$S = 0,19 \times S_0$$

$$S = 46,74 \text{ mg/l} = S_1$$

Cette valeur de la DBO₅ à la sortie des bassins aérobies est supérieure à celle recommandée par les normes. Pour améliorer la qualité de l'effluent, on propose d'installer à la sortie des bassins aérobies deux bassins de maturation.

5-3-5. Bassins de maturation

Ces bassins de maturation sont rectangulaires et fonctionnent comme les bassins aérobies avec un temps de rétention de deux à six jours.

Afin de réduire la surface des bassins, on choisit un temps de rétention de 2 jours.

✓ Dimensions des bassins

Le volume des bassins de maturation se calcul comme suit :

$$V = Q \cdot t$$

$$\text{Avec : } V = \text{volume du bassin (m}^3\text{)}$$

$$T = \text{temps de rétention (s)}$$

$$Q = \text{débit de design (m}^3\text{/j)}$$

Ce qui donne :

$$V = 7125 \times 2 = 14250 \text{ m}^3$$

La profondeur des bassins est prise : $h = 1 \text{ m}$

La surface totale donne :

$$S_{\text{macro}} = \frac{V}{h} = 14250 \text{ m}^2$$

On propose d'installer deux bassins de maturation. L'un à la sortie des deux anciens bassins aérobies et l'autre à la sortie des deux nouveaux bassins aérobies. Avec des largeurs égales à celles des bassins aérobies, on obtient pour les longueurs :

$$L = \frac{14250}{(2 \times 49) + (2 \times 18)} = 106 \text{ m}$$

Dimensions des bassins de maturation à la sortie des anciens bassins aérobies :

Longueur : $L = 106 \text{ m}$,

Largeur : $l = 36 \text{ m}$,

Profondeur : $h = 1 \text{ m}$

Dimensions des bassins de maturation à la sortie des nouveaux bassins aérobies :

Longueur : $L = 106 \text{ m}$,

Largeur : $l = 98 \text{ m}$,

Profondeur : $h = 1 \text{ m}$

✓ Calcul de l'efficacité du traitement

La valeur de la DBO_5 calculée à la sortie des bassin aérobies est trop élevée par rapport aux normes. L'installation des bassins de maturation doit permettre de réduire cette valeur.

La BBO_5 à la sortie des bassins de maturation peut être calculée a partir de la formule suivante :

$$S_2 = \frac{S_1 / (1 + kt)}{1 - 0,006t/h}$$

avec $S_2 = DBO_5$ de l'effluent à la sortie des bassins de maturation,

$S_1 = DBO_5$ de l'effluent à la sortie des bassins aérobies,

$k =$ constante cinétique à 25°C (j^{-1}),

$t =$ temps de rétention (j),

$h =$ profondeur du bassin (m).

Ce qui donne :

$$S_2 = \frac{46,74 / (1 + 0,73 \times 2)}{1 - 0,006 \times 2 / 1}$$

$$S_2 = 19,23 \text{ mg/l}$$

Cette valeur de la DBO_5 de l'effluent respecte bien les exigences épuratoires fixées par la norme sénégalaise.

	Dégrilleur	Dessableur	Décanteur primaire	Bassins aérobies		Bassins de maturation	
Longueur(m)	1,6	15,4	24,8	125	125	106	106
Largeur (m)	1	0,77	6,2	49	49	36	98
Hauteur (m)	0,6	0,45	4,15	1,8	1,8	1	1

Tableau 5.1 : tableau récapitulatif des caractéristiques des bassins relatifs à l'extension

5-4. Dimensionnement des conduites

✓ hypothèses :

- les conduites à installer seront en PVC ;
- l'aménagement se fera avec une pente de 1 % pour permettre un écoulement gravitaire entre les différents bassins.

✓ Données de bases :

V = vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

Q = débit d'eau dans la conduite (m³/s),

S = pente longitudinale (m/m),

D = diamètre de la conduite (m),

R = rayon hydraulique = $\frac{\text{section mouillée}}{\text{périmètre mouillé}}$

L'écoulement dans les conduites n'est pas sous pression, pour les conduites circulaires à installer, cependant on peut faire l'approximation de l'écoulement des conduites pleines

c'est à dire : $R = \frac{D}{4}$

n = coefficient de Manning = 0,013 pour les conduites en PVC,

✓ Diamètres théoriques des conduites

L'équation de Manning s'écrit comme suit :

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$\text{Or : } V = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}}$$

L'équation donne :

$$\frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

$$\Rightarrow D^{8/3} = \frac{4^{5/3} \cdot Q \cdot n}{\pi \cdot S^{1/2}}$$

$$\text{d'où : } D = \left[\frac{4^{5/3} \times Q \times 0,013}{\pi \times S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Les différents résultats sont portés dans le tableau suivant :

Conduites	C ₁	C ₆	C ₇	C ₈	By-pass
Diamètre (mm)	283	144	259	200	283

Tableau 5.2 : tableau relatif aux caractéristiques des conduites

✓ Choix des diamètres nominaux

Le choix des diamètres nominaux permettra de compléter l'étude. Il s'est fait à partir des catalogues disponibles et concernant les conduites en PVC utilisées pour l'évacuation des eaux usées

Conduites	C ₁	C ₆	C ₇	C ₈	By-pass
Diamètre nominal (mm)	315	160	315	200	315

Tableau 5.3 : tableau des diamètres nominaux

Avec C_i = conduite i

CHAPITRE VI : ETUDE TECHNIQUE DE LA PREMIERE VARIANTE :

STATION D'EPURATION CLASSIQUE (à boues activées)

L'objet de ce chapitre est d'étudier la première variante pour la construction d'une nouvelle station d'épuration. Cette variante est une station à boues activées.

6-1. Description de la variante

Elles utilisent une technologie très élaborée et fonctionnent sur le même principe que les step semi naturelles. Ces step reproduisent aussi la capacité auto épuratrice des eaux usées mais diffèrent des step semi naturelles par la recirculation des boues.

Elle est constituée d'un dégrilleur et d'un dessableur pour le prétraitement comme dans les deux premières variantes. Les autres phases du traitement s'effectueront dans des bassins cylindriques à savoir les décantations primaire et secondaire, l'aération et le traitement tertiaire. Un digesteur cylindrique sera installé afin de recevoir les boues primaires et secondaires issues des différentes phases du traitement.

(cf. annexe 7 : diagramme d'écoulement du traitement par boues activées)

6-2. Dimensionnement des ouvrages

6-2-1. Dégrilleur

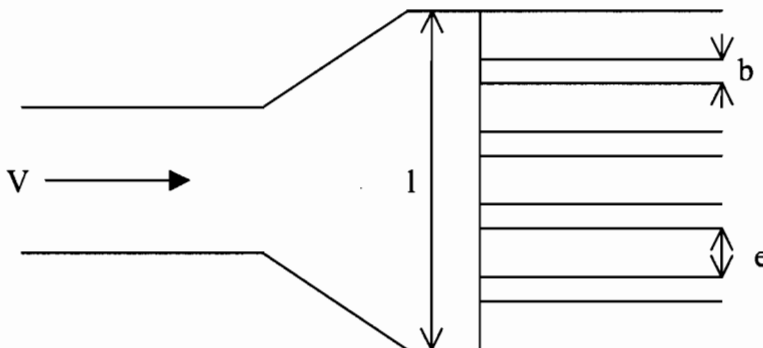


Figure 5-1 : Vue en plan du dégrilleur

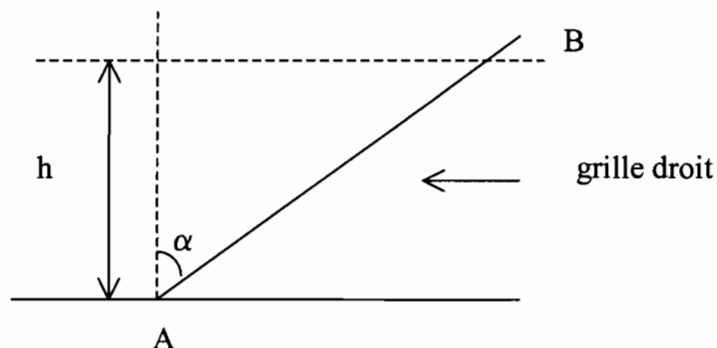


Figure 5-2 : Coupe longitudinale du dégrilleur

✓ Calcul de la longueur et la largeur de la grille

Procédure de calcul : connaissant la surface mouillée et en fixant la largeur de la grille, on calcule le tirant d'eau. Il nous permet d'avoir la longueur de la grille en tenant compte de son inclinaison

Soient : S_u = la surface utile (m^2)

Q = le débit maximum admissible (m^3/s)

h = le tirant d'eau (m)

S_m = la section mouillée (m^2)

L = la longueur oblique de la grille (AB) (m)

l = la largeur de la grille (m)

e = l'espacement des barreaux (cm)

b = l'épaisseur des barreaux (mm)

C = le coefficient de colmatage

α = inclinaison de la grille par rapport à la verticale (en degré)

On prendra $e = 4$ cm afin de laisser passer les matières fécales à travers les grilles. Seules les matières volumineuses seront retenues.

Les barreaux des grilles sont placés obliquement avec une inclinaison de 70° par rapport à la verticale. Ce qui nous permettra de prendre un coefficient de colmatage $C = 0.75$ [7].

Epaisseur des barreaux $b = 5$ mm

Vitesse minimum = 0.7 m/s pour éviter les dépôts de sable.

Le débit $Q = 7125 \text{ m}^3/\text{j} = 0.082 \text{ m}^3/\text{s}$ (calcul du débit est effectué en annexe 4)

Calcul du tirant d'eau h :

$$\text{On a : } S_m = \frac{Q}{V \times \theta \times (1-C)}$$

$$\text{avec } \theta = \frac{e}{e+b} \Rightarrow \theta = \frac{4}{4+0.5} = 0.89$$

$$\Rightarrow S_m = \frac{0.082}{0.7 \times 0.89 \times (1-0.75)}$$

$$\Rightarrow S_m = 0.53 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{S_m}{l} \quad \text{et} \quad L = \frac{h}{\cos \alpha}$$

On choisit une largeur de 1 m pour le dégrilleur (station moyenne $0.3 < l < 2$ m [7]).

$$h = \frac{0.53}{1}$$

$$h = 0.53 \text{ m}$$

on prendra $h = 0.55 \text{ m}$

calcul de la longueur oblique de la grille

$$L = \frac{0.55}{\cos 70}$$

$$L = 1.6 \text{ m}$$

Dimensions de la grille

$$L = 1.6 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

✓ Pertes de charges

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{b}{e}\right)^{4/3} \times \frac{(V)^2}{2 \times g} \times \sin \delta \quad \text{formule de Kirschmer [7]}$$

δ : inclinaison sur l'horizontale

$$\delta = 90 - \alpha$$

β : facteur de forme des barreaux

pour un barreau rond $\beta = 1.79$

$$\Delta h = 1.79 \times \left(\frac{0.5}{4}\right)^{4/3} \times \frac{(0.70)^2}{2 \times 9.81} \times \sin(90 - 70)$$

$\Delta h = 0.0009 \text{ m}$ ce qui est négligeable

6-2-2. Dessableur

Conditions de dimensionnement

$$1- \frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_s} ; V_h = \frac{Q}{l \times h}$$

$$V_s = 0.02 \text{ m/s}$$

2- $V_h = 0.3 \text{ m/s}$ pour empêcher les matières organiques de se déposer

S = section du dessableur (m^2)

L = sa longueur (m)

l = sa largeur (m). on fixe la largeur du dessableur à 1 m

h = sa profondeur (m)

V_h = vitesse horizontale dans le dessableur (m/s)

V_s = vitesse de sédimentation (m/s)

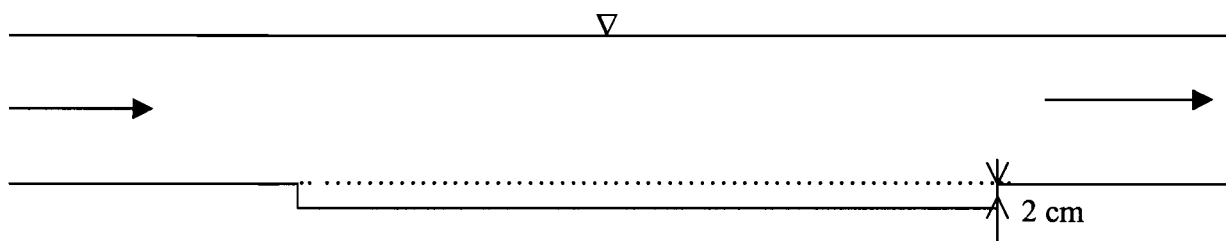


Figure 5-3 : Coupe longitudinale du dessableur

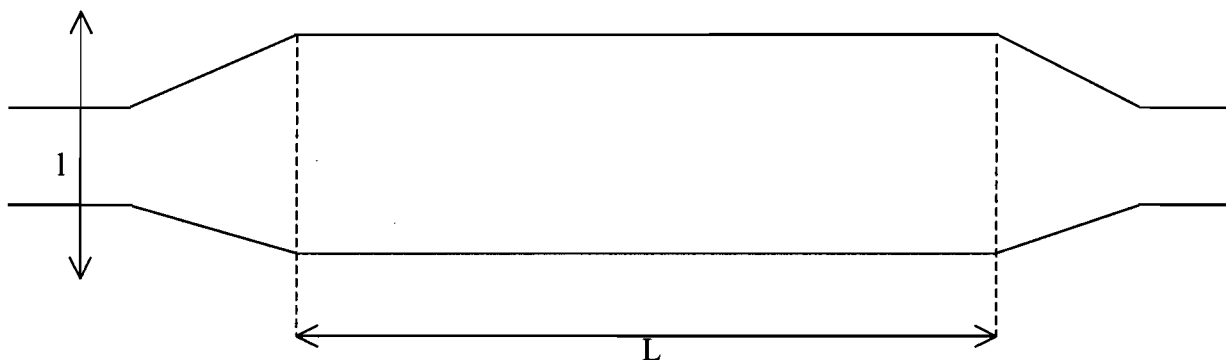


Figure 5-4 : Vue en plan du dessableur

Procédure de calcul : connaissant le volume de dépôt de sable par jour et en fixant son épaisseur, on calcule la longueur du dessableur.

- ✓ Calcul de la longueur du dessableur

$$S = l \times h = \frac{Q}{V_h}$$

la quantité de sable extraite pour une urbanisation assez dense est estimée à 5 litres par habitant par an [4].

$$\Rightarrow \text{la quantité de sable par an} = 25000 \times 5 = 125000 \text{ l} = 125 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow \text{le volume de dépôt par jour} = \frac{125}{365} = 0.342 \text{ m}^3$$

En admettant que la hauteur de sable h ne dépassera pas 2 cm on a :

$$\text{Longueur du dessableur : } L = \frac{0.342}{1 \times 0.02} \Rightarrow L = 17.1 \text{ m}$$

On prendra $L = 17 \text{ m}$

- ✓ Calcul de la hauteur du dessableur

$$h = \frac{Q}{V_h \times l} \Rightarrow h = \frac{0.082}{0.3 \times 1} = 0.27 \text{ m}$$

on prendra $h = 0.3 \text{ m}$

Vérification de la condition de dimensionnement.

$$\frac{L}{V_h} = \frac{17}{0.3} = 56.7 \text{ s} \qquad \frac{h}{V_s} = \frac{0.3}{0.02} = 15 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \frac{L}{V_h} > \frac{h}{V_s}$$

La condition de dimensionnement est bien vérifiée

Dimensions du dessableur

$$L = 17 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.3 \text{ m}$$

Le dessableur sera muni d'un pont racleur pour les opérations de dégraissage-déshuilage.

6-2-3. Décanteur primaire

Cet ouvrage est cylindrique, la décantation utilise le principe de la sédimentation basé sur la loi de Stokes.

✓ Calcul de la profondeur du décanteur

Données de base

$$\text{Débit } Q = 0.082 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diamètre de la plus petite particule $d = 0.10 \text{ mm}$

Poids spécifique des particules $\gamma_s = 1.2 \text{ t/m}^3$

Température moyenne des eaux usées $T = 25^\circ\text{C}$ (on a pris la température ambiante parce qu'elle n'a pas été mesurée lors des prélèvements)

Temps de rétention $t_r = 2\text{h}$

Vitesse de sédimentation

Selon la loi de Stokes la vitesse de sédimentation d'une particule s'obtient par :

$$V_s = \frac{g}{18\nu} \times \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \times (d)^2$$

V_s : vitesse de sédimentation (m/s)

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2

γ_w : poids spécifique de l'eau = 1 t/m^3

γ_s : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)

$$\nu_{25^\circ\text{C}} = 0.89 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$V_s = \frac{9.81}{18 \times 0.89} \times \frac{(1.2-1) \times 10^2}{10^4} \times (0.1)^2$$

$$V_s = 0.1 \text{ cm/s}$$

Pour que la sédimentation ait lieu il faut que le temps de rétention soit supérieur ou égal au temps de sédimentation.

$$t_s < t_r \Rightarrow \frac{h}{V_s} \leq t_r$$

h = profondeur du décanteur

t_s = temps de sédimentation

t_r = temps de rétention (heure)

$$\Rightarrow h \leq t_r \times V_s = 2 \times 3600 \times 0.1 \times (10)^{-2} = 7.2 \text{ m}$$

$$h \leq 7.2 \text{ m}$$

Pour des raisons pratiques et puisque l'efficacité du traitement ne dépend pas de la profondeur on prend $h = 6 \text{ m}$.

✓ Calcul du volume du décanteur

Soit V_c la capacité du bassin

$$V_c = Q \times t_r = 7125 \times \frac{2}{24} = 593.75 \text{ m}^3$$

Il convient d'ajouter le volume occupé par les boues estimé à 1.08 litres de boues par personne par jour [4].

Soit V_b ce volume par an

$$V_b = 1.08 \times 25000 \times 365 = 9855000 \text{ litres}$$

Si on effectue 6 extractions de boues par an (curage du bassin), le volume des boues à priori est de : $\frac{9855}{6} = 1642.5 \text{ m}^3$

Le bassin de décantation aura finalement comme volume V :

$$V = 593.75 + 1642.5 = 2236.25 \text{ m}^3$$

$$\text{Soit } V = 2236.25 \text{ m}^3$$

✓ Calcul du diamètre du décanteur

Le diamètre du décanteur se calcul comme suit :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 2236,25}{\pi \times 6}} = 21,7 \text{ m}$$

$$\mathbf{D = 21,7 \text{ m} \approx 22 \text{ m}}$$

6-2-4. Bassin d'aération

✓ Procédé d'épuration

Il fonctionne sur le même principe qu'une lagune aérée c'est à dire que la quantité d'oxygène requise est apportée par des aérateurs mécaniques. La seule différence résulte de la recirculation des boues en continu du décanteur primaire vers le bassin d'aération. Dans ce bassin où arrivent d'une part les eaux usées et, d'autre part, les boues activées en retour, la croissance bactérienne est favorable.

✓ Calcul des grandeurs caractéristiques

La méthode de calcul de ce bassin passe d'abord par la détermination de certaines grandeurs caractéristiques. Nous allons les déterminer dans un premier temps.

- Age des boues :

C'est le temps de renouvellement de la biomasse ou temps de séjour des cellules dans l'installation (bassin d'aération). Ce temps exprimé en jours est donné par :

$$A = 6,5 \times [0,914]^{(T-20)} \quad [1]$$

avec T = température de l'effluent = 25°C

A = âge des boues (en jours)

Nous obtenons :

$$A = 6,5 \times [0,914]^{(25-20)}$$

A = 4,15 jours

Cet âge des boues est souvent notée θ_c , nous adoptons cette dernière notation dans la suite de l'étude.

- Durée d'aération

C'est le temps de séjour du liquide dans l'aérateur, il est moins élevé que celui des boues.

Si on appelle θ_t ce temps, on a généralement :

$$1 \text{ heure} < \theta_t < 8 \text{ heures}$$

Nous allons choisir une valeur $\theta_t = 6$ heures pour avoir une bonne aération et une limitation du volume du bassin.

- Charge biologique

Elle est également appelée charge des boues. C'est un élément qui caractérise le fonctionnement d'une épuration par boues activée et s'exprime en kg DBO₅ appliqués par kg de biomasse et par jour). Elle est notée C_b et est obtenue à partir de la relation suivante :

$$\theta_c = 1,224 C_b^{-1,125} \quad [6]$$

avec : θ_c = âge des boues (en jours),

C_b = charge biologique.

Ce qui donne :

$$\Rightarrow C_b = \left(\frac{\theta_c}{1,224} \right)^{-1,125}$$

$$C_b = 0,338 \text{ kg DBO/kg MSV.j}$$

MVS = concentration en matières volatiles en suspension

- Concentration des boues

Elle exprime la teneur en boues dans le bassin d'aération.

Données :

Q = débit de design (m^3/j)

S_0 = DBO₅ de l'eau brute (mg/l)

V = volume du bassin (m^3)

θ_t = durée d'aération (h)

θ_c = âge des boues (jours)

C_b = charge biologique (kg DBO₅/kg MVS.j)

La relation de base est la suivante :

$$C_b = \frac{QS_0}{BV}$$

avec $V = Q\theta_t$ = volume du bassin, ce qui permet d'écrire :

$$\frac{QS_0}{BQ\theta_t} = \frac{S_0}{B\theta_t}$$

$$\Rightarrow B = \frac{S_0}{C_b\theta_t}$$

$$= \frac{246}{0,338 \times \frac{6}{24}}$$

$$B = 2913 \text{ mg/l} = 2,913 \text{ g/l}$$

✓ Calcul de l'efficacité du traitement

La qualité de l'effluent est appréciée par la DBO₅ à la sortie qui est calculée à partir de la relation :

$$\frac{S}{S_0} = \exp(-KB\theta_t)$$

avec : S_0 = DBO₅ des eaux brutes ;

S = DBO₅ de l'effluent traité ;

K = constante de Ekenfelder = 0,15 ;

B = concentration des boues = 2,913 g/l ;

$\theta_t = \text{durée d'aération} = 6 \text{ heures.}$

Connaissant ces paramètres, on peut calculer l'efficacité du traitement, c'est à dire le rapport S/S_0 qui donne :

$$\frac{S}{S_0} = e^{(-0,15 \times 2,913 \times 6)}$$

$$= 0,0726$$

On peut calculer la DBO_5 à la sortie :

$$S = 0,0726 S_0$$

S = 17,88 mg/l

✓ Le volume du bassin d'aération

Les données de base sont :

$$Q = \text{débit de désign} = 7125 \text{ m}^3/\text{j} = 0,082 \text{ m}^3/\text{s}$$

$\theta_t = \text{durée d'aération} = 6 \text{ heures}$

V = volume du bassin d'aération.

le volume requis pour le bassin d'aération est donnée par :

$$V = Q\theta_t$$

$$= 0,082 \times (6 \times 3600)$$

$$V = 1781,25 \text{ m}^3$$

✓ Diamètre du bassin

Le bassin étant circulaire, avec un volume $V = 1781,25 \text{ m}^3$. Pour la détermination du diamètre, on fixe une hauteur $H = 6 \text{ m}$ (lié a l'esthétique et l'uniformité des hauteurs des différents bassins)

On a l'expression du volume :

$$V = \frac{\pi D^2 H}{4}$$

Pour une hauteur $H = 6 \text{ m}$, le diamètre devient :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}}$$

$$= \sqrt{\frac{4 \times 1781,25}{\pi \times 6}} = 19,4 \text{ m} \approx 20 \text{ m}$$

Une revanche de 0,5 m sera ajoutée sur la hauteur H afin d'éviter le déversement du liquide lors de l'agitation.

Le bassin d'aération aura pour dimensions finies :

$$H = 6,5 \text{ m}$$

$$D = 20 \text{ m}$$

✓ Quantité de boues produite par l'aération

La production de boues représente la quantité de boues développée durant le temps de séjour.

Données :

$$B = \text{concentration des boues} = 2,913 \text{ g/l}$$

$$V = \text{volume du bassin d'aération} = 1781,25 \text{ m}^3$$

$$\theta_c = \text{âge des boues} = 4,15 \text{ jours}$$

soit P la quantité de boues produite durant le temps θ_c . Elle est donnée par :

$$P = \frac{BV}{\theta_c}$$

$$= \frac{2,913 \times 1781,25}{4,15}$$

$$P = 1250,3 \text{ kg/j}$$

✓ Calcul de la puissance d'aération requise

Pour calculer la puissance d'aération du bassin, il est nécessaire de déterminer les besoins journaliers en oxygène.

Données :

$$Q = \text{débit d'eaux usées (m}^3/\text{j)},$$

$$S_0 = \text{DBO}_5 \text{ des eaux brutes,}$$

$$S = \text{DBO}_5 \text{ des eaux traitées,}$$

$$P = \text{quantité de boues produites par l'aération,}$$

$$f = \text{facteur de conversion tel que } 0,45 < f < 0,68 \text{ pour le calcul, on prend } f = 0,5$$

O_2 = quantité d'oxygène requise. Elle est donnée par :

$$O_2 = \frac{Q(S_0 - S) \cdot (10^{-3})}{f} - 1,42P \quad [9]$$

$$O_2 = \frac{7125(246 - 17,88)10^{-3}}{0,5} - (1,42 \times 1250,3)$$

$$O_2 = 1475,3 \text{ kg/j}$$

Le taux de transfert d'oxygène pour des aérateurs de surface est compris entre 1,94 et 2,3 kg O₂/j/kWh [10]

un taux de transfert de 2 kg/Kwh est considéré, ce qui nécessite une énergie :

$$E = \frac{1475,3}{2}$$

$$E = 737,65 \text{ kWh}$$

La puissance requise pour l'aération est donnée par :

$$W = \frac{E}{24} = \frac{737,65}{30,7}$$

$$W = 30,7 \text{ kW}$$

L'installation d'un moteur dont le rendement est de 80% permet d'évaluer la puissance motrice :

$$P_m = \frac{W}{0,8} = \frac{30,7}{0,8}$$

$$P_m = 38 \text{ kW}$$

6-2-5. Décanteur secondaire et bassin de chloration

Ces bassins servent de clarificateur et de traitement tertiaire ayant les mêmes dimensions que le décanteur primaire. C'est à dire qu'ils sont circulaires et ont des temps de séjour identique.

C'est à dire : **H = 6 m**

$$D = 22$$

✓ Besoin en chlore

Le procédé par boues activées permet de réduire le nombre d'Eschérichia Coli de 75 % [9]. La chloration doit alors détruire 25 % des microorganismes, ce qui nécessite une dose de chlore de :

$$2 \times \frac{25}{100} = 0,5 \text{ mg/l} = 0,5 \text{ g/m}^3$$

Le besoin journalier en chlore sera alors :

$$0,5 \times 7125 = 3,5 \text{ kg/j}$$

✓ Recirculation des boues :

On considère que 15% des boues sont recyclés du décanteur secondaire vers le bassin d'aération, c'est à dire :

$$P_r = \frac{1250,3 \times 15}{100}$$

avec P_r = quantité de boues recyclées.

$$P_r = 187,5 \text{ kg/j}$$

✓ Digesteur des boues :

Le dimensionnement du digesteur se fait à partir des boues produites durant les différentes étapes du traitement.

Le volume du digesteur est donnée par la relation suivante :

$$V = \left[V_f - \frac{2}{3}(V_f - V_d) \right] t \quad [9]$$

où : V = volume du digesteur (m^3)

V_f = volume des boues fraîches (m^3)

V_d = volume des boues recyclées (m^3)

t = temps de digestion (j).

la quantité de boues produites par le décanteur primaire est donnée par :

$$\begin{aligned} V_{f1} &= 1,08 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{hab} \times 25000 \text{ hab} \\ &= 27 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

la quantité de boues produites par le bassin d'aération est estimée par :

$$V_{f2} = \frac{P}{d}$$

avec d = densité des boues, compris entre 0,5 et 1,6 avec une valeur moyenne de 1,05.

$$\begin{aligned} V_{f2} &= \frac{1250,3}{1,05} \\ &= 1190,76 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

volume des boues recyclées = 15 % V_{f2}

$$\begin{aligned} V_d &= \frac{15 \times V_{f2}}{100} = \frac{15 \times 1190,76}{100} \\ &= 178,6 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

Cette recirculation des boues sera assurée par une pompe de débit $178,6 \text{ m}^3/\text{j} = 0,002 \text{ m}^3/\text{s}$

le volume total de boues produites par jour est :

$$\begin{aligned} V_f &= V_{f1} + V_{f2} \\ &= 27 + 1190,76 \\ &= 1217,76 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

le volume du digesteur donne finalement :

$$V = \left[1217,76 - \frac{2}{3}(1217,76 - 178,6) \right] \times 4,15 \quad \text{avec } t = \theta_c = 4,15 \text{ j (âge des boues)}$$

$$V = 2178,69 \text{ m}^3$$

Avec le choix d'une hauteur de **6 m** (pour uniformiser la hauteur des bassins),:

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \times 2178,69}{\pi \times 6}}$$

Avec : D = diamètre du digesteur (m²),

V = volume du digesteur (m³),

H = hauteur du décanteur (m).

Le diamètre donne par calcul :

D = 21,5 m

✓ Choix de la pompe pour recirculation de boue

Le débit nominal de la pompe à installer pour assurer la recirculation des boues du décanteur secondaire vers le bassin d'aération est de 178.6 m³/j soit 0.02 m³/s.

Bassin dimension	Décanteur primaire	Bassin d'aération	Décanteur secondaire	Bassin de chloration	Digesteur des boues
Volume(m ³)	2236,25	2035,75	2236,25	2236,25	2168,68
Diamètre(m)	22	20	22	22	21,5
Hauteur (m)	6	6	6	6	6

Tableau 6.1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des différents bassins pour station à boues activées.

6-2-6. Lits de séchage de boues

Le séchage des boues d'épuration s'effectue sur des lits de sable drainés sur fond poreux. Il permet, sans pour autant dépenser de l'énergie, d'obtenir des boues séchées atteignant 60 à 65% de matières sèches.

Il est constitué d'une couche de support de 20 cm de gravier sur laquelle repose une couche de 10 cm de sable (diamètre 0.5 à 1.5 mm). Le sable devra être renouvelé en le rechargeant par exemple avec le sable provenant du dessableur car il va s'enlever peu à peu avec la recolte des boues séchées.

✓ Calcul des dimensions du lit

Procédure de calcul : on se fixe le nombre de lit et la largeur de chaque lit. Connaissant le volume total des boues par an et le nombre d'extractions, on détermine la longueur et la largeur du lit.

nombre de lits = 4

largeur de chaque lit = 10 m

épaisseur du dépôt des boues = 50 cm

volume de boue par an $V_b = 9855 \text{ m}^3$

nombre d'extraction de boue = 6

surface requise $S_r = \frac{9855}{6 \times 0.5} = 3285 \text{ m}^2$

surface d'un lit $= \frac{3285}{4} = 821 \text{ m}^2$

longueur d'un lit $S_l = \frac{821}{10} = 82.1 \text{ m}$ on prendra 82 m

Caractéristiques du lit

longueur = 82 m

largeur = 10 m

épaisseur de boue = 50 cm

6-2-7. By-pass

Le by-pass est une conduite circulaire qui permet d'écarter du décanteur primaire et des autres bassins une partie ou la totalité des eaux usées pendant les pointes d'apport ou le nettoyage.

6-3. Dimensionnement des conduites

✓ hypothèses :

- les conduites à installer seront en PVC ;
- l'aménagement se fera avec une pente de 1 % pour permettre un écoulement gravitaire entre les différents bassins.

✓ Données de bases :

V = vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

Q = débit d'eau dans la conduite (m^3/s),

S = pente longitudinale (m/m),

D = diamètre de la conduite (m),

$$R = \text{rayon hydraulique} = \frac{\text{section mouillée}}{\text{périmètre mouillé}}$$

L'écoulement dans les conduites n'est pas sous pression, pour les conduites circulaires à installer, cependant on peut faire l'approximation de l'écoulement des conduites pleines

c'est à dire : $R = \frac{D}{4}$

$n =$ coefficient de Manning = 0,013 pour les conduites en PVC,

✓ Diamètres théoriques des conduites

L'équation de Manning s'écrit comme suit :

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Or : $V = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}}$

L'équation donne :

$$\frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

$$\Rightarrow D^{8/3} = \frac{4^{5/3} \cdot Q \cdot n}{\pi \cdot S^{1/2}}$$

$$\text{d'où : } D = \left[\frac{4^{5/3} \times Q \times 0,013}{\pi \times S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Les différents résultats sont portés dans le tableau suivant :

Conduites	C ₁	C ₄	C ₅	C ₆	By-pass
Diamètre (mm)	283	35	71	144	283

Tableau 6.2 : Tableau relatif aux caractéristiques des conduites

✓ Choix des diamètres nominaux

Le choix des diamètres nominaux permettra de compléter l'étude. Il s'est fait à partir des catalogues disponibles et concernant les conduites en PVC utilisées pour l'évacuation des eaux usées.

Conduites	C ₁	C ₄	C ₅	C ₆	By-pass
Diamètre nominal (mm)	315	40	75	160	315

Tableau 6.3 : Tableau des diamètres nominaux

C_i = conduite i

CHAPITRE VII : ETUDE TECHNIQUE DE LA DEUXIEME VARIANTE : STATION D'EPURATION SEMI-NATURELLE (avec lagunes aérées)

L'objet de ce chapitre est d'étudier la seconde variante pour la construction d'une nouvelle station d'épuration. Cette variante est constituée de lagunes aérées.

7-1. Description de la variante

Elles fonctionnent sur le principe biologique des bassins de stabilisation en utilisant des moyens mécaniques parfois élaborés des step classiques pour accélérer le processus d'aération de l'affluent et de curage des boues.

En dehors du dégrilleur et du dessableur communs à toutes les variantes, la deuxième variante est constituée de lagunes aérées et d'étangs de maturation. Elle est aussi dotée de lits de séchage de boues.

(cf. annexe 8 : diagramme d'écoulement du traitement par lagunage aéré)

7-2. Dimensionnement des ouvrages

7-2-1. Dégrilleur

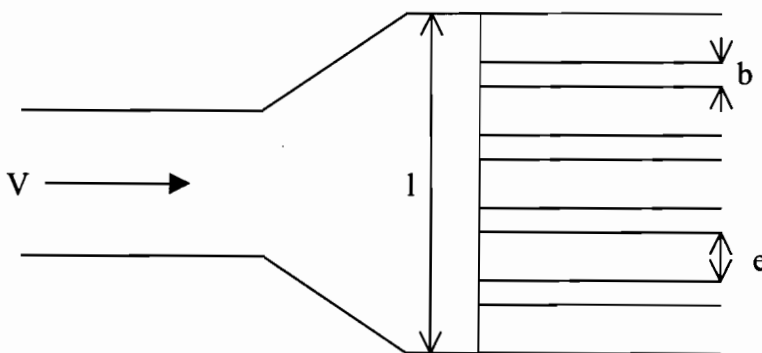


Figure 5-1 : Vue en plan du dégrilleur

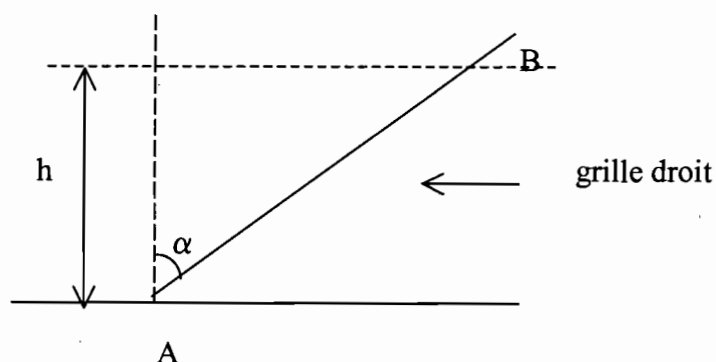


Figure 5-2 : Coupe longitudinale du dégrilleur

✓ Calculons la longueur et la largeur de la grille

Procédure de calcul : connaissant la surface mouillée et en fixant la largeur de la grille, on calcule le tirant d'eau. Il nous permet d'avoir la longueur de la grille en tenant compte de son inclinaison.

Soient : S_u = la surface utile (m^2)

Q = le débit maximum admissible (m^3/s)

h = le tirant d'eau (m)

S_m = la section mouillée (m^2)

L = la longueur oblique de la grille (AB) (m)

l = la largeur de la grille (m)

e = l'espacement des barreaux (cm)

b = l'épaisseur des barreaux (mm)

C = le coefficient de colmatage

α = inclinaison de la grille par rapport à la verticale (en degré)

On prendra $e = 4$ cm afin de laisser passer les matières fécales à travers les grilles. Seules les matières volumineuses seront retenues.

Les barreaux des grilles sont placés obliquement avec une inclinaison de 70° par rapport à la verticale. Ce qui nous permettra de prendre un coefficient de colmatage $C = 0.75$ [7].

Epaisseur des barreaux $b = 5$ mm

Vitesse minimum = 0.7 m/s pour éviter les dépôts de sable.

Le débit $Q = 7125 \text{ m}^3/j = 0.082 \text{ m}^3/s$ (calcul du débit est effectué en annexe 4)

Calcul du tirant d'eau h :

$$\text{On a : } S_m = \frac{Q}{V \times \theta \times (1-C)}$$

$$\text{avec } \theta = \frac{e}{e+b} \Rightarrow \theta = \frac{4}{4+0.5} = 0.89$$

$$\Rightarrow S_m = \frac{0.082}{0.7 \times 0.89 \times (1-0.75)}$$

$$\Rightarrow S_m = 0.53 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{S_m}{l} \quad \text{et} \quad L = \frac{h}{\cos \alpha}$$

On choisit une largeur du 1 m pour le dégrilleur (station moyenne $0.3 < l < 2$ m [7]).

$$h = \frac{0.53}{1}$$

$$h = 0.53 \text{ m}$$

on prendra $h = 0.55 \text{ m}$

calcul de la longueur oblique de la grille

$$L = \frac{0.55}{\cos 70}$$

$$L = 1.6 \text{ m}$$

Dimensions de la grille

$$L = 1.6 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

✓ Pertes de charges

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{b}{e}\right)^{4/3} \times \frac{(V)^2}{2 \times g} \times \sin \delta \quad \text{formule de Kirschmer [7]}$$

δ : inclinaison sur l'horizontale

$$\delta = 90 - \alpha$$

β : facteur de forme des barreaux

pour un barreau rond $\beta = 1.79$

$$\Delta h = 1.79 \times \left(\frac{0.5}{4}\right)^{4/3} \times \frac{(0.70)^2}{2 \times 9.81} \times \sin(90 - 70)$$

$\Delta h = 0.0009 \text{ m}$ ce qui est négligeable

7-2-2. Dessableur

Conditions de dimensionnement

$$1- \frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_s} ; V_h = \frac{Q}{l \times h}$$

$$V_s = 0.02 \text{ m/s}$$

2- $V_h = 0.3 \text{ m/s}$ pour empêcher les matières organiques de se déposer

S = section du dessableur (m^2)

L = sa longueur (m)

l = sa largeur (m). on fixe la largeur du dessableur à 1 m

h = sa profondeur (m)

V_h = vitesse horizontale dans le dessableur (m/s)

V_s = vitesse de chute de la plus petite particule à retenir (m/s)

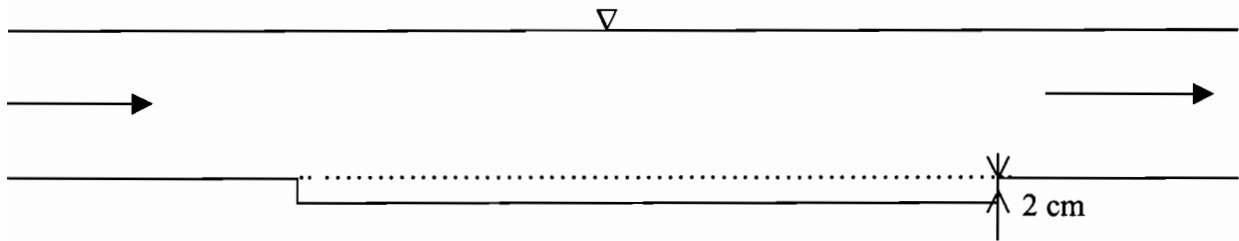


figure 5-3 : Coupe longitudinale du dessableur

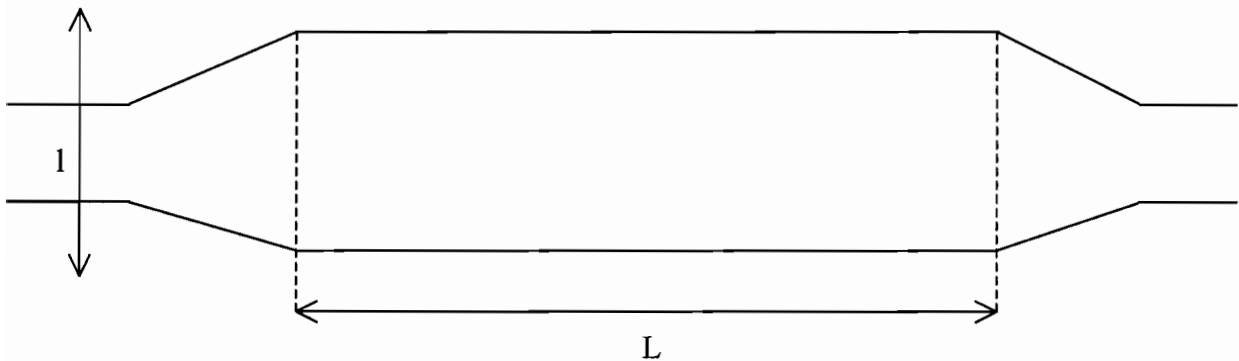


Figure 5-4 : Vue en plan du dessableur

Procédure de calcul : connaissant le volume de dépôt de sable par jour et en fixant l'épaisseur du dépôt de sable, on calcule la longueur du dessableur.

✓ Calcul de la longueur du dessableur

$$S = l \times h = \frac{Q}{V_h}$$

la quantité de sable extraite pour une urbanisation assez dense est estimée à 5 litres par habitant par an [4].

$$\Rightarrow \text{la quantité de sable par an} = 25000 \times 5 = 125000 \text{ l} = 125 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow \text{le volume de dépôt par jour} = \frac{125}{365} = 0.342 \text{ m}^3$$

En admettant que la hauteur de sable h ne dépassera pas 2 cm on a :

$$\text{Longueur du dessableur : } L = \frac{0.342}{1 \times 0.02} \Rightarrow L = 17.1 \text{ m}$$

On prendra $L = 17 \text{ m}$

✓ Calcul de la hauteur du dessableur

$$h = \frac{Q}{V_h \times l} \Rightarrow h = \frac{0.082}{0.3 \times 1} = 0.27 \text{ m}$$

on prendra $h = 0.3 \text{ m}$

Vérification de la condition de dimensionnement.

$$\frac{L}{V_h} = \frac{17}{0.3} = 56.7 \text{ s} \quad \frac{h}{V_s} = \frac{0.3}{0.02} = 15 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_s}$$

La condition de dimensionnement est bien vérifiée

Dimensions dessableur

$$L = 17 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.3 \text{ m}$$

Le dessableur sera muni d'un pont racleur pour les opérations de dégraissage-déshuilage.

7-2-3. Lagunes aérées

✓ Procédé d'épuration

Ces bassins fonctionnent sur le même principe que les bassins facultatifs à la différence de l'oxygénation apportée, dans ce cas, mécaniquement par un aérateur de surface . Les lagunes agissent comme des bassins de décantation.

✓ Dimensions d'une lagune

Procédure de calcul : Le débit Q des eaux usées étant connu, on fixe un temps de séjour t_r des eaux dans les bassins pour avoir leur volume total. La surface S totale des bassins est connue en choisissant une profondeur h dans les limites indiquées par les normes. Avec un rapport $\frac{L}{l} = 3$ on détermine la longueur et la largeur de la lagune.

$$\text{Volume } V = Q \times t_r$$

Pour une lagune aérée, le temps de séjour est moyennement de 3 à 5 jours et le bassin a une profondeur variant de 2 à 4 m [8].

Prenons un temps de rétention de 4 jours et une série de 2 bassins.

Le volume d'un bassin est de :

$$V = \frac{7125 \times 4}{2} = 14\,250 \text{ m}^3$$

Surface

Pour une profondeur de $h = 3 \text{ m}$, la surface est de :

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

$$S = \frac{14250}{3} = 4750 \text{ m}^2$$

considérons toujours un rapport $\frac{L}{l} = 3$

dimensions d'une lagune

$$L = 119 \text{ m}$$

$$l = 40 \text{ m}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

✓ Oxygénation requise

Procédure de calcul : on évalue d'abord le besoin en oxygène, ensuite on fixe le taux de transfert en oxygène pour un aérateur donnée et enfin on calcule la puissance requise par les moteurs actionnant les aérateurs.(cf annexe 11 schéma aérateur de surface).

Selon les travaux du comité interafricain d'études hydrauliques (CIEH), la DBO des eaux usées représente environ 67% de la demande biologique totale en oxygène.

Soient S_0 la demande biologique en oxygène

S_T la demande biologique totale

$$\text{On a } S_T = \frac{S_0}{0.67} = 1.5 S_0$$

Donc pour satisfaire la demande totale en oxygène, on devra fournir 1.5 kg de O_2 par kg de DBO de l'affluent. On se fixe une réduction de 80% de la DBO_5 , ce chiffre se réduira à $0.8 \times 1.5 = 1.2$ kg de O_2 par kg de DBO initial.

$$\text{En heure cette valeur devient : } \frac{1.2 \times 246 \times 7125 \times (10)^{-3}}{24} = 88 \text{ kg de } O_2 / \text{h}$$

Puissance requise à la surface aérée

$$\text{Puissance} = \frac{\text{besoin en oxygène}}{\text{taux de transfert en oxygène}}$$

Prenons un aérateur mécanique de surface qui procure 2 kg de O_2 /kWh, la puissance requise pour l'aération est : $\frac{88}{2} = 44 \text{ kW}$.

On choisira donc 4 aérateurs actionnés chacun par un moteur de rendement 80 %

$$\text{Puissance d'un moteur } P = \frac{44}{4 \times 0.8} = 13.75 \text{ kW (18.7 chevaux vapeur)}$$

✓ DBO_5 à la sortie de la lagune

L'aération a permis d'éliminer 80% de la DBO_5 . La DBO_5 à la sortie de la lagune est de :

$$S = 246 - 0.8 \times 246 = 49 \text{ mg/l}$$

7-2-4. Bassins de maturation

Un bassin de maturation est un bassin aérobie qui doit fournir un effluent de haute qualité. En effet, il faudrait dans ce bassin réduire de manière considérable le nombre d'organismes pathogènes et surtout la population des bactéries fécales.

✓ Calcul des dimensions du bassin de maturation

Débit des eaux usées : $Q = 7125 \text{ m}^3/\text{j}$

DBO à l'entrée : $S = 246 \text{ mg/l}$

Température moyenne des eaux usées : $T = 25^\circ\text{C}$

Bassin de maturation $h = 1 \text{ m}$

DBO à la sortie désirée $\leq 40 \text{ mg/l}$ conformément aux normes sénégalaises

Procédure de calcul : même démarche que pour les bassins facultatifs

Volume (m^3) du bassin $V = \frac{Q \times t_r}{n}$

n étant le nombre de bassins

Surface (m^2) du bassin $S_b = \frac{V}{h}$

On prendra le rapport $\frac{L}{l} = 3$

$$\Rightarrow l = \sqrt{\frac{S}{3}}$$

Exemple de calcul

on se fixe un temps de rétention $t_r = 2 \text{ j}$ et $n = 3$

$$\Rightarrow V = \frac{7125 \times 2}{3} = 4750 \text{ m}^3$$

$$\text{la surface du bassin : } S_b = \frac{4750}{1} = 4750 \text{ m}^2$$

$$\text{la largeur du bassin } l = \sqrt{\frac{4750}{3}} = 40 \text{ m}$$

$$\text{la longueur du bassin } L = 3 \times l = 120 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 120 \text{ m}}$$

$$\mathbf{l = 40 \text{ m}}$$

$$\mathbf{h = 1 \text{ m}}$$

✓ Calcul de la DBO à la sortie

DBO à l'entrée : $S_0 = 49 \text{ mg/l}$

Température moyenne des eaux usées : $T = 25^\circ\text{C}$

$$\text{DBO à la sortie donnée : } S = \frac{S_0}{(1 + K \times t_r) \left(1 - 0.006 \frac{t_r}{h}\right)} \quad [4]$$

Avec $K = K_{\text{aer}}$ pour les bassins de maturation car ils se comportent comme des bassins aérobie.

Calcul de la DBO₅ à la sortie

$$S = \frac{49}{(1 + 0.73 \times 2) \left(1 - 0.006 \times \frac{2}{1}\right)} = 20 \text{ mg/l}$$

✓ Efficacité du traitement

$$\Delta S = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$$

Calcul de l'efficacité

$$\Delta S = \frac{49 - 20}{49} \times 100 = 59\%$$

✓ Taux de destruction des bactéries pathogènes

Le pourcentage de réduction des bactéries pathogènes peut être évalué d'après l'équation proposée par Marais et Shaw en 1961 :

$$\Delta N = \frac{100 \times k \times t_r}{1 + k \times t_r} \quad [8]$$

où ΔN = pourcentage de réduction des bactéries pathogènes

t_r = temps de rétention

k = constante de vitesse $k = 2$ pour Escherichia Coli

Calcul de la réduction des germes pathogènes

$$\Delta N = \frac{100 \times 2 \times 2}{1 + 2 \times 2} = 80\%$$

✓ Besoin en chlore

$\Delta N = 80\% \Rightarrow x = 20\%$ sera détruit par le chlore

La dose de chlore requise est : $2 \times 0,2 = 0,4 \text{ mg/l}$

7-2-5. Lits de séchage de boues

Le séchage des boues d'épuration s'effectue sur des lits de sable drainés sur fond poreux. Il permet, sans pour autant dépenser de l'énergie, d'obtenir des boues séchées atteignant 60 à 65% de matières sèches.

Il est constitué d'une couche de support de 20 cm de gravier sur laquelle repose une couche de 10 cm de sable (diamètre 0.5 à 1.5 mm). Le sable devra être renouvelé en le rechargeant par exemple avec le sable provenant du dessableur car il va s'enlever peu à peu avec la recolte des boues séchées.

✓ Calcul des dimensions du lit

Procédure de calcul : on se fixe le nombre de lit et la largeur de chaque lit. Connaissant le volume total des boues par an et le nombre d'extractions, on détermine la longueur et la largeur du lit.

nombre de lits = 4

largeur de chaque lit = 10 m

épaisseur du dépôt des boues = 50 cm

volume de boue par an $V_b = 9855 \text{ m}^3$

nombre d'extraction de boue = 6

surface requise $S_r = \frac{9855}{6 \times 0.5} = 3285 \text{ m}^2$

surface d'un lit $= \frac{3285}{4} = 821 \text{ m}^2$

longueur d'un lit $S_l = \frac{821}{10} = 82.1 \text{ m}$ on prendra 82 m

Caractéristiques du lit

longueur = 82 m

largeur = 10 m

épaisseur de boue = 50 cm

7-2-6. By-pass

Le by-pass est une conduite circulaire qui permet d'écarter du décanteur primaire et des autres bassins une partie ou la totalité des eaux usées pendant les pointes d'apport ou le nettoyage.

7-3. Dimensionnement des conduites

✓ hypothèses :

- les conduites à installer seront en PVC ;
- l'aménagement se fera avec une pente de 1 % pour permettre un écoulement gravitaire entre les différents bassins.

✓ Données de bases :

V = vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

Q = débit d'eau dans la conduite (m^3/s),

S = pente longitudinale (m/m),

D = diamètre de la conduite (m),

R = rayon hydraulique = $\frac{\text{section mouillée}}{\text{périmètre mouillé}}$

L'écoulement dans les conduites n'est pas sous pression, pour les conduites circulaires à installer, cependant on peut faire l'approximation de l'écoulement des conduites pleines

c'est à dire : $R = \frac{D}{4}$

n = coefficient de Manning = 0,013 pour les conduites en PVC,

✓ Diamètres théoriques des conduites

L'équation de Manning s'écrit comme suit :

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$\text{Or : } V = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}}$$

L'équation donne :

$$\frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

$$\Rightarrow D^{8/3} = \frac{4^{5/3} \cdot Q \cdot n}{\pi \cdot S^{1/2}}$$

$$\text{d'où : } D = \left[\frac{4^{5/3} \times Q \times 0,013}{\pi \times S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Les différents résultats sont portés dans le tableau suivant :

Conduites	C ₁	C ₃	By-pass
Diamètre (mm)	283	218	283

Tableau 7.1 : Tableau relatif aux caractéristiques des conduites

✓ Choix des diamètres nominaux

Le choix des diamètres nominaux permettra de compléter l'étude. Il s'est fait à partir des catalogues disponibles et concernant les conduites en PVC utilisées pour l'évacuation des eaux usées

Conduites	C ₁	C ₃	By-pass
Diamètre nominal (mm)	315	250	315

Tableau 7.2 : Tableau des diamètres nominaux

C_i = conduite i

CHAPITRE VIII : ETUDE TECHNIQUE DE LA TROISIEME VARIANTE : STATION D'EPURATION NATURELLE (bassins de stabilisation)

L'objet de ce chapitre est d'étudier la troisième variante pour la mise en place d'une nouvelle station d'épuration. Cette variante est constituée de bassins de stabilisation.

8-1. Description de la variante

Il s'agit d'un système de bassins exposés à l'air libre et destinés au traitement biologique total des eaux usées. L'épuration des eaux s'effectue sans intervention mécanique. Ces bassins simulent, en l'amplifiant, l'action autoépuratrice des rivières et des étangs. Ce sont essentiellement de simples bassins d'eau libre, de grande surface et de profondeur variable. Le principe de base est d'obtenir une épuration bactérienne sans en avoir à dépenser de l'énergie pour la fourniture de l'oxygène.

Cette variante est constitué d'un dégrilleur, d'un dessableur, d'un décanteur primaire, d'étangs facultatifs et de bassins de maturation. Elle est aussi dotée d'un by-pass et de lits de séchage de boues. Les différents bassins, à l'exception du by-pass (bassin circulaire), sont des bassins parallélépipédiques.

(cf. annexe 9 : diagramme d'écoulement par bassins de stabilisation)

8-2. Dimensionnement des ouvrages de la filière

8-2-1. Dégrilleur

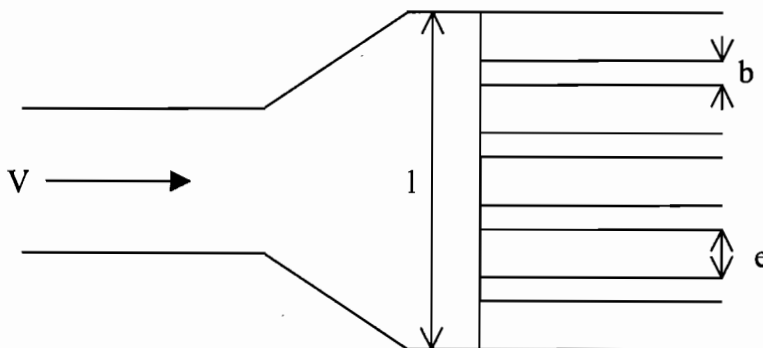


Figure 5-1 : Vue en plan du dégrilleur

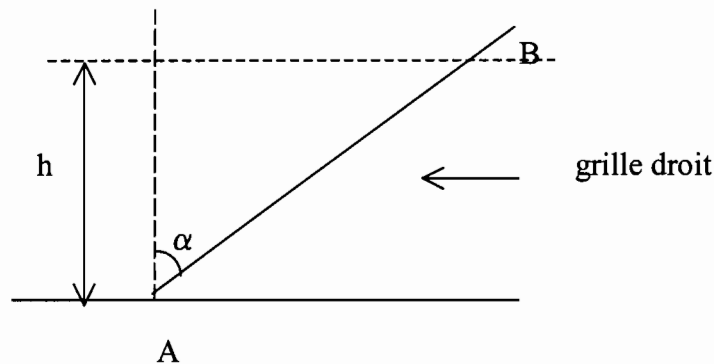


Figure 5-2 : Coupe longitudinale du dégrilleur

✓ Calculons la longueur et la largeur de la grille

Procédure de calcul : connaissant la surface mouillée et en fixant la largeur de la grille, on calcule le tirant d'eau. Il nous permet d'avoir la longueur de la grille en tenant compte de son inclinaison.

Soient : S_u = la surface utile (m^2)

Q = le débit maximum admissible (m^3/s)

h = le tirant d'eau (m)

S_m = la section mouillée (m^2)

L = la longueur oblique de la grille (AB) (m)

l = la largeur de la grille (m)

e = l'espacement des barreaux (cm)

b = l'épaisseur des barreaux (mm)

C = le coefficient de colmatage

α = inclinaison de la grille par rapport à la verticale (en degré)

On prendra $e = 4$ cm afin de laisser passer les matières fécales à travers les grilles. Seules les matières volumineuses seront retenues.

Les barreaux des grilles sont placés obliquement avec une inclinaison de 70° par rapport à la verticale. Ce qui nous permettra de prendre un coefficient de colmatage $C = 0.75$ [7].

Epaisseur des barreaux $b = 5$ mm

Vitesse minimum = 0.7 m/s pour éviter les dépôts de sable.

Le débit $Q = 7125 m^3/j = 0.082 m^3/s$ (calcul du débit est effectué en annexe 4)

Calcul du tirant d'eau h :

$$\text{On a : } S_m = \frac{Q}{V \times \theta \times (1 - C)}$$

$$\text{avec } \theta = \frac{e}{e+b} \Rightarrow \theta = \frac{4}{4+0.5} = 0.89$$

$$\Rightarrow S_m = \frac{0.082}{0.7 \times 0.89 \times (1-0.75)}$$

$$\Rightarrow S_m = 0.53 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{S_m}{l} \quad \text{et} \quad L = \frac{h}{\cos \alpha}$$

On choisit une largeur de 1 m pour le dégrilleur (station moyenne $0.3 < l < 2 \text{ m}$ [7]).

$$h = \frac{0.53}{1}$$

$$h = 0.53 \text{ m}$$

on prendra $h = 0.55 \text{ m}$

calcul de la longueur oblique de la grille

$$L = \frac{0.55}{\cos 70}$$

$$L = 1.6 \text{ m}$$

Dimensions de la grille

$$L = 1.6 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

✓ Pertes de charges

$$\Delta h = \beta \times \left(\frac{b}{e}\right)^{4/3} \times \frac{(V)^2}{2 \times g} \times \sin \delta \quad \text{formule de Kirschmer [7]}$$

δ : inclinaison sur l'horizontale

$$\delta = 90 - \alpha$$

β : facteur de forme des barreaux

pour un barreau rond $\beta = 1.79$

$$\Delta h = 1.79 \times \left(\frac{0.5}{4}\right)^{4/3} \times \frac{(0.70)^2}{2 \times 9.81} \times \sin(90-70)$$

$\Delta h = 0.0009 \text{ m}$ ce qui est négligeable

8-2-2. Dessableur couloir

Conditions de dimensionnement

$$1 - \frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_s} ; \quad V_h = \frac{Q}{l \times h}$$

avec $V_s = 0.02 \text{ m/s}$

2- $V_h = 0.3$ m/s pour empêcher les matières organiques de se déposer

S = section du dessableur (m^2)

L = sa longueur (m)

l = sa largeur (m). on fixe la largeur du dessableur à 1 m

h = sa profondeur (m)

V_h = vitesse horizontale dans le dessableur (m/s)

V_s = vitesse de chute de la plus petite particule (m/s)

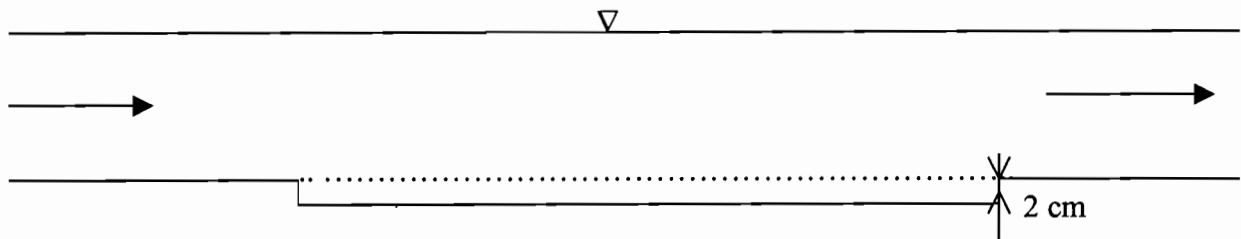


Figure 5-3 : Coupe longitudinale du dessableur

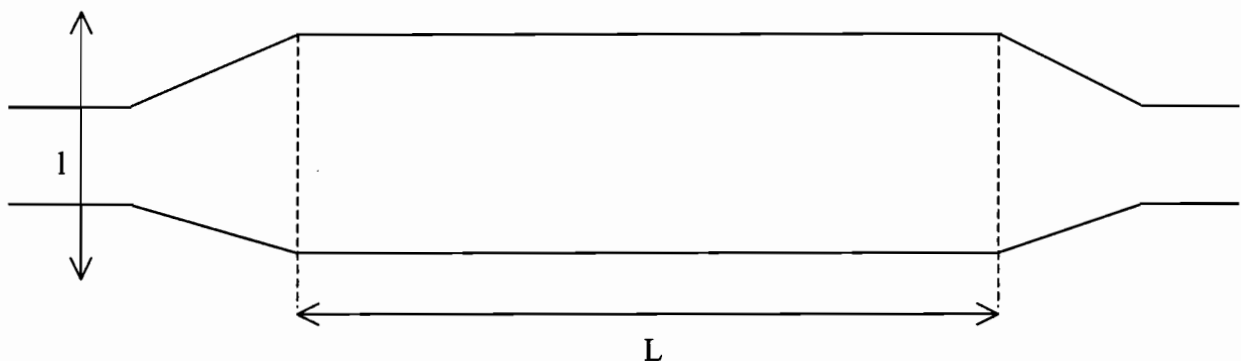


Figure 5-4 : Vue en plan du dessableur

Procédure de calcul : connaissant le volume de dépôt de sable par jour et en fixant son épaisseur, on calcule la longueur du dessableur.

✓ Calcul de la longueur du dessableur

$$S = l \times h = \frac{Q}{V_h}$$

la quantité de sable extraite pour une urbanisation assez dense est estimée à 5 litres par habitant par an [4].

⇒ la quantité de sable par an = $25000 \times 5 = 125000 \text{ l} = 125 \text{ m}^3$

⇒ le volume de dépôt par jour = $\frac{125}{365} = 0.342 \text{ m}^3$

En admettant que la hauteur de sable ne dépassera pas 2 cm on a :

Longueur du dessableur : $L = \frac{0.342}{1 \times 0.02} \Rightarrow L = 17.1 \text{ m}$

On prendra **L = 17 m**

✓ Calcul de la hauteur du dessableur

$$h = \frac{Q}{V_h \times l} \Rightarrow h = \frac{0.082}{0.3 \times 1} = 0.27 \text{ m}$$

on prendra **h = 0.3 m**

Vérification de la condition de dimensionnement.

$$\frac{L}{V_h} = \frac{17}{0.3} = 56.7 \text{ s} \qquad \frac{h}{V_s} = \frac{0.3}{0.02} = 15 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \frac{L}{V_h} \geq \frac{h}{V_s}$$

La condition de dimensionnement est bien vérifiée

Dimensions dessableur

L = 17 m

l = 1 m

h = 0.3 m

Le dessableur sera muni d'un pont racleur pour les opérations de dégraissage-déshuilage.

8-2-3. Décanteur primaire

Le décanteur à installer a une forme rectangulaire. La décantation se fait par sédimentation des particules après un temps de séjour déterminé.

Procédure de calcul : connaissant la vitesse de sédimentation de la particule et le temps de rétention au niveau du bassin, on calcule la profondeur du décanteur primaire.

✓ Calcul de la profondeur du décanteur

Données

Débit $Q = 0.082 \text{ m}^3/\text{s}$

Diamètre de la plus petite particule $d = 0.10 \text{ mm}$

Poids spécifique des particules $\gamma_s = 1.2 \text{ t/m}^3$

Température moyenne des eaux usées $T = 25^\circ\text{C}$ (on a pris la température moyenne parce qu'elle n'a pas été mesurée lors des prélèvements)

Temps de rétention $t_r = 2\text{h}$

Selon la loi de Stokes la vitesse de sédimentation d'une particule s'obtient par :

$$V_s = \frac{g}{18\nu} \times \frac{\gamma_s - \gamma_\omega}{\gamma_\omega} \times (d)^2$$

V_s : vitesse de sédimentation (m/s)

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2

γ_w : poids spécifique de l'eau = 1 t/m^3

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)

$\nu_{25^\circ\text{C}} = 0.89 \text{ m}^2/\text{s}$

$$V_s = \frac{9.81}{18 \times 0.89} \times \frac{(1.2-1) \times 10^2}{10^4} \times (0.1)^2$$

$$V_s = 0.1 \text{ cm/s}$$

Pour que la sédimentation ait lieu il faut que le temps de rétention soit supérieur ou égal au temps de sédimentation.

$$t_s < t_r \Rightarrow \frac{h}{V_s} \leq t_r$$

h = profondeur du décanteur

t_s = temps de sédimentation

t_r = temps de rétention (heure)

$$\Rightarrow h \leq t_r \times V_s = 2 \times 3600 \times 0.1 \times (10)^{-2} = 7.2 \text{ m}$$

$$h \leq 7.2 \text{ m}$$

Pour des raisons pratiques et puisque l'efficacité du traitement ne dépend pas de la profondeur on prend $h = 4 \text{ m}$.

✓ Calcul de la longueur du décanteur

Procédure de calcul : connaissant la capacité du bassin et la quantité de boue dans le décanteur, on en déduit le volume total du bassin. Tenant compte de la profondeur on calcule la surface du bassin et les autres dimensions s'en déduisent.

Soit V_c la capacité du bassin

$$V_c = Q \times t_r = 7125 \times \frac{2}{24} = 593.75 \text{ m}^3$$

Il convient d'ajouter le volume occupé par les boues estimé à 1.08 litres de boues par personne par jour [4].

Soit V_b ce volume par a

$$V_b = 1.08 \times 25000 \times 365 = 9855000 \text{ litres}$$

Si on effectue 6 extractions de boues par an, le volume des boues à priori est de :

$$\frac{9855}{6} = 1642.5 \text{ m}^3$$

Le bassin de décantation aura finalement comme volume V :

$$V = 593.75 + 1642.5 = 2236.25 \text{ m}^3$$

$$\text{Soit } V = 2236.25 \text{ m}^3$$

Surface (S) du bassin de décantation :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{2236.25}{4} = 559.06 \text{ m}^2$$

$$\text{prenons } S = 559 \text{ m}^2$$

En considérant un rapport $\frac{L}{l} = 4$, on a : $L = 47 \text{ m}$; $l = 12 \text{ m}$

Dimensions décanteur primaire

$$L = 47 \text{ m}$$

$$l = 12 \text{ m}$$

$$h = 4 \text{ m}$$

$$t_r = 2h$$

8-2-4. Bassins de stabilisation

- ✓ Procédé d'épuration dans un bassin facultatif

Un bassin facultatif est un bassin constitué de trois couches : la couche supérieure est aérobie, la couche intermédiaire est peuplée de bactéries facultatives et la couche profonde est anaérobie.

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et au maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques. Ce cycle s'auto entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

Au fond du bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau.

- ✓ Calcul des dimensions d'un bassin facultatif

Forme du bassin : parallélépipédique

$$\text{Débit des eaux usées : } Q = 7125 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Hauteur } h = 1.5 \text{ m}$$

Couche aérobie = 0.3 m

Couche anaérobie = 1 m

Procédure de calcul : tenant compte du débit, du temps de rétention et du nombre de bassins (à fixer), on calcule le volume du bassin. On se fixe ensuite une profondeur pour calculer la longueur et la largeur du bassin.

$$\text{Volume (m}^3\text{) du bassin } V = \frac{Q \times t_r}{n}$$

n étant le nombre de bassins

$$\text{Surface (m}^2\text{) du bassin } S_b = \frac{V}{h}$$

On prendra le rapport $\frac{L}{l} = 3$

$$\Rightarrow l = \sqrt{\frac{S}{3}}$$

Exemple de calcul

on se fixe un temps de rétention $t_r = 7$ j

$$\Rightarrow V = \frac{7125 \times 7}{3} = 16\,625 \text{ m}^3$$

$$\text{la surface du bassin : } S_b = \frac{16625}{1.5} = 11\,083 \text{ m}^2$$

$$\text{la largeur du bassin } l = \sqrt{\frac{11083}{3}} = 61 \text{ m}$$

$$\text{la longueur du bassin } L = 3 \times l = 183 \text{ m}$$

✓ Calcul du DBO à la sortie

DBO à l'entrée : $S_0 = 246 \text{ mg/l}$ (voir annexe 5 pour calcul de la DBO)

Température moyenne des eaux usées : $T = 25^\circ\text{C}$

Constantes cinétiques :

$$K_{25^\circ\text{C}} = 0.73 \text{ J}^{-1} \text{ en aérobiose}$$

$$K_{25^\circ\text{C}} = 0.58 \text{ J}^{-1} \text{ en anaérobiose}$$

Le calcul de ces constantes est présenté en annexe 10

$$\text{DBO à la sortie donnée : } S = \frac{S_0}{(1 + K \times t_r) \left(1 - 0.006 \frac{t_r}{h}\right)} \quad [4]$$

$$\text{Avec } K = \frac{h_{aer} \times K_{aer} + h_{anaer} \times K_{anaer}}{h}$$

h_{aer} = profondeur de la couche aérobie

h_{anaer} = profondeur de la couche anaérobie

$K_{a\text{ér}}$ = constante cinétique en aérobiose à 25°C

$K_{a\text{ér}}$ = constante cinétique en anaérobiose à 25°C

Exemple de calcul

$$K = \frac{0.3 \times 0.73 + 1 \times 0.58}{1.5} = 0.53$$

$$S = \frac{246}{(1 + 0.53 \times 7) \left(1 - 0.006 \times \frac{7}{1.5} \right)} = 54 \text{ mg/l}$$

✓ Efficacité du traitement

$$\Delta S = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$$

Exemple de calcul

$$\Delta S = \frac{246 - 54}{246} \times 100 = 78\%$$

8-2-5. Bassin de maturation

Un bassin de maturation est un bassin aérobie qui doit fournir un effluent de haute qualité. En effet, il faudrait dans ce bassin réduire de manière considérable le nombre d'organismes pathogènes et surtout la population des bactéries fécales.

✓ Calcul des dimensions du bassin de maturation

Débit des eaux usées : $Q = 7125 \text{ m}^3/\text{j}$

DBO à l'entrée : $S = 246 \text{ mg/l}$

Température moyenne des eaux usées : $T = 25^\circ\text{C}$

Bassin de maturation $h = 1 \text{ m}$

DBO à la sortie désirée $\leq 40 \text{ mg/l}$ conformément aux normes sénégalaises

Procédure de calcul : même démarche que pour les bassins facultatifs

Volume (m^3) du bassin $V = \frac{Q \times t_r}{n}$

n étant le nombre de bassins

Surface (m^2) du bassin $S_b = \frac{V}{h}$

On prendra le rapport $\frac{l}{l} = 3$

$$\Rightarrow l = \sqrt{\frac{S}{3}}$$

Exemple de calcul

on se fixe un temps de rétention $t_r = 2 \text{ j}$ et $n = 3$

$$\Rightarrow V = \frac{7125 \times 2}{3} = 4750 \text{ m}^3$$

$$\text{la surface du bassin : } S_b = \frac{4750}{1} = 4750 \text{ m}^2$$

$$\text{la largeur du bassin } l = \sqrt{\frac{4750}{3}} = 40 \text{ m}$$

$$\text{la longueur du bassin } L = 3 \times l = 120 \text{ m}$$

✓ Calcul du DBO à la sortie

$$\text{DBO à l'entrée : } S_0 = 54 \text{ mg/l}$$

$$\text{Température moyenne des eaux usées : } T = 25^\circ\text{C}$$

$$\text{DBO à la sortie donnée : } S = \frac{S_0}{(1 + K \times t_r) \left(1 - 0.006 \frac{t_r}{h}\right)} \quad [4]$$

Avec $K = K_{\text{aer}}$ pour les bassins de maturation car ils se comportent comme des bassins aérobie.

Exemple de calcul

$$S = \frac{54}{(1 + 0.73 \times 2) \left(1 - 0.006 \times \frac{2}{1}\right)} = 22 \text{ mg/l}$$

✓ Efficacité du traitement

$$\Delta S = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$$

Exemple de calcul

$$\Delta S = \frac{54 - 22}{54} \times 100 = 59\%$$

✓ Taux de destruction des bactéries pathogènes

Le pourcentage de réduction des bactéries pathogènes peut être évalué d'après l'équation proposée par Marais et Shaw en 1961 :

$$\Delta N = \frac{100 \times k \times t_r}{1 + k \times t_r} \quad [8]$$

où ΔN = pourcentage de réduction des bactéries pathogènes

t_r = temps de rétention

k = constante de vitesse $k = 2$ pour Escherichia Coli

Exemple de calcul

$$\Delta N = \frac{100 \times 2 \times 2}{1 + 2 \times 2} = 80\%$$

✓ Besoin en chlore

La chloration est utilisée pour le traitement tertiaire. Elle peut être destinée au contrôle des odeurs, à la désinfection et à la destruction des bactéries pathogènes. Le chlore est disponible sous forme de liquide ou d'hypochlorite de calcium ou de sodium. La dose de chlore à appliquer dépend de l'objectif visé pour la qualité de l'effluent. Les doses requises pour différentes applications sont données par [9]; pour la destruction des bactéries pathogènes, il faut 2 à 20 mg/l de chlore. Pour la stérilisation d'effluent épuré biologiquement, la dose de chlore requise est proportionnelle au nombre de microorganisme à détruire (Escherichia Coli).

La dose nécessaire pour réduire de x% le nombre d'Escherichia Coli vaut : $2 \cdot x \%$.

Exemple de calcul

$\Delta N = 80\% \Rightarrow x = 20\%$ sera détruit par le chlore

Besoin en chlore = $2 \cdot 0.2 = 0.4$ mg/l

✓ Efficacité globale du traitement

Elle est calculée avec la DBO₅ des eaux usées brutes et celle obtenue à la sortie du bassin de maturation.

$$\Delta S = \frac{S_0 - S}{S_0} \times 100$$

Exemple de calcul

$$\Delta S = \frac{246 - 22}{246} \times 100 = 91\%$$

L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour des eaux dans les bassins. En effet, la mort des cellules d'algues entraîne une augmentation de la charge organique et, par conséquent, de la DBO₅. Un effluent retenu au-delà de la durée optimale de rétention des eaux dans le bassin peut entraîner une augmentation de la DBO₅ de l'exutoire récepteur. D'autre part, un effluent rejeté au moment de la prolifération des algues peut ne pas être complètement épuré du fait de tous les processus biologiques qui n'ont pas eu le temps de se réaliser. Donc le temps de séjour est capital.

Nous proposerons différents choix en faisant varier le temps de rétention dans les limites imposées. Le choix des profondeurs et des temps de rétention se fera de manière à respecter les caractéristiques recommandées par le tableau tiré de [8].

Les caractéristiques des bassins sont confinées dans le tableau qui suit.

Paramètres	1 ^{er} choix		2 ^{ème} choix		3 ^{ème} choix	
	Bassin facultatif $t_r = 7j$	Bassin de maturation $t_r = 2j$	Bassin facultatif $t_r = 28j$	Bassin de maturation $t_r = 4j$	Bassin facultatif $t_r = 50j$	Bassin de maturation $t_r = 6j$
Nombre de bassins	3	3	4	4	8	8
Hauteur (m)	1.5	1	1.5	1	1.5	1
Volume (m ³)	16 625	4750	16 625	7125	44 531	5344
Surface (m ²)	11 083	4750	11 083	7125	29 687	3562
Largeur (m)	61	40	61	49	99	34
Longueur (m)	182	120	183	147	248	103
S ₀ (mg/l)	246	54	246	17	246	11
S (mg/l)	54	22	17	4	11	2
ΔS %	78	59	93	76	95	82
ΔS % global	91		98		99	
ΔN %	80		89		92	
Besoin chlore (mg/l)	0,4		0,22		0,16	

Tableau 8.1 : Caractéristiques des différents bassins pour les trois choix

Les résultats obtenus des différents choix confirment l'augmentation de l'efficacité du traitement avec le temps de séjour des eaux dans les bassins. Mais nous constaterons aussi que les surfaces requises deviennent de plus en plus importantes lorsqu'on désire un traitement de plus en plus efficace, ce qui augmente considérablement les coûts de construction et d'entretien des différents bassins.

Le premier choix présente la plus petite surface de bassins et offre un traitement satisfaisant les normes sénégalaises. En effet pour une DBO₅ de 246 mg/l à l'entrée, le traitement assure une réduction de 91% et fourni un effluent de 22 mg/l de DBO₅, valeur nettement inférieure aux 40 mg/l préconisé par les normes sénégalaises.

8-2-6. Lit de séchage

Le séchage des boues d'épuration s'effectue sur des lits de sable drainés sur fond poreux. Il permet, sans pour autant dépenser de l'énergie, d'obtenir des boues séchées atteignant 60 à 65% de matières sèches.

Il est constitué d'une couche de support de 20 cm de gravier sur laquelle repose une couche de 10 cm de sable (diamètre 0.5 à 1.5 mm). Le sable devra être renouvelé en le rechargeant par exemple avec le sable provenant du dessableur car il va s'enlever peu à peu avec la recolle des boues séchées.

✓ Calcul des dimensions du lit

Procédure de calcul : on se fixe le nombre de lit et la largeur de chaque lit. Connaissant le volume total des boues par an et le nombre d'extractions, on détermine la longueur et la largeur du lit.

nombre de lits = 4

largeur de chaque lit = 10 m

épaisseur du dépôt des boues = 50 cm

volume de boue par an $V_b = 9855 \text{ m}^3$

nombre d'extraction de boue = 6

surface requise $S_r = \frac{9855}{6 \times 0.5} = 3285 \text{ m}^2$

surface d'un lit $= \frac{3285}{4} = 821 \text{ m}^2$

longueur d'un lit $S_l = \frac{821}{10} = 82.1 \text{ m}$ on prendra 82 m

Caractéristiques du lit

longueur = 82 m

largeur = 10 m

épaisseur de boue = 50 cm

8-2-7. By-pass

Le by-pass est une conduite circulaire qui permet d'écarter du décanteur primaire et des autres bassins une partie ou la totalité des eaux usées pendant les pointes d'apport ou le nettoyage.

8-3. Dimensionnement des conduites

✓ hypothèses :

- les conduites à installer seront en PVC ;
- l'aménagement se fera avec une pente de 1 % pour permettre un écoulement gravitaire entre les différents bassins.

✓ Données de bases :

V = vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s)

Q = débit d'eau dans la conduite (m^3/s),

S = pente longitudinale (m/m),

D = diamètre de la conduite (m),

$$R = \text{rayon hydraulique} = \frac{\text{section mouillée}}{\text{périmètre mouillé}}$$

L'écoulement dans les conduites n'est pas sous pression, pour les conduites circulaires à installer, cependant on peut faire l'approximation de l'écoulement des conduites pleines

$$\text{c'est à dire : } R = \frac{D}{4}$$

$n =$ coefficient de Manning = 0,013 pour les conduites en PVC,

✓ Diamètres théoriques des conduites

L'équation de Manning s'écrit comme suit :

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

$$\text{Or : } V = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}}$$

L'équation donne :

$$\frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

$$\Rightarrow D^{8/3} = \frac{4^{5/3} \cdot Q \cdot n}{\pi \cdot S^{1/2}}$$

$$\text{d'où : } D = \left[\frac{4^{5/3} \times Q \times 0,013}{\pi \times S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Les différents résultats sont portés dans le tableau suivant :

Conduites	C ₁	C ₂	By-pass
Diamètre (mm)	283	187	283

Tableau 8.2 : Tableau relatif aux caractéristiques des conduites

✓ Choix des diamètres nominaux

Le choix des diamètres nominaux permettra de compléter l'étude. Il s'est fait à partir des catalogues disponibles et concernant les conduites en PVC utilisées pour l'évacuation des eaux usées.

Conduites	C ₁	C ₂	By-pass
Diamètre nominal (mm)	315	200	315

Tableau 8.3 : Tableau des diamètres nominaux

C_i = conduite i

CHAPITRE IX : ETUDE COMPARATIVE DES SOLUTIONS ET VARIANTES

Ce chapitre fera l'objet d'une étude des différentes solutions et variantes proposées. Ceci doit nous permettre de choisir la meilleure solution possible, c'est à dire la méthode de traitement la plus convenable du point de vue technique et économique.

9-1. Etude économique

Les différents coûts d'investissement et de fonctionnement seront tenus en compte pour chaque variante selon ses spécificités et les ouvrages à installer. La durée de vie des divers éléments composants les stations d'épuration est estimée comme suit :

- pour les maçonneries, béton armé : 50 ans ;
- pour les charpentes métalliques, pièces métalliques : 30 ans ;
- pour les équipements électromécaniques : 15 ans
- pour les motopompes : < 15 ans

« Les amortissements techniques doivent être comptés dans les coûts d'exploitation ; on obtient ainsi des coûts d'amortissement de l'ordre de 5% l'an, en tenant compte des frais financiers réduits. C'est pourquoi on fixe à 25 ans la durée de vie d'une station d'épuration »[1].

9-1-1. Etude de la première variante : step classique à boues activées

En ce qui concerne les dépenses d'investissement, le coût des installations peut se déterminer en fonction de la capacité de la step, exprimée :

- ✓ Soit en fonction du nombre d'équivalents-habitants (éq. hab.) ;
- ✓ Soit par rapport au débit journalier des eaux usées entrant en m³/jour ;
- ✓ Soit en fonction de la pollution entrante ou celle éliminée en kg de DBO₅/jour ;

Dans cette étude, nous adoptons d'estimer le coût des installations en fonction du nombre d'équivalents-habitants qui est exprimé comme suit :

On a : 1 éq. hab. = 54 g de DBO₅ [1]

$$\text{Or : } Q_{\text{moy}} = 7125 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{DBO}_5 = 246 \text{ g/m}^3$$

$$\Rightarrow \text{nombre d'éq. hab.} = \frac{\text{DBO}_5 \times Q_{\text{moy}}}{54}$$

$$= \frac{246 \times 7125}{54}$$

$$= \mathbf{32458 \text{ éq. hab.}}$$

Les premières évaluations d'une step de ce type dépendent de nombreuses facteurs, dont les plus importants sont :

- le système de réseau de collecte des eaux. Ce réseau est de type séparatif à Saly ;
- le niveau de qualité minimale d'épuration en fonction de l'objectif de rejet. Cet objectif est le respect des normes sénégalaises de rejet d'effluent qui sera utilisé pour les cultures.

En tenant compte de toutes ces considérations, il existe une fourchette des coûts d'établissement des installations. Ainsi : « en 1994, le coût moyen d'une step biologique conventionnelle sur réseau de type séparatif, avec traitements préliminaires, secondaires et traitement des boues se situe à 55 000 CFA/éq. hab. , les extrêmes étant de 33 000 jusqu'à 85 000 CFA/éq. hab. » [1].

Ces coûts d'investissement unitaires se décomposent en :

- terrains et aménagements généraux : 35 %
- traitements préliminaires, primaires, secondaires : 45 %
- traitement des boues : 20 %.

➤ Le coût d'investissement est calculé par :

$$55\,000 \text{ CFA/éq. hab.} \times 32458 = 1\,785\,190\,000 \text{ CFA}$$

➤ coût d'entretien, d'exploitation et de gestion

Le coût annuel de fonctionnement d'une step biologique comprend ;

- les frais courants d'entretien,
- les frais courants d'exploitation,
- les frais de renouvellement du matériel électro-mécanique.

En moyenne, on compte entre 6 et 10 % du coût de l'investissement pour représenter les dépenses totales annuelles de fonctionnement de la station. Ce coût se répartit ainsi :

- main d'œuvre : 50 %. Le personnel sera composé d'un chef d'équipe, 4 mécaniciens et 8 manœuvres balayeurs [8].
- énergie : 30 %,
- réactifs : 17 %. Le principal réactif utilisé est le chlore.
- renouvellement des équipements : 3 %.

Si on estime ces coûts à 8 % du coût d'investissement, on aura :

$$\frac{8 \times 1\,785\,190\,000}{100} = 142\,815\,200 \text{ CFA.}$$

9-1-2. Etude de la troisième variante : step naturelle avec bassins de stabilisation

Dans les conditions normales d'implantation, une lagune de trois bassins coûte environ entre 20 et 50 % du prix d'une step classique [1].

➤ Coûts d'investissement ou frais fixes

le coût de la lagune se décompose en :

- achat du terrain (terre, en général, de faible valeur agricole),
- travaux de terrassements et exécution des digues, étanchement et protection contre les rongeurs,
- travaux annexes (mise en place de clôtures et des petits ouvrages d'entrée et de sortie des effluents),
- dispositifs divers (dégrillages, vannes...).

➤ Coûts d'exploitation annuel ou frais variables

Ils comprennent les dépenses liées à la consommation d'énergie pour l'éclairage nocturne de la station ; les besoins en personnel concernent uniquement le personnel d'exploitation et sont donnés par [8] selon le type de step et la population connectée au réseau, il est composé de 4 manœuvres balayeurs. Les frais d'entretien et de réparation s'élèvent à 1 % du coût de construction pour le génie civil [8]. En outre, les frais d'exploitation sont très réduits, puisque l'absence d'installation électromécanique conduit à l'économie de l'énergie et des équipements.

9-1-3. Etude de la deuxième variante : step semi naturelle avec lagunage aéré.

L'évaluation du coût du lagunage aéré peut être faite à partir de celle de la step naturelle en ajoutant un coefficient de majoration donné par [1] et lié à la consommation d'énergie pour l'aération des bassins.

Capacité de la station (éq. hab.)	Majoration (%)
10 000	6 à 8
10 000 à 50 000	10 à 12
50 000 à 100 000	11 à 13
Plus de 100 000	13 à 15

Tableau 9.1 : Tableau donnant le coefficient de majoration pour évaluation coût lagune aérée.

Le personnel d'exploitation est constitué de 2 mécaniciens et 6 manœuvres balayeurs.

9-1-4. Etude de la réfection de la step

Au lieu de se lancer dans des calculs détaillés de l'évaluation du coût de l'extension, il est possible de l'estimer par rapport à celui de la nouvelle step naturelle. Ce coût peut être estimé à 60 %. Cependant, la step existante a déjà atteint sa durée de vie. Il serait plus judicieux de laisser tomber la solution de l'extension.

✓ **Tableaux récapitulatifs des coûts :**

- **1^{ère} variante :**

Désignations		Coûts en CFA
Investissements fixes	Terrains et aménagements généraux	624 816 500
	Prétraitements-traitements 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	803 335 500
	Traitement des boues	357 038 000
	TOTAL	1 785 190 000
Fonctionnement annuel	Main d'œuvre	071 407 600
	Energie	042 844 560
	Réactifs	024 278 584
	Renouvellement des équipements	004 284 456
	TOTAL	142 815 200

Tableau 9.2 : Tableau récapitulatif des coûts de la première variante

- **3^{ème} variante :**

Désignations	Coûts en CFA
Investissements fixes	624 816 500
Fonctionnement annuel	6 248 165

Tableau 9.3 : Tableau récapitulatif des coûts de la troisième variante

- 2^{ème} variante :

Désignations	Coûts en CFA
Investissements fixes	693 546 315
Fonctionnement	6 935 463

Tableau 9.4 : Tableau récapitulatif des coûts de la deuxième variante

9-2. Etude technique

Il ressort des chapitres précédents que le rendement épuratoire exprimé en % d'élimination de la DBO₅ et de destruction des escherichia coli s'établit comme suit pour les différentes solutions :

Type de station	DBO ₅ résiduel (mg/l)	Rendement(%) DBO ₅	Rendement (%) e.c
Lagunage naturel	22	91	100
Lagunage aéré	20	92	100
Boues activées	17,88	93	100
Extension	19,23	92	100

Tableau 9.5 : Tableau récapitulatif des performances de traitement pour les divers types de station.

Selon l'objectif visé, c'est à dire la réutilisation de l'effluent pour l'arrosage, le niveau de traitement respecte les normes sénégalaises. Les différents rendements épuratoires obtenus montrent que toutes ces solutions fournissent des niveaux de traitement convenables et voisins.

Cette étude montre que l'efficacité du traitement ne dépend pas du type de step. De ce fait, elle n'est pas un facteur prépondérant pour le choix de l'installation d'une step.

9-3. Avantages et inconvénients des solutions et variantes**9-3-1. Première variante**o **les avantages des step classiques**

- le temps de séjour est relativement court (quelques heures) et par conséquent, une emprise au sol des installations modérée pour traiter les débits d'eaux usées importants.

- Ces stations très élaborées peuvent être adaptées à des industries particulières très polluantes.
- **les inconvénients des step classiques**
- ces stations exigent une bonne régularité de la charge et du débit des eaux usées, ce qui implique nécessairement que les égouts collectent des rejets provenant de grandes agglomérations ;
- ces stations demandent souvent une charge polluante assez élevée, car elles supportent assez mal la dilution. Par conséquent, le réseau d'égout doit être de type séparatif, or l'installation du collecteur d'eaux usées est toujours extrêmement coûteuse.
- L'épuration tertiaire n'est pratiquement jamais réalisée à cause de son prix exorbitant.
- Ces stations sont très coûteuses pour de petites et moyennes collectivités. De plus, leur maintenance exige un personnel hautement qualifié et des frais d'entretien élevés.

9-3-2. Deuxième variante

- **Avantages et inconvénients des step semi-naturelles**
- ces systèmes essaient de tirer à la fois des avantages fonctionnels des systèmes classiques et des systèmes naturels, car ils sont à cheval entre ces deux ;
- ils ont l'inconvénient de coûter plus chère que les systèmes naturels.

9-3-3. Troisième variante

- **les avantages des step naturelles**
- le prix de revient est peu élevé là où le terrain est abondant et disponible, c'est à dire en zone où le problème de terrain ne se pose pas ;
- les entretiens sont réduits, on n'a pas souvent besoin de main d'œuvre spécialisée ;
- les étangs de stabilisation supportent très bien la dilution de la charge, de même que les variations brusques de charges et de débits.
- **les inconvénients des step naturelles**
- les stations exigent de grandes surfaces à cause du temps de séjour nécessairement long. Elles sont donc adaptées là où le terrain est bon marché et abondant ;
- ces grandes surfaces d'eau libre peuvent favoriser le développement de moustiques parfois vecteurs de maladies, surtout dans les pays tropicaux ;

- les risques d'odeurs désagréables sont souvent élevés quand les bassins sont mal entretenus.

9-4. Choix final de la solution

En plaçant les systèmes étudiés dans le contexte de notre pays, il ressort que le facteur financier est le plus déterminant quant au choix final de la station à installer. La réfection, bien que moins coûteuse n'est pas une solution optimale dans la mesure où elle n'apporte pas de solutions pour le long terme vu l'état de dégradation très avancé de la step. Concernant la qualité du traitement, les caractéristiques de l'effluent ne présentent pas de grandes différences : « les unes comme les autres ont fait leurs preuves partout dans le monde et pour autant qu'elles soient bien dimensionnées, elles donnent des résultats remarquables »[8]. Ce qui est confirmé par les résultats obtenus précédemment.

Cependant, si on fait une analyse du type de station à adopter sur l'impact économique et environnemental, la station d'épuration à boues activées vient en tête position. En effet, ce type station occupe moins d'espace qu'une station naturelle ou semi-naturelle. Ce qui donnera plus d'espace pour la mise en place de structure hôtelière, facteur de développement économique. Ils sont aussi à l'abri des pertes d'eau importante par évaporation à l'opposé des stations naturelles ou semi naturelle. En plus ces dernières étant des gîtes de développement des moustiques, vecteurs de maladies contagieuses (paludisme par exemple), ne vont pas de paire avec une bonne promotion touristique.

CHAPITRE X : CALCUL DU BETON ARME DES BASSINS CIRCULAIRES

Dans ce chapitre, on se propose de faire le dimensionnement du béton armé d'un bassin circulaire de la step à boues activées.

10-1. Bases de calcul

Le calcul de ces bassins est basé sur la théorie de la flexion des coques. Pour cela, nous allons utiliser les formules et abaques fournis par les annales de l'**Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**[12]. La paroi est constituée de poutres verticales de largeur unité.

➤ Notations utilisées :

h : hauteur de la paroi et du radier,

p : composante normale de pression intérieure,

x : distance d'un point de la paroi par rapport au fond du réservoir,

y : déplacement normal du feuillet moyen de la paroi,

y_0 : allongement total radier,

$EI = \frac{Ee^3}{12 \times (1 - \nu^2)}$: coefficient de rigidité à la flexion de la paroi,

M : moment fléchissant le long de la génératrice,

M_0 : moment hyperstatique à un point du bord inférieur de la paroi,

N_φ : effort suivant les cerces,

R : rayon de la cuve,

T : effort tranchant le long de la génératrice,

T_0 : effort radial hyperstatique (à la base de la paroi),

β : coefficient d'amortissement,

ω : poids spécifique du liquide,

ν : coefficient de Poisson (pour le béton armé $\nu = \frac{1}{6}$)

e : épaisseur de la paroi, e' : épaisseur du radier.

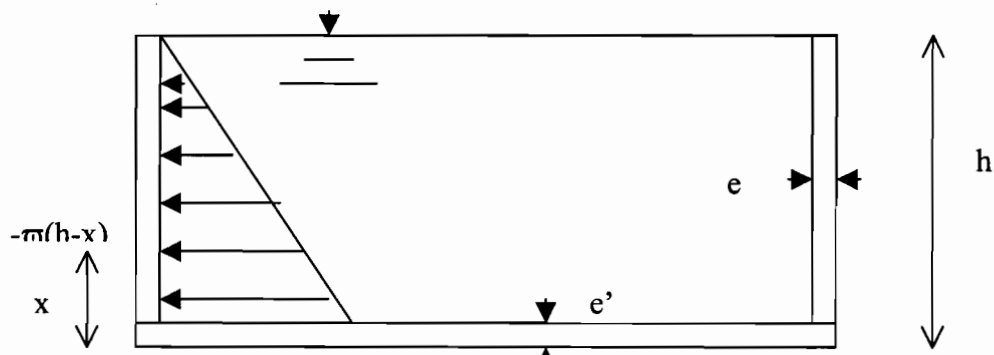


Figure 10.1 : Coupe transversale bassin circulaire

➤ Equation des déformations de la paroi

L'équation différentielle qui détermine les déplacements s'écrit :

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y = \frac{P}{EI}$$

$$\text{avec : } \beta = \frac{[3(1-\nu^2)]^{\frac{1}{4}}}{\sqrt{Re}}$$

l'expression finale des déplacements s'écrit :

$$y = \frac{\omega R^2}{Ee}(h-x) - \frac{T_0}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x + \frac{M_0}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

- le premier terme étant dû aux sollicitations isostatiques, lorsque la paroi est considérée indépendante du radier,
- le second terme est dû à l'effort tranchant radial T_0 le long du bord inférieur de la paroi,
- le troisième terme est dû au moment M_0 le long du bord inférieur de la paroi.

➤ Détermination des sollicitations

Les différentes sollicitations sont données par :

$$N_\varphi = \omega R(h-x) - \omega R h e^{-\beta x} \cos \beta x - 2M_0 R \beta^2 e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$M = \frac{\omega h}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x + M_0 e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$T = -\frac{\omega h}{2\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) - M_0 \beta e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

➤ Grandeurs caractéristiques

Pour le dimensionnement des parois cylindriques, il importe de connaître :

- le moment fléchissant à l'encastrement

Il est donné par la relation de la forme :

$$M_0 = K \omega h^3$$

Le coefficient K est fonction du rapport e/e' et du produit βh , donné par :

$$\left(\frac{e}{e'}\right)^{\frac{1}{3}} K^{\frac{3}{2}} + \frac{3}{2\beta h} K - \frac{3}{4(\beta h)^3} \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) = 0$$

- l'abscisse x_0 du moment fléchissant nul

Il est donné à partir de la relation suivante :

$$x_0 = K_0 h$$

$$\text{avec } K_0 = \frac{\text{arctg}[2K(\beta h)^2]}{\beta h}$$

- abscisse x_1 du moment fléchissant négatif maximum

il est donné par :

$$x_1 = K_1 h$$

$$\text{avec } K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + K_0$$

- moment fléchissant négatif maximum

Il est donné par la relation :

$$M' = -K' \omega h^3$$

$$\text{Avec } K' = -K e^{-\psi_1} \left[\cos \psi_1 - \frac{1}{2K(\beta h)^2} \sin \psi_1 \right]$$

En posant $\psi_1 = \beta x_1$

- abscisse x_2 de l'effort $N\phi_{\max}$ suivant les cerces

Il est donné par :

$$x_2 = K_2 h$$

$$\text{Avec } K_2 = \frac{\psi_2}{\beta h} \quad \text{où } \psi_2 = \beta x_2$$

La valeur maximale de x_2 correspondant à sa limite supérieure est donnée par :

$$x_{2 \max} = \frac{\pi}{4\beta} \approx 0,6\sqrt{Re}$$

- effort $N\phi_{\max}$ suivant les cerces

Il est donné par :

$$N\phi_{\max} = \omega R h \left[1 - K_2 - e^{-\psi_2} \cos \psi_2 - 2K(\beta h)^2 e^{-\psi_2} \sin \psi_2 \right]$$

En posant :

$$N\phi_{\max} = K'' \omega R h$$

On obtient :

$$K'' = \left[1 - K_2 - e^{-\psi_2} \cos \psi_2 - 2K(\beta h)^2 e^{-\psi_2} \sin \psi_2 \right]$$

NB : pour la détermination de ces différents paramètres, on s'appuiera sur les abaques fournies par les annales de l'**Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**.

➤ Valeurs des sollicitations

Pour chaque bassin, on va déterminer les valeurs des grandeurs caractéristiques : M_0 , M' , $N\phi_{\max}$... avec l'aide des abaques.

On choisit pour épaisseurs : $e = 16$ cm et $e' = 20$ cm.

Le calcul sera fait à partir d'un bassin ayant les dimensions suivantes :

$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 22 \text{ m ou } R = 11 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{e}{e'} = \frac{16}{20} = 0,8 = \text{tg}\varphi \quad \Rightarrow \varphi = 38,66^\circ$$

$$\beta h = 1,307 \times \frac{6}{\sqrt{11 \times 0,16}} = 5,9111$$

la lecture sur les abaques (annexe 12) donne :

$$K = 0,010$$

$$K_0 = 0,102$$

$$K_1 = 0,237$$

$$K' = 0,0031$$

$$K_2 = 0,35$$

$$K'' = 0,632$$

On a alors :

$$M_0 = K\omega h^3 = 0,010 \times 10,1.10^3 \times (6)^3 = 21,816 \text{ kN.m/m}$$

$$x_0 = K_0 h = 0,102 \times 6 = 0,612 \text{ m}$$

$$x_{0\text{max}} = 1,2 \times \sqrt{Re} = 1,2 \cdot \sqrt{(11 \times 0,16)} = 1,592 \text{ m}$$

$$x_1 = K_1 h = 0,237 \times 6 = 1,422 \text{ m}$$

$$x_{1\text{max}} = 1,8 \sqrt{Re} = 1,8 \cdot \sqrt{(11 \times 0,16)} = 2,388 \text{ m}$$

$$M' = -K'\omega h^3 = -0,0031 \times 10,1.10^3 \times (6)^3 = -6,763 \text{ kN.m/m}$$

$$x_2 = K_2 h = 0,35 \times 6 = 2,1 \text{ m}$$

$$x_{2\text{max}} = 0,6 \cdot \sqrt{Re} = 0,6 \cdot \sqrt{(11 \times 0,16)} = 0,796 \text{ m}$$

$$N_{\varphi \text{ max}} = K''\omega R h = 0,632 \times 10,1.10^3 \times 11 \times 6 = 421,291 \text{ kN/m}$$

- effort suivant les cerces

On divise la paroi en 6 tranches de largeur unitaire et de hauteur 1 m, la valeur de N_{φ} correspond à la pression moyenne sur une tranche. Chaque tranche est en état de flexion composée avec traction. La pondération à l'ELU est faite en considérant la pression comme une charge permanente (le niveau de l'eau dans le bassin étant supposé toujours constant et le calcul est mené de la base de la paroi vers le haut), les actions variables dues au vent sont négligées.

La combinaison à l'ELU est : **1,35.G**

Ce qui donne par calcul :

X (m)	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5
N_{ϕ} (kN/m)	201,301	345,182	330,417	255,698	158,331	52,413
$N_{\phi} : \text{ELU}$	271,756	465,996	446,063	345,192	213,747	70,758

Tableau 10.1 : Effort suivant les cerces

10-2. Calcul des armatures de la paroi

10-2-1. Calcul des armatures suivant les cerces

✓ calcul ELU

Les armatures sont du type FeE 500, avec $\gamma_s=1,15$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

la section d'armature par tranche est donnée par :

$$A_u = \frac{N_{\phi}}{\sigma_s}$$

Ce qui donne par calcul :

Tranches	1	2	3	4	5	6
A_u (cm ²)	6,25	10,71	10,25	7,94	4,91	1,63

Tableau 10.2 : Armature à l'ELU

- Condition de non fragilité :

La section minimale d'armature est donnée par :

$$A_{\text{mini}} = B \cdot f_{t28} / f_e$$

Avec : B = section de béton par tranche

$$= 16 \times 100 = 1600 \text{ cm}^2$$

f_{t28} = résistance caractéristique à la traction du béton

$$= 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{mini}} = \frac{1600 \times 2,1}{500} = 6,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si $A_{ui} > A_{\text{mini}}$ alors : $A_u = A_{ui}$

Si $A_{ui} < A_{\text{mini}}$ alors : $A_u = A_{\text{mini}}$

✓ Calcul ELS

On considère un état de fissuration très préjudiciable. La contrainte limite des armatures est donnée par :

$$\begin{aligned}\sigma_{slim} &= \min \left(\frac{1}{2} f_e ; \text{Max} \left(200 \text{ MPa} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) \quad [13] \\ &= \min \{ 250 ; \text{Max} (200 ; 165) \} \\ &= 200 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

la section d'armature est donnée par:

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_{slim}} \quad \text{avec : } N_s = N_\phi \text{ à l'ELS}$$

Ce qui donne par calcul :

Tranches	1	2	3	4	5	6
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	10,07	17,26	16,52	12,78	7,92	2,62

Tableau 10.3 : Armatures à l'ELS

- section minimale d'armature :

$$A_{\min} = 6,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si $A_{si} > A_{\min}$ alors : $A_s = A_{si}$ (tranches 1, 2, 3, 4, 5)

Si $A_{si} < A_{\min}$ alors : $A_s = A_{\min}$ (tranche 6)

✓ Choix des armatures

On choisit de prendre des aciers HA de diamètre 10 mm disposés suivant deux nappes avec un espacement de 15 à 20 cm au plus.

Enrobage = 5 cm (du côté exposé : à l'intérieur).

Les armatures par tranche sont alors :

Tranches	1	2	3	4	5	6
HA $\phi 10$	14	22	22	18	12	10
Espacement (cm)/ nappe	14	9	9	11	16	20

Tableau 10.4 : Choix des barres et espacements

10-2-2. Calcul des armatures transversales

✓ calcul ELU

- au bord du moment positif maximal

Il est obtenu au voisinage de l'encastrement

Le moment suivant la génératrice est donné par :

$M = \frac{wh}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x + M_0 e^{-\beta x} \cos \beta x$. Il varie comme suit :

X (m)	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5
M (kN.m/m)	13,822	5,159	1,971	0,752	0,287	0,109
M : ELU	18,660	6,965	2,661	1,015	0,387	0,147

Tableau 10.5 : Variation du moment positif

La contrainte limite du béton est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{avec : } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = e - \text{enrobage} - \frac{\phi}{2} = 160 - 30 - 4$$

$$d = 126 \text{ mm en choisissant des HA}\phi 8$$

$$M_u = M_{ou} = 21,816 \times 1,35 = 29,452 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{29,452 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,126)^2}$$

$$\mu = 0,1306 < \mu_{lu} = 0,3025 \text{ (donnée par les tables)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \right) = 0,17$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,117 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{29,452 \cdot 10^{-3}}{0,117 \times 435}$$

$$A_u = 5,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- au bord du moment négatif maximal

$$\text{On a: } M_u = - 6,763 \times 1,35 = - 9,13 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{9,13 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,126)^2}$$

$$\mu = 0,0405 < \mu_{lu} = 0,3025$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \right) = 0,0517$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,123 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{9,13 \cdot 10^{-3}}{0,123 \times 435}$$

$$A_u = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ calcul ELS

- au bord du moment positif maximal

$$\text{On a: } M_s = 21,816 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{Contrainte limite du béton en compression : } \sigma_{blim} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte limite des armatures en traction : } \sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_{slim} \times b \times d^2}$$

$$\mu_1 = \frac{21,816 \cdot 10^{-3}}{200 \times 1 \times (0,126)^2}$$

$$\mu_1 = 0,0069$$

$$\text{tables} \Rightarrow \beta_1 = 0,872 \text{ et } K = 0,042$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_b = K \cdot \sigma_{slim} = 0,042 \times 200$$

$$= 8,4 \text{ Mpa} < \sigma_{blim}$$

$$\text{d'où } A_s = \frac{M}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{slim}}$$

$$= \frac{21,816 \cdot 10^{-3}}{0,872 \times 0,126 \times 200}$$

$$A_s = 9,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- au bord du moment négatif maximal

$$\text{On a: } M_s = - 6,763 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{Contrainte limite du béton en compression : } \sigma_{blim} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Contrainte limite des armatures en traction : } \sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_{slim} \times b \times d^2}$$

$$\mu_1 = \frac{6,763 \cdot 10^{-3}}{200 \times 1 \times (0,126)^2}$$

$$\mu_1 = 0,0021$$

$$\text{tables} \Rightarrow \beta_1 = 0,924 \text{ et } K = 0,020$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_b = K \cdot \sigma_{slim} = 0,020 \times 200$$

$$= 4 \text{ Mpa} < \sigma_{\text{blim}}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } A_s &= \frac{M}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{\text{slim}}} \\ &= \frac{6,763 \cdot 10^{-3}}{0,924 \times 0,126 \times 200} \end{aligned}$$

$$A_s = 2,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On retient les sections à l'ELS comme armatures de répartition. Elles seront disposées sur deux files avec un espacement $E < \min \{1,5 \cdot h ; 20 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

M (kN.m/m)	21,816	-6,763
A. trans. par file : HA ϕ 8	10	3
Espacement	10	20

Tableau 10.6 : Choix des barres transversales

10-3. Armatures du radier

10-3-1. Hypothèses de base

- La capacité portante du sol σ est fixée à 200 kPa (2 bars) à défaut d'avoir des valeurs précises (car elle varie généralement de 1 à 3 bars),
- L'angle de frottement : $\phi = 35^\circ$ et la cohésion $C = 0$ (le sol est sableux et supposé homogène),
- Le poids volumique du sable : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- La nappe est assez profonde, l'influence de l'eau extérieure est négligeable (pas de sous pression),

Le radier est soumis au moment d'encastrement M_0 , à l'effort T_0 qui provoque une traction le long de son contour et au poids de l'eau. Il sera donc calculé en flexion composée.

✓ Actions sur le radier

$$\text{Poids de l'eau : } P_w = \frac{\gamma_s \times V}{S} = \gamma_w \cdot h = 10,1 \times 6 = 60,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids de la paroi cylindrique : } P_p = \frac{\pi \times [(D+e)^2 - D^2]}{4} \times h \times \gamma_b$$

$$P_p = \frac{\pi \times [(22+0,16)^2 - 22^2]}{4} \times 6 \times 25 = 832,4 \text{ kN} \Rightarrow 2,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids du radier : } P_r = \gamma_b \cdot e^3 = 25 \times 0,2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

L'eau est considérée comme une charge permanente (le niveau étant presque invariable).

La combinaison des charges à l'ELU donne :

$$1,35 (P_w + P_r + P_p) = 1,35 (60,6 + 5 + 2,2) = 91,53 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS, on a :

$$P_{ELS} = P_w + P_r + P_p = 67,8 \text{ kN/m}^2$$

- Vérification de la capacité portante du sol :

$$\frac{\sigma_{sol}}{P_{ELS}} = \frac{200}{67,8} = 2,95 \text{ (O.K)}$$

10-3-2. Armatures du radier

✓ armatures longitudinales

- calcul ELU

Le moment à l'encastrement est $M_u = M_0 = 29,452 \text{ kN.m/m}$

L'effort tranchant induit par l'eau à la base de la cuve provoque une traction du radier et vaut :

$$T = -\frac{\omega h}{2\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) - M_0 \beta e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

pour $x = 0$, on a l'effort de traction sur le radier :

$$\begin{aligned} T_0 &= \frac{\omega h}{2\beta} - M_0 \beta \\ &= \frac{10,1 \times 6}{2 \times 0,9852} - 21,816 \times 0,9852 = 9,262 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

à l'ELU : $T_{0u} = 1,35 \times 9,262 = 12,504 \text{ kN/m}$

Cette effort T_{0u} est appliqué au sommet du radier, il peut être décomposé en un effort de traction N appliqué au centre de gravité de la section du radier et en un moment M' qui a pour effet de tendre les armatures supérieures.

$$\begin{aligned} M' &= \frac{T_{0u} \times e'}{2} = \frac{12,504 \times 0,2}{2} \\ &= 1,25 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

L'effort de traction est :

$$N_u = T_{0u} = 12,504 \text{ kN/m}$$

Au niveau des appuis (encastrement), le moment devient :

$$M_u = M_{0u} + M' = 30,702 \text{ kN.m/m}$$

Ceci peut être remplacé par un effort appliqué au centre de pression distant du centre de gravité de l'excentricité :

$$\text{excentricité} = \frac{M_u}{N_u} = 2,547 > e' \text{ donc la section partiellement tendue.}$$

On ramène le moment au niveau du centre de gravité des aciers tendues pour pouvoir se ramener à un calcul de flexion simple. Ce qui donne :

$$M_{uA} = M_u + N_u(d - e'/2)$$

N_u étant pris avec son signe (négatif en traction).

Données :

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

acier feE500

$$d = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

D'où :

$$\begin{aligned} M_{uA} &= 30,702 - 12,504(0,18 - 0,1) \\ &= \mathbf{29,702 \text{ kN.m/m}} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{M_{uA}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{29,702 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times (0,18^2)} = 0,064558 < 0,187 \text{ donc pivot A et pas d'armatures comprimées,}$$

les armatures tendues seront suffisantes.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,08348$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,174 \text{ m}$$

$$A_{ul} = \frac{M_u}{z \sigma_s} + \frac{|N_u|}{\sigma_s}$$

$$= \frac{29,702 \cdot 10^{-3}}{0,174 \times 435} + \frac{|-12,504 \cdot 10^{-3}|}{435}$$

$$\mathbf{A_{ul} = 4,21 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Soit 4 HA12

- **Calcul ELS**

$$M_{serA} = M_{ser} + N_{ser}(d - e'/2)$$

Données :

$$\sigma_{slim} = 200 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 9,262 \text{ kN/m}$$

$$M_{serA} = \frac{30,702}{1,35} - 9,262 \times \left(0,18 - \frac{0,2}{2} \right)$$

$$= 22 \text{ kN.m/m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_{slim} \times b \times d^2}$$

$$\mu_1 = \frac{22 \cdot 10^{-3}}{200 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,003395$$

$$\mu_1 = 0,003395$$

$$\text{tables} \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \text{ et } K = 0,027$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_b = K \cdot \sigma_{slim} = 0,027 \times 200$$

$$= 5,4 \text{ Mpa} < \sigma_{blim} ; \text{ donc pas d'armatures comprimées.}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } A_{ser} &= \frac{M_{serA}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{slim}} + \frac{|N_{ser}|}{\sigma_{slim}} \\ &= \frac{22 \cdot 10^{-3}}{0,905 \times 0,18 \times 200} + \frac{9,262 \cdot 10^{-3}}{200} \end{aligned}$$

$$A_{ser} = 7,22 \text{ cm}^2$$

- section minimale d'armature (condition de non fragilité)

Elle est donnée pour une section partiellement tendue par :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \cdot d_f}{f_e} \times \frac{e_0 + 0,45d}{e_0 + 0,185d}$$

$$\text{avec } e_0 = \frac{M_{serA}}{N_{ser}}$$

$$= \frac{22}{9,262} = 2,375 \text{ m}$$

$$d = 1 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,2 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$F_e = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{0,2 \times 1 \times 2,1}{500} \times \frac{2,375 + (0,45 \times 1)}{2,375 + (0,185 \times 1)}$$

$$A_{\min} = 2,13 \text{ cm}^2$$

On a donc: $A_{\text{ser}} > A_{\min}$

Pour les armatures longitudinales, on choisit alors des barres HA12 satisfaisant la section minimale, soit : **7 HA12/ m**. l'espacement sera : $100/7 = 14 \text{ cm}$.

En outre, la dalle doit être réalisée sans reprise de bétonnage.

✓ Armatures transversales

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{12,504}{1 \times 0,18} = 69,47 \text{ kN/m}^2 = 0,6947 \text{ MPa}$$

$$0,05 \cdot f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 0,05 f_{c28} \Rightarrow$ il n'est pas nécessaire de mettre des armatures transversales ; cependant, pour la mise en œuvre on prévoit des HA 8 espacées de 15 cm.

10-4. Dispositif de ferrailage

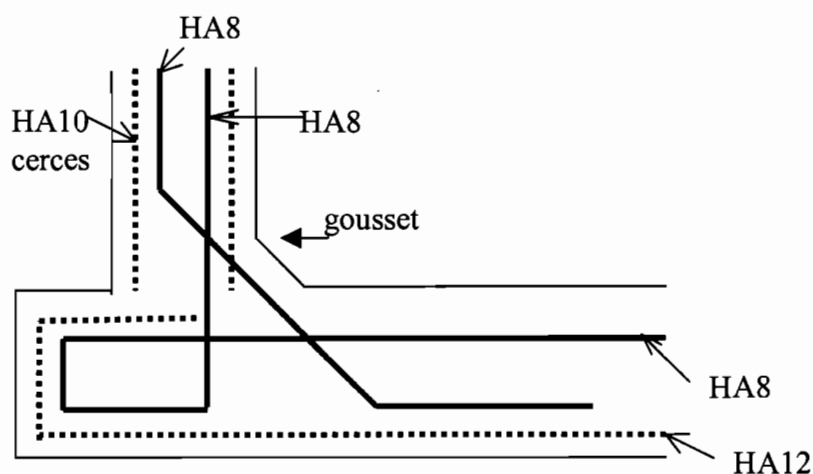


Figure 10.2 : Schéma de ferrailage

QUATRIEME PARTIE :
VALORISATION DES PRODUITS DU TRAITEMENT

CHAPITRE XI : VALORISATION DES PRODUITS DU TRAITEMENT

L'épuration des eaux répondant à un souci de protection de l'environnement dans lequel sont déversés les rejets, il convient de voir dans ce chapitre, les différentes possibilités de mise en valeur des eaux et des boues issues du traitement des eaux résiduaires domestiques pour une meilleure rentabilisation du traitement.

11-1. Valorisation des eaux issues du traitement

Après une série de traitement, les eaux usées issues de la step de Saly Portudal sont rejetées dans une mare artificielle. Actuellement, cette eau est utilisée par un hôtelier pour l'arrosage d'un terrain de golf et par quelques agriculteurs pour le développement des cultures maraîchères. Cette faible utilisation renseigne sur la sous exploitation de cette ressource.

Face à la baisse des ressources en eau et à la nécessité de combler ce déficit pour les exploitations maraîchères, une utilisation à grande échelle des eaux issues du traitement d'eaux résiduaires apparaît comme une solution durable à la rentabilisation économique.

En effet, avec les possibilités de développement touristiques de la zone, le volume des rejets augmente au fil du temps pour atteindre plus de 7000 m³/j en 2015.

11-1-1. Techniques de valorisation

La principale technique utilisée pour la valorisation de cette eau est l'irrigation. Cette technique permet d'avoir une production constante car ne dépendant ni des saisons, ni de la pluviométrie. Pour un bon maraîchage, il faut environ 8 l/m²/j d'eau pendant toute la période culturale[11]. Rapporté aux prévisions de débits, on a une superficie cultivable de près de 90 hectares pour la période de design.

Afin d'optimiser l'utilisation de cette eau, il serait plus judicieux d'effectuer une irrigation par un système de canalisation. La technique du goutte-à-goutte permet d'éviter les pertes et d'assurer une bonne répartition de l'eau sur toute la surface cultivable. Il s'agit d'un réseau de conduites poreuses ou perforées, qui sont d'ordinaire installées en surface ou dans le sol, et amènent l'eau directement aux plantes. Cette technique entraîne de faibles pertes par évaporation, avec un taux d'efficacité de 95%. On estime que les systèmes d'irrigation au goutte-à-goutte réduisent la consommation d'eau de 40 % à 60% par rapport aux systèmes d'irrigation par gravité.

11-1-2. Activités à pourvoir

Vu la vocation touristique de cette zone, il serait indiqué de développer les cultures maraîchères et fruitières pour une meilleure rentabilité. En effet le site de Saly Portudal, regroupant plusieurs complexes hôteliers, la production de fruits et de légumes locaux apparaît salubre pour cette zone. Cette activité permettra aux hôteliers de faire des économies sur leurs dépenses en achetant moins chers ces produits par rapport à ceux provenant d'autres centres d'approvisionnement de l'intérieur ou de l'extérieur du pays.

Les cultures basées sur l'irrigation sont génératrices d'emplois directs (exploitants agricoles) et des emplois indirectes (vendeurs et manutentionnaires) durables grâce à la stabilité de la production.

11-2. valorisation des boues

On appelle communément « boue d'épuration » les sédiments résiduels issus du traitement des eaux usées. Elles sont composées des sous produits recueillis aux différentes étapes de la dépollution de l'eau et contiennent des matières en suspension et dissoutes. Ces matières (azote, phosphore, potassium, carbone..) présentent une grande utilité pour le milieu naturel.

Les boues produites dans la step de Saly sont jusqu'à présent inexploitées car n'étant pas extraites des bassins. Les nouvelles filières de traitement proposées prévoient l'extraction et le traitement de ces boues pour une meilleure valorisation. En effet après leur extraction des différents bassins, elles sont stockées au niveau des lits de séchage avant de prendre une destination finale. La valorisation agricole semble la solution la mieux adaptée dans notre contexte.

11-2-1. Valorisation agricole

Les boues issues de la step de Saly sont des boues de type urbaines car l'effluent d'origine répond aux caractéristiques suivantes :

$$\text{DCO/DBO}_5 = 1.65 < 2.7$$

$$\text{DCO} = 497 \text{ mg/l} < 750 \text{ mg/l}$$

$$\text{NTK} = 47 \text{ mg/l} < 100 \text{ mg/l}$$

Ces boues sont riches en fertilisants naturels (azote et phosphore) et contiennent dans une moindre mesure de la matière organique. Autrement dit, elles recèlent la plupart des éléments contenus dans les engrais de synthèse utilisés en agriculture. Donc les boues peuvent être d'un grand apport pour la fertilisation des terres et le développement agricole.

Cela ne donne pas le libre choix d'utiliser ces boues selon nos besoins car aussi utiles soient elles, elles peuvent poser un problème de santé publique. En effet, les métaux lourds et

certain micro-polluants, éventuellement présents dans les eaux usées, se concentrent dans les boues d'épuration. Épanchés sur les champs en trop fortes concentrations, ils peuvent perturber le bon développement des cultures ou se retrouver dans la chaîne alimentaire. C'est pour cela, cette valorisation, pour être pérenne, doit avoir un suivi afin de garantir une efficacité suffisante vis à vis des cultures et du bien être des utilisateurs. Donc un suivi qualitatif et sanitaire des boues d'épuration est indispensable.

11-2-2. Technique de traitement

Afin d'assurer une valorisation adéquate, les boues issues de la step doivent subir nécessairement des traitements. D'une manière générale trois étapes sont préconisées :

- 1- L'épaississement et la déshydratation
- 2- La stabilisation
- 3- L'épandage

11-2-2-1. Epaississement et déshydratation

L'épaississement est la première étape du traitement. Par effet de concentration, il réduit le volume à transférer sur la filière et permet d'obtenir une boue dont la concentration varie de 15 à 100 g/l.

Parmi les techniques d'épaississement qui existent, l'épaississement statique gravitaire est adoptée pour les boues issues du traitement des eaux de la step. Il s'effectue par décantation dans une cuve cylindrique à fond conique, sous la seule action de la pesanteur. La boue épaissie est évacuée par le bas.

La déshydratation intervient après l'épaississement. Elle constitue une étape majeure de la filière de traitement, car la siccité obtenue est déterminante pour la suite du traitement. Dans le cas de Saly cette déshydratation se passe au niveau des lits de séchage et permet de réduire le volume de boue par effet de concentration.

11-2-2-2. Stabilisation des boues

Les boues doivent souvent être stockées durant de longues périodes avant d'être valorisées en agriculture. Très chargées en matières volatiles, elles ont alors tendance à fermenter spontanément (notamment en l'absence d'air) et à générer des nuisances olfactives.

D'autre part, une boue non traitée peut comporter certains agents pathogènes indésirables.

Pour une bonne réduction des nuisances olfactives et également une réduction des agents pathogènes présents dans la boue, on effectue une stabilisation biologique.

Trois techniques sont utilisées pour la stabilisation biologique :

- La digestion anaérobie mésophile qui a pour objectif de réduire la masse de boue, de la stabiliser et de l'hygiéniser. Elle s'effectue dans un digesteur anaérobie mésophile.
- La stabilisation aérobie thermophile qui est une technique qui répond à la même logique de dégradation des matières volatiles que la digestion. Elle s'effectue dans un stabilisateur aérobie thermophile et consiste en une oxydation biologique effectuée par injection d'air dans une cuve agitée.
- Le compostage qui remplit les fonctions de stabilisation, d'hygiénisation et de séchage. Il consiste en un mélange de boues et d'un coproduit (écorces ou copeaux, papier, carton, ordures ménagères après tri etc..) en milieu aéré. Ce mélange est laissé évoluer pendant plusieurs semaines. Le coproduit introduit dans le mélange permet un foisonnement du mélange (augmentation du degré de vide et l'absorption de l'eau des boues) en fonction du procédé d'aération qui peut être assurée par simple retournement périodique, par ventilation forcée ou par combinaison des plusieurs techniques de compostage. En tenant compte des réalités économiques et dans l'optique d'une valorisation optimale, le processus de compostage où l'aération est assurée par simple retournement correspond mieux à notre situation. L'aération peut être assurée par retournement avec une tractopelle.

11-2-2-3. Epannage

L'épandage est un moyen de valorisation des boues. Les boues doivent être épandues dans des conditions de manutentions, de sécurité et d'environnement satisfaisantes pour l'utilisateur et les riverains.

Pour que l'épandage soit réalisé dans les conditions optimales, trois facteurs doivent être pris en compte :

- les odeurs ne doivent pas constituer un gêne pour l'utilisateur et le voisinage
- la siccité doit être adaptée aux distances de transport, aux modes de stockage, aux types de cultures et aux matériels d'épandage.
- La fluidité des boues est déterminante pour la tenue en tas, le pelletage et le pompage.

Ainsi, les boues doivent être séchées, stabilisées et hygiénisées pour qu'elles présentent le double avantage d'enrichir la terre et de générer des économies de fertilisation.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'étude de réhabilitation de la station d'épuration de Saly Portudal a débuté par un diagnostic de la situation existante. Les résultats obtenus sur les caractéristiques physico-chimiques des eaux usées et les différentes visites techniques effectuées sur les lieux témoignent de l'état de dysfonctionnement et de saturation de la step.

Afin de remédier à ces problèmes une étude comparative (technique et économique) des différentes solutions a été effectuée.

La première solution proposée portant sur la réfection de la step actuelle et son extension a donné des résultats satisfaisant en terme de qualité de l'effluent traité. Bien qu'étant moins coûteuse, cette solution n'est pas optimale vu la vétusté des installations.

L'étude de la seconde solution, consistant à la mise en place d'une nouvelle station d'épuration, est effectuée sur trois variantes. Ces variantes ont été choisies parmi les trois groupes de step qui existent. Un type de chacun de ces groupes a été étudié : une station à boues activées, à lagunage naturel et à bassins facultatifs. Toutes ces filières de traitement ont donné des résultats satisfaisant les exigences épuratoires des normes sénégalaises.

Notre choix a porté sur la station à boues activées. Ce choix est motivé par l'impact économique et environnemental de ce type de step. En effet compte tenu de la valorisation agricole nécessitant la quantité maximale d'eau traitée, de l'espace qu'elle est susceptible de libérer et des risques de développement de foyers de moustiques au niveau des stations naturelles et semi naturelles, la station à boues activées répond mieux à nos attentes bien qu'étant la plus coûteuse.

La valorisation des eaux et des boues issues du traitement est essentiellement agricole et permet de développer une activité génératrice de ressources et d'emplois pérennes.

Pour un fonctionnement durable et une meilleure rentabilité de cette nouvelle station, quelques recommandations s'imposent.

1. Recruter un personnel qualifié pour l'entretien et la maintenance de la station.
2. Etablir un bon planning de maintenance des différents ouvrages de la step.
3. Effectuer des extractions régulières des boues pour augmenter l'efficacité du traitement.
4. Mettre en place au sein de la station d'épuration un laboratoire de contrôle de la qualité des effluents traités.

5. Sensibiliser les cultivateurs des risques liés à une mauvaise stabilisation des boues.
6. Sensibiliser les hôteliers pour un contrôle des rejets de déchets toxiques.
7. Associer les cultivateurs de la gestion de la station.
8. Prévoir une extension de la station d'épuration.
9. Prévoir, à l'amont du prétraitement, un bassin de collecte des eaux résiduaires provenant des installations domestiques individuelles, pour éviter leur déversement anarchique dans la nature.

ANNEXES

Annexe 1 : Portraits de quelques infrastructures existantes de la step



Regard et canal de trop plein



Dessableur avec double canal



Jaugeur de Parshall et conduites alimentant le décanteur



Eaux issues du prétraitement et vannes



Emissaire et marigot de rejet des effluents



Bassins de stabilisation : aérobies



Décanteur primaire : bassins anaérobies



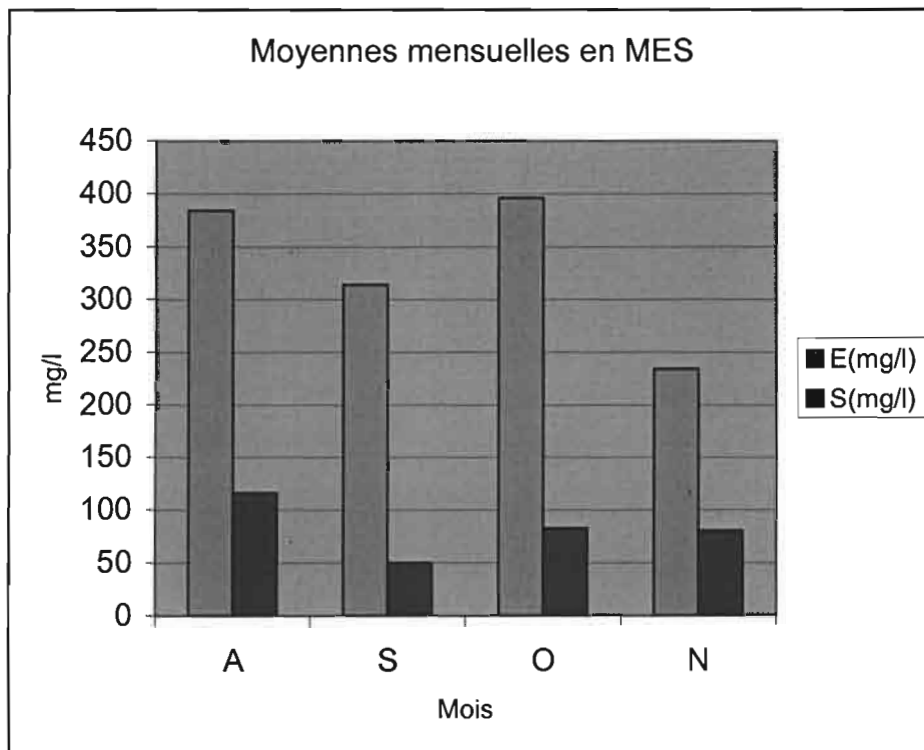
Conduites de refoulement : arrivées d'eaux brutes à la step



Regard carré



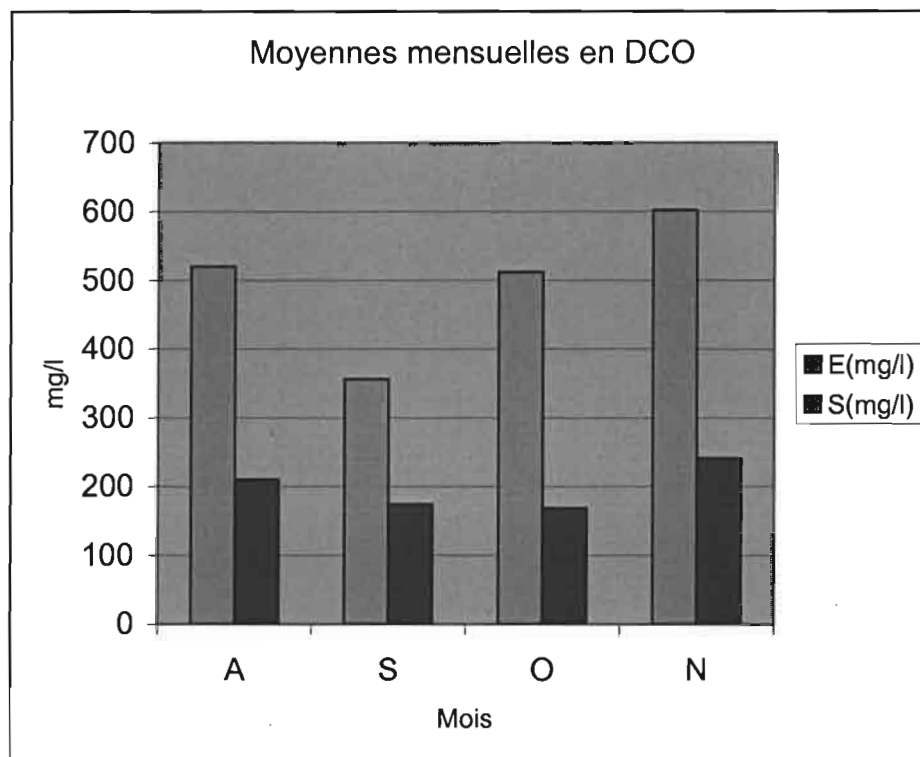
Station de relevage (SR 45) : bassin de réception et conduite de refoulement

Annexe 2 : Diagramme des caractéristiques moyennes mensuelle des eaux usées [3]**Moyennes mensuelles des analyses en MES**

Les résultats du diagramme ci dessus nous montrent que les eaux usées brutes reçues par la station d'épuration de Saly sont en général peu chargées en MES à cause certainement des volumes importants d'eaux utilisées. En effet, nous avons des concentrations moyennes mensuelles qui varient de 234 mg/l au mois de Novembre à 396 mg/l au mois d'octobre pour une moyenne générale de 332 mg/l. Ces eaux usées se situent donc dans la gamme des concentrations habituellement obtenues pour ce type d'eaux usées qui est en dessous de 600 mg/l pour les MES.

On constate sur le graphique que la charge de ces eaux usées en MES a été plus faible au mois de Novembre où les débits d'eaux usées ont été plus importants.

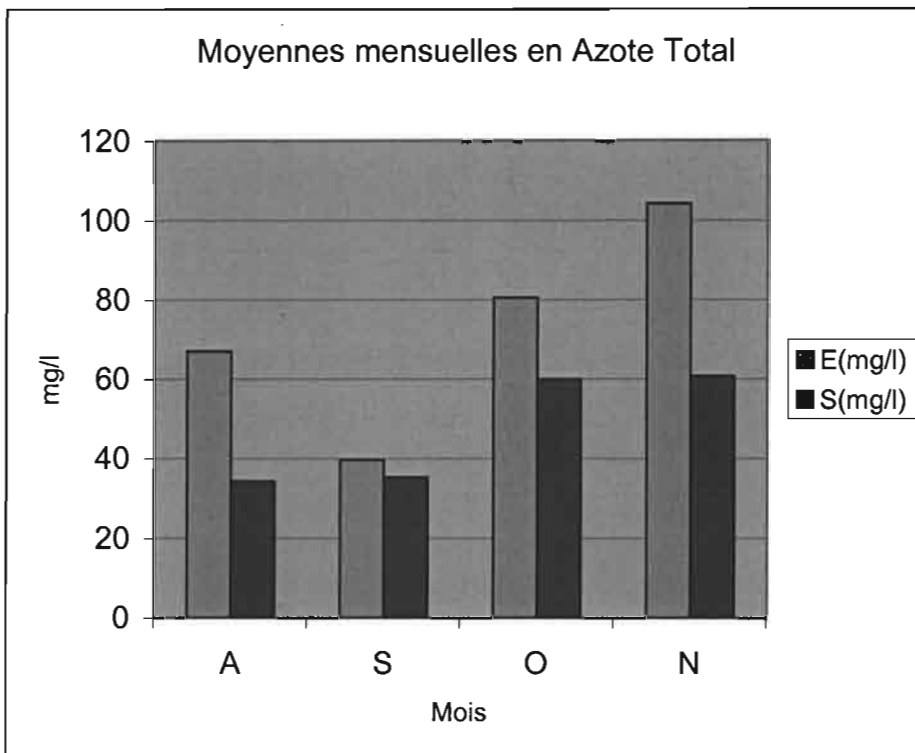
En ce qui concerne les eaux traitées, on note qu'elles sont encore assez chargées en MES avec des concentrations moyennes mensuelles qui vont de 52 mg/l au mois de Septembre à 116 mg/l au mois d'août avec une moyenne générale de 82 mg/l. Ces eaux traitées dépassent donc la norme sénégalaise de 50 mg/l pour les MES et ceci pour toute la période des analyses (août à novembre 2001).



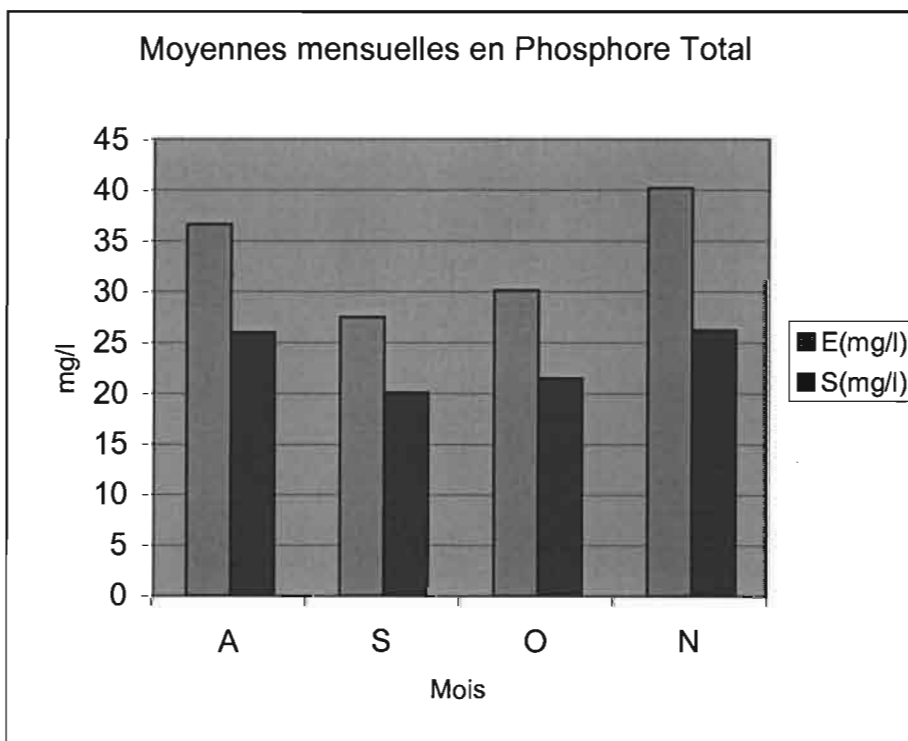
Moyennes mensuelles des analyses en DCO

Pour ce qui est de la qualité des eaux usées reçues à l'entrée de la station, nous pouvons noter que celles-ci sont aussi peu chargées en DCO. En effet, des concentrations moyennes mensuelles minimale de 356 mg/l et maximale de 602 mg/l ont été obtenues. Ces valeurs se situent dans la gamme des moyennes habituelles qui sont en dessous de 1500 mg O₂/l.

En ce qui concerne les eaux traitées, nous pouvons noter que celles-ci sont encore assez chargées en matières organiques avec des moyennes mensuelles minimale de 168 mg/l et maximale de 241 mg/l pour une moyenne nette de 198 mg/l. Il apparaît que ces eaux traitées dépassent nettement la norme sénégalaise NS 05-061 de juillet 2001 qui est de 100 mg/l pour un flux qui excède 100 Kg/j.



Moyennes mensuelles des analyses en Azote Total



Moyennes mensuelles des analyses en Phosphore Total

L'analyse concernant les éléments minéraux (azote total et phosphore total) a permis de constater que les eaux usées brutes de la station d'épuration de Saly sont peu chargées en

ces éléments. En effet, les concentrations moyennes mensuelles varient de 67 mg/l à 104 mg/l avec une moyenne de 72,8 mg/l pour l'azote total et de 27,5 mg/l à 40,2 mg/l avec une moyenne de 33,6 mg/l pour le phosphore total.

En ce qui concerne les eaux traitées, les moyennes mensuelles obtenues varient de 34 mg/l à 61 mg/l avec une moyenne générale de 47 mg/l pour l'azote total et de 21 mg/l à 26 mg/l avec une moyenne générale de 23 mg/l pour le phosphore total. Ces valeurs sont supérieures à celles de la norme sénégalaise qui est 30 mg/l pour l'azote total et 10 mg/l pour le phosphore total..

Annexe 3 : Normes sénégalaises et directives européennes sur les eaux usées**Normes sénégalaises****NS05-061 de juillet 2001**

- 1- MES totales 50mg/l
- 2- DBO (sur effluent non décanté) :
 - 80mg/l si le flux journalier maximal autorisé n'excède pas 30 Kg/jour
 - 40mg/l au-delà
- 3- DCO (sur effluent non décanté) :
 - 200mg/l si le flux journalier maximal autorisé n'excède pas 100Kg/jour
 - 100mg/l au-delà
- 4- Azote total et Phosphore total :
 - Azote total : 30mg/l lorsque le flux journalier maximal autorisé est supérieur ou égal à 50Kg/jour
 - Phosphore total : 10mg/l lorsque le flux journalier maximal autorisé est supérieure ou égal à 15Kg/jour

Normes européenne

Directive du 21 mai 1991 « eaux résiduaires urbaines »

DIRECTIVE DU CONSEIL DU 21 MAI 1991 RELATIVE AU TRAITEMENT DES EAUX URBAINES RESIDUAIRES (91/271/CEE

LE CONSEIL DES COMMUNAUTES EUROPEENNES

Vu le traité instituant la Communauté économique européenne, et notamment son article 130 S,

Vu la proposition de la Commission,

Vu l'avis du Parlement européen,

Vu l'avis du Comité économique et social,

considérant que la résolution du Conseil du 28 juin 1988 sur la protection de la mer du Nord et d'autres eaux de la Communauté a invité la Commission à présenter des propositions portant sur les mesures nécessaires au niveau de la Communauté en matière de traitement des eaux urbaines résiduaires ;

considérant que la pollution due à un traitement insuffisant des eaux résiduaires dans un Etat membre influence souvent les eaux d'autres Etats membre et que, par conséquent, conformément à l'article 130 R, une action au niveau de la Communauté s'impose ;

considérant que, pour éviter que l'environnement ne soit altéré par l'évacuation d'eaux urbaines résiduaires insuffisamment traitées, il est en général nécessaire de soumettre ces eaux à un traitement secondaire ;

considérant qu'il est nécessaire d'exiger un traitement plus rigoureux dans les zones sensibles, tandis qu'un traitement primaire peut être jugé approprié dans les zones moins sensibles ;

considérant que les eaux industrielles usées qui pénètrent dans les systèmes de collecte ainsi que l'évacuation des eaux résiduaires et des boues provenant des stations de traitement des eaux urbaines résiduaires devraient faire l'objet de règles générales, de réglementations et/ou d'autorisations spécifiques ;

considérant que les rejets d'eaux industrielles usées biodégradables qui proviennent de certains secteurs industriels et qui ne pénètrent pas dans les stations de traitement des eaux urbaines résiduaires avant d'être déversées dans des eaux réceptrices devraient faire l'objet d'exigences appropriées ;

considérant que le recyclage des boues provenant du traitement des eaux résiduaires devrait être encouragé ; que le déversement des boues dans des eaux de surface devrait être progressivement supprimé ;

considérant qu'il est nécessaire de surveiller les stations de traitement, les eaux réceptrices et l'évacuation des boues pour faire en sorte que l'environnement soit protégé des effets négatifs du déversement des eaux résiduaires ;

considérant qu'il est important d'assurer l'information du public sur l'évacuation des eaux urbaines résiduaires et des boues, sous la forme de rapports périodiques ;

considérant que les Etats membres devraient établir et présenter à la Commission des programmes nationaux en vue de la mise en oeuvre de la présente directive ;

considérant qu'un comité devrait être créé pour assister la Commission sur les questions ayant trait à la mise en oeuvre de la présente directive et à son adaptation au progrès technique.

A ARRETE LA PRESENTE DIRECTIVE

article premier

La présente directive concerne la collecte, le traitement et le rejet des eaux urbaines résiduaires ainsi que le traitement et le rejet des eaux usées provenant de certains secteurs industriels.

La présente directive a pour objet de protéger l'environnement contre une détérioration due aux rejets des eaux résiduaires précitées.

Article 2

Aux fins de la présente directive, on entend par :

- 1) "eaux urbaines résiduaires" : les eaux ménagères usées ou le mélange des eaux ménagères usées avec des eaux industrielles usées et/ou des eaux de ruissellement ;
- 2) "eaux ménagères usées" : les eaux usées provenant des établissements et services résidentiels et produites essentiellement par le métabolisme humain et les activités ménagères ;
- 3) "eaux industrielles usées" : toutes les eaux usées provenant de locaux utilisés à des fins commerciales ou industrielles, autres que les eaux ménagères usées et les eaux de ruissellement ;
- 4) "agglomération" : une zone dans laquelle la population et/ou les activités économiques sont suffisamment concentrées pour qu'il soit possible de collecter les eaux urbaines résiduaires pour les acheminer vers une station d'épuration ou un point de rejet final ;
- 5) "système de collecte" : un système de canalisations qui recueille et achemine les eaux urbaines résiduaires ;
- 6) "un équivalent habitant (EH)" : la charge organique biodégradable ayant une demande biochimique d'oxygène en cinq jours (DB05) de 60 grammes d'oxygène par jour ;
- 7) "traitement primaire" : le traitement des eaux urbaines résiduaires par un procédé physique et/ou chimique comprenant la décantation des matières solides en suspension ou par d'autres procédés par lesquels la DB05 des eaux résiduaires entrantes est réduite d'au moins 20% avant le rejet et le total des matières solides en suspension des eaux résiduaires entrantes, d'au moins 50 % ;
- 8) "traitement secondaire" : le traitement des eaux urbaines résiduaires par un procédé comprenant généralement un traitement biologique avec décantation secondaire ou par un autre procédé permettant de respecter les conditions du tableau 1 de l'annexe I ;
- 9) "traitement approprié" : le traitement des eaux urbaines résiduaires par tout procédé et/ou système d'évacuation qui permettent, pour les eaux réceptrices des rejets, de respecter les objectifs de qualité retenus ainsi que de répondre aux dispositions pertinentes de la présente directive et d'autres directives communautaires ;
- 10) "boues" : les boues résiduaires, traitées ou non, provenant de stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires ;
- 11) "eutrophisation" : l'enrichissement de l'eau en éléments nutritifs, notamment des composés de l'azote et/ou du phosphore, provoquant un développement accéléré des algues et des végétaux d'espèces supérieures qui entraîne une perturbation indésirable de l'équilibre des organismes présents dans l'eau et une dégradation de la qualité de l'eau en question ;
- 12) "estuaire" : la zone de transition à l'embouchure d'un cours d'eau entre l'eau douce et les eaux côtières. Les Etats membres établissent les limites extérieures (maritimes) des estuaires aux fins de la présente directive dans le cadre du programme de mise en oeuvre, conformément à l'article 17 paragraphes 1 et 2 ;
- 13) "eaux côtières" : les eaux en dehors de la laisse de basse mer ou de la limite extérieure d'un estuaire.

Article 3

1. Les Etats membres veillent à ce que toutes les agglomérations soient équipées de systèmes de collecte des eaux urbaines résiduaires :

- au plus tard le 31 décembre 2000 pour celles dont l'équivalent habitant (EH) est supérieur à 15000

et

- au plus tard le 31 décembre 2005 pour celles dont l'équivalent habitant se situe entre 2000 et 15000.

Pour les rejets d'eaux urbaines résiduaires dans des eaux réceptrices considérées comme des "zones sensibles" telles que définies à l'article 5, les Etats membres veillent à ce que des systèmes de collecte soient installés au plus tard le 31 décembre 1998 pour les agglomérations dont l'EH est supérieur à 10000.

Lorsque l'installation d'un système de collecte ne se justifie pas, soit parce qu'il ne présenterait pas d'intérêt pour l'environnement, soit parce que son coût serait excessif, des systèmes individuels ou d'autres systèmes appropriés assurant un niveau identique de protection de l'environnement sont utilisés.

2. Les systèmes de collecte décrits au paragraphe 1 doivent répondre aux prescriptions de l'annexe I point A. Ces prescriptions peuvent être modifiées selon la procédure prévue à l'article 18.

Article 4

1. Les Etats membres veillent à ce que les eaux urbaines résiduaires qui pénètrent dans les systèmes de collecte soient, avant d'être rejetées, soumises à un traitement secondaire ou à un traitement équivalent selon les modalités suivantes :

- au plus tard le 31 décembre 2000 pour tous les rejets provenant d'agglomérations ayant un EH de plus de 15000.

- au plus tard le 31 décembre 2005 pour tous les rejets provenant d'agglomérations ayant un EH compris entre 10000 et 15000.

- au plus tard le 31 décembre 2005 pour les rejets, dans des eaux douces et des estuaires, provenant d'agglomérations ayant un EH compris entre 2000 et 10000.

2. Les rejets d'eaux urbaines résiduaires dans des eaux situées dans des régions de haute montagne (à une altitude supérieure à 1500 mètres), où il est difficile d'appliquer un traitement biologique efficace à cause des basses températures, peuvent faire l'objet d'un traitement moins rigoureux que celui prescrit au paragraphe 1, à condition que des études approfondies indiquent que ces rejets n'altèrent pas l'environnement.

3. Les rejets des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires visées aux paragraphes 1 et 2 répondent aux prescriptions de l'annexe 1 point B. Ces prescriptions peuvent être modifiées selon la procédure prévue à l'article 18.

4. La charge exprimée en EH est calculée sur la base de la charge moyenne maximale hebdomadaire qui pénètre dans la station d'épuration au cours de l'année, à l'exclusion des situations inhabituelles comme celles qui sont dues à de fortes précipitations.

Article 5

1. Aux fins du paragraphe 2, les Etats membres identifient, pour le 31 décembre 1993, les zones sensibles sur la base des critères définis à l'annexe II.

2. Les Etats membres veillent à ce que les eaux urbaines résiduaires qui entrent dans les systèmes de collecte fassent l'objet, avant d'être rejetées dans des zones sensibles, d'un traitement plus rigoureux que celui qui est décrit à l'article 4, et ce au plus tard le 31

décembre 1998 pour tous les rejets provenant d'agglomérations ayant un EH de plus de 10000.

3. Les rejets provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires visées au paragraphe 2 répondent aux prescriptions pertinentes de l'annexe I point B. Ces prescriptions peuvent être modifiées selon la procédure prévue à l'article 18.

4. Toutefois, les conditions requises d'une station d'épuration au titre des paragraphes 2 et 3 ne s'appliquent pas nécessairement aux zones sensibles, s'il peut être prouvé que le pourcentage minimal de réduction de la charge globale entrant dans toutes les stations d'épuration des eaux résiduaires urbaines de cette zone atteint au moins 75 % pour la quantité totale de phosphore et au moins 75 % pour la quantité totale d'azote.

5. Pour les rejets des stations d'épuration d'eaux urbaines qui sont situées dans les bassins versants pertinents des zones sensibles et qui contribuent à la pollution de ces zones, les paragraphes 2, 3 et 4 sont applicables.

Lorsque les bassins versants visés au premier alinéa sont situés, en totalité ou en partie, dans un autre Etat membre, l'article 9 s'applique.

6. Les Etats membres veillent à ce que la liste des zones sensibles soit revue au moins tous les quatre ans.

7. Les Etats membres veillent à ce que les zones identifiées comme sensibles à la suite de la révision prévue au paragraphe 6 se conforment aux exigences précitées dans un délai de sept ans.

8. Un Etat membre n'est pas tenu d'identifier des zones sensibles aux fins de la présente directive s'il applique sur l'ensemble de son territoire le traitement prévu aux paragraphes 2, 3 et 4.

Article 6

1. Aux fins du paragraphe 2, les Etats membres peuvent identifier, au plus tard le 31 décembre 1993, des zones moins sensibles sur la base des critères fixés à l'annexe II.

2. Les rejets d'eaux urbaines résiduaires provenant d'agglomérations ayant un EH compris entre 10000 et 150000 dans des eaux côtières et entre 2000 et 10000 dans des estuaires situés dans les zones visées au paragraphe 1 peuvent faire l'objet d'un traitement moins rigoureux que celui qui est prévu à l'article 4, sous réserve que :

- ces rejets aient subi au minimum le traitement primaire défini à l'article 2 paragraphe 7, conformément aux procédures de contrôle fixées à l'annexe I point D.

- des études approfondies montrent que ces rejets n'altéreront pas l'environnement.

Les Etats membres fournissent à la Commission toutes les informations pertinentes concernant ces études.

3. Si la Commission estime que les conditions énoncées au paragraphe 2 ne sont pas remplies, elle présente au Conseil une proposition appropriée.

4. Les Etats membres veillent à ce que la liste des zones moins sensibles soit revue au moins tous les quatre ans.

5. Les Etats membres veillent à ce que les zones qui ne sont plus considérées comme moins sensibles soient conformes aux exigences pertinentes des articles 4 et 5 dans un délai de sept ans.

Article 7

Les Etats membres veillent à ce que, au plus tard le 31 décembre 2005, les eaux urbaines résiduaires qui pénètrent dans les systèmes de collecte fassent l'objet, avant d'être déversées, d'un traitement approprié, tel que défini à l'article 2 point 9, dans les cas suivants :

- rejets, dans les eaux douces et des estuaires, provenant d'agglomérations ayant un EH de moins de 2000,

- rejets, dans des eaux cotières, provenant d'agglomérations ayant un EH de moins de 10000.

Article 8

1. Les Etats membres peuvent, dans des cas exceptionnels dus à des problèmes techniques et en faveur de groupes de population déterminés en fonction de considérations géographiques, présenter une demande spéciale à la Commission afin d'obtenir un délai plus long pour se conformer à l'article 4.
2. Cette demande, qui doit être dûment motivée, expose les problèmes techniques rencontrés et propose un programme d'actions à entreprendre selon un calendrier approprié afin d'atteindre l'objectif de la présente directive. Ce calendrier est inclus dans le programme de mise en oeuvre visé à l'article 17.
3. Seuls des motifs techniques peuvent être acceptés et le délai plus long visé au paragraphe 1 ne peut dépasser le 31 décembre 2005.
4. La Commission examine cette demande et prend les mesures appropriées selon la procédure prévue à l'article 18.
5. Dans des circonstances exceptionnelles, lorsqu'il peut être prouvé qu'un traitement plus poussé ne présente pas d'intérêt pour l'environnement, les rejets, dans les zones moins sensibles, d'eaux résiduaires provenant d'agglomérations ayant un EH de plus de 150000 peuvent être soumis au traitement prévu à l'article 6 pour les eaux résiduaires provenant d'agglomérations ayant un EH compris entre 10000 et 150000.
En pareilles circonstances, les Etats membres soumettent au préalable un dossier à la Commission. La Commission examine la situation et prend les mesures appropriées selon la procédure prévue à l'article 18.

Article 9

Lorsque des eaux qui relèvent de la juridiction d'un Etat membre sont altérées par des rejets d'eaux urbaines résiduaires provenant d'un autre Etat membre, l'Etat membre dont les eaux sont touchées peut notifier les faits à l'autre Etat membre et à la Commission.
Les Etats membres concernés organisent, le cas échéant avec la Commission, la concertation nécessaire pour identifier les rejets concernés et les mesures à prendre à la source en faveur des eaux touchées afin d'en assurer la conformité avec la présente directive.

Article 10

Les Etats membres veillent à ce que les stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires construites pour satisfaire aux exigences des articles 4, 5, 6 et 7 soient conçues, construites, exploitées et entretenues de manière à avoir un rendement suffisant dans toutes les conditions climatiques normales du lieu où elles sont situées. Il convient de tenir compte des variations saisonnières de la charge lors de la conception de ces installations.

Article 11

1. Les Etats membres veillent à ce que, au plus tard le 31 décembre 1993, le rejet d'eaux industrielles usées dans les systèmes de collecte et les stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires fasse l'objet de réglementations préalables et/ou d'autorisations spécifiques de la part des autorités compétentes ou des organes appropriés.
2. Les réglementations et/ou les autorisations spécifiques doivent être conformes aux prescriptions de l'annexe I point C. Ces prescriptions peuvent être modifiées selon la procédure prévue à l'article 18.

3. Les réglementations et autorisations spécifiques sont réexaminées et au besoin adaptées à intervalles réguliers.

Article 12

1. Les eaux usées traitées sont réutilisées lorsque cela se révèle approprié. Les itinéraires d'évacuation doivent réduire au maximum les effets négatifs sur l'environnement.

2. Les autorités compétentes ou les organes appropriés veillent à ce que le rejet des eaux usées provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires soit soumis à des réglementations préalables et/ou à des autorisations spécifiques.

3. Les réglementations préalables et/ou les autorisations spécifiques, relatives aux rejets provenant de stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires et effectués conformément au paragraphe 2 dans les agglomérations ayant un EH compris entre 2000 et 10000, dans le cas de rejets dans des eaux douces et dans des estuaires, et dans les agglomérations ayant un EH de 10000 ou plus, pour tous les rejets, définissent les conditions requises pour répondre aux prescriptions pertinentes de l'annexe I point B. Ces prescriptions peuvent être modifiées selon la procédure prévue à l'article 18.

4. Les réglementations et/ou les autorisations sont réexaminées et au besoin adaptées à intervalles réguliers.

Article 13

1. Les Etats membres veillent à ce que, au plus tard le 31 décembre 2000, les eaux industrielles usées biodégradables qui proviennent d'installations des secteurs industriels énumérés à l'annexe III et qui ne pénètrent pas dans les stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires avant d'être déversées dans des eaux réceptrices répondent, avant leur rejet, aux conditions établies dans les réglementations préalables et/ou les autorisations spécifiques de l'autorité compétente ou de l'organe approprié pour tous les rejets provenant d'installations prévues pour un EH de 4000 ou plus.

2. Au plus tard le 31 décembre 1993, l'autorité compétente ou l'organe approprié de chaque Etat membre fixe les prescriptions pour le rejet de ces eaux usées en fonction de la nature de l'industrie concernée.

3. La Commission procède à une comparaison des prescriptions des Etats membres au plus tard le 31 décembre 1994. Elle publie ses conclusions dans un rapport et présente, au besoin, une proposition appropriée.

Article 14

1. Les boues d'épuration sont réutilisées lorsque cela s'avère approprié. Les itinéraires d'évacuation doivent réduire au maximum les effets négatifs sur l'environnement.

2. Les autorités compétentes ou les organes appropriés veillent à ce que, au plus tard le 31 décembre 1998, le rejet des boues provenant de stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires fasse l'objet de règles générales ou soit soumis à enregistrement ou à autorisation.

3. Les Etats membres veillent à ce que, au plus tard le 31 décembre 1998, le rejet des boues d'épuration dans les eaux de surface par déversement à partir de bateaux, par rejet à partir de conduites ou par tout autre moyen soit supprimé.

4. Jusqu'à la suppression du type de rejet visé au paragraphe 3, les Etats membres veillent à ce que les quantités totales de substances toxiques, persistantes ou bioaccumulables contenues dans les boues déversées dans les eaux de surface soient soumises à autorisation et progressivement réduites.

Article 15

1. Les autorités compétentes ou les organes appropriés surveillent :
 - les rejets provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires, afin d'en vérifier la conformité avec les prescriptions de l'annexe I point B suivant les procédures de contrôle fixées à l'annexe I point D,
 - les quantités et la composition des boues d'épuration déversées dans les eaux de surface.
2. Les autorités compétentes ou les organes appropriés surveillent les eaux réceptrices de rejets provenant de stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires et de rejets directs tels que décrits à l'article 13, lorsqu'il y a lieu de craindre que l'environnement récepteur soit fortement altéré par ces rejets.
3. En cas de rejets soumis aux dispositions de l'article 6 et en cas d'évacuation de boues dans les eaux de surface, les Etats membres établissent une surveillance et effectuent toute étude éventuellement requise pour garantir que le rejet ou l'évacuation n'altère pas l'environnement.
4. Les informations recueillies par les autorités compétentes ou les organes appropriés conformément aux paragraphes 1, 2 et 3 sont conservées dans l'Etat membre et mises à la disposition de la Commission dans les six mois qui suivent la réception d'une demande à cet effet.
5. Les principes directeurs pour la surveillance visée aux paragraphes 1, 2 et 3 peuvent être fixés selon la procédure prévue à l'article 18.

Article 16

Sans préjudice de l'application de la directive 90/313/CEE du Conseil, du 7 juin 1990, concernant la liberté d'accès à l'information en matière d'environnement, les Etats membres veillent à ce que tous les deux ans les autorités ou organes concernés publient un rapport de situation concernant l'évacuation des eaux urbaines résiduaires et des boues dans leurs secteur. Ces rapports sont transmis par les Etats membres à la Commission dès leur publication.

Article 17

1. Les Etats membres établissent, au plus tard le 31 décembre 1993, un programme de mise en oeuvre de la présente directive.
2. Les Etats membres communiquent à la Commission, au plus tard le 30 juin 1994, les informations relatives au programme.
3. Au besoin, les Etats membres transmettent tous les deux ans à la Commission, au plus tard le 30 juin, une mise à jour des informations visées au paragraphe 2.
4. Les méthodes et modèles de présentation à adopter pour les rapports relatifs aux programmes nationaux sont déterminés selon la procédure prévue à l'article 18. Toute modification de ces méthodes et modèles de présentation est adoptée selon cette même procédure.
5. La Commission procède tous les deux ans à un examen et à une évaluation des informations qu'elle a reçues en application des paragraphes 2 et 3 et elle publie un rapport à ce sujet.

Article 18

1. La Commission est assistée par un comité composé de représentants des Etats membres et présidé par le représentant de la Commission.
2. Le représentant de la Commission soumet au comité un projet des mesures à prendre. Le comité émet son avis sur ce projet dans un délai que le président peut fixer en fonction de

l'urgence de la question en cause. L'avis est émis à la majorité prévue à l'article 148 paragraphe 2 du traité pour l'adoption des décisions que le Conseil est appelé à prendre sur proposition de la Commission. Lors des votes au sein du comité, les voix des représentants des Etats membres sont affectées de la pondération définie à l'article précitée. Le président ne prend pas part au vote.

3. a) La commission arrête les mesures envisagées lorsqu'elles sont conformes à l'avis du comité.

b) Lorsque les mesures envisagées ne sont pas conformes à l'avis du comité, ou en l'absence d'avis, la Commission soumet sans tarder au Conseil une proposition relative aux mesures à prendre. Le conseil statue à la majorité qualifiée.

Si, à l'expiration d'un délai de trois mois à compter de la saisine du Conseil, celui-ci n'a pas statué, les mesures proposées sont arrêtées par la Commission, sauf dans le cas où le Conseil s'est prononcé à la majorité simple contre lesdites mesures.

Article 19

1. Les Etats membres mettent en vigueur les dispositions législatives, réglementaires et administratives nécessaires pour se conformer à la présente directive au plus tard le 30 juin 1993. Ils en informent immédiatement la Commission.

2. Lorsque les Etats membres adoptent les dispositions visées au paragraphe 1, celles-ci contiennent une référence à la présente directive ou sont accompagnées d'une telle référence lors de leur publication officielle. Les modalités de cette référence sont arrêtées par les Etats membres.

3. Les Etats membres communiquent à la Commission le texte des dispositions essentielles de droit interne qu'ils adoptent dans le domaine régi par la présente directive.

Article 20

Les Etats membres sont destinataires de la présente directive.

ANNEXE 1

PRESCRIPTIONS RELATIVES AUX EAUX URBAINES RESIDUAIRES

A. Systèmes de collecte (1)

Les systèmes de collecte tiennent compte des prescriptions en matière de traitement des eaux usées.

La conception, la construction et l'entretien des systèmes de collecte sont entrepris sur la base des connaissances techniques les plus avancées, sans entraîner des coûts excessifs, notamment en ce qui concerne :

- le volume et les caractéristiques des eaux urbaines résiduaires,
- la prévention des fuites,
- la limitation de la pollution des eaux réceptrices résultant des surcharges dues aux pluies d'orage.

B. Rejets provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires dans les eaux réceptrices (1)

1. Les stations d'épuration des eaux usées sont conçues ou modifiées de manière que des échantillons représentatifs des eaux usées entrantes et des effluents traités puissent être obtenus avant rejet dans les eaux réceptrices.

2. Les rejets provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires, traités conformément aux articles 4 et 5 de la présente directive, répondent aux prescriptions figurant au tableau 1.

3. Les rejets des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires dans des zones sensibles sujettes à eutrophisation, telles qu'identifiées à l'annexe II point A lettre a), répondent en outre aux prescriptions figurant au tableau 2 de la présente annexe.

4. Des prescriptions plus rigoureuses que celles qui figurent aux tableaux 1 et/ou 2 sont, au besoin, appliquées pour garantir que les eaux réceptives satisfont à toute autre directive en la matière.

5. Les points d'évacuation des eaux urbaines résiduaires sont choisis, dans toute la mesure du possible, de manière à réduire au minimum les effets sur les eaux réceptrices.

C. Eaux industrielles usées

Les eaux industrielles usées qui pénètrent dans les systèmes de collecte et les stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires sont soumises au traitement préalable requis pour :

- protéger la santé du personnel qui travaille dans les systèmes de collecte et les stations d'épuration,

(1) Etant donné qu'en pratique il n'est pas possible de construire des systèmes de collecte et des stations d'épuration permettant de traiter toutes les eaux usées dans des situations telles que la survenance de précipitations exceptionnellement fortes, les Etats membres décident des mesures à prendre pour limiter la pollution résultant des surcharges dues aux pluies d'orage. Ces mesures pourraient se fonder sur les taux de dilution ou la capacité par rapport au débit par temps sec ou indiquer un nombre acceptable de surcharges chaque année.

- assurer que les systèmes de collecte, les stations d'épuration des eaux usées et les équipements connexes ne soient pas endommagés,

- assurer que le fonctionnement de la station d'épuration des eaux usées et le traitement des boues ne soient pas entravés,

- veiller à ce que les rejets des stations d'épuration n'altèrent pas l'environnement ou n'empêchent pas les eaux réceptrices de satisfaire à d'autres directives communautaires.

- assurer l'évacuation de boues en toute sécurité d'une manière acceptable pour l'environnement.

D. Méthodes de référence pour le suivi et l'évaluation des résultats

1. Les Etats membres veillent à ce que soit appliquée une méthode de surveillance qui corresponde au moins aux exigences décrites ci-dessous.

Des méthodes autres que celles prévues aux points 2, 3 et 4 peuvent être utilisées, à condition qu'il puisse être prouvé qu'elles permettent d'obtenir des résultats équivalents.

Les Etats membres fournissent à la Commission toutes les informations pertinentes concernant les méthodes appliquées. Si la Commission estime que les conditions énoncées aux points 2, 3 et 4 ne sont pas remplies, elle soumet au Conseil une proposition appropriée.

2. Des échantillons sont prélevés sur une période de 24 heures, proportionnellement au débit ou à intervalles réguliers, en un point bien déterminé à la sortie et, en cas de nécessité, à l'entrée à la station d'épuration, afin de vérifier si les prescriptions de la présente directive en matière de rejets d'eaux usées sont respectées.

De saines pratiques internationales de laboratoire seront appliquées pour que la dégradation des échantillons soit la plus faible possible entre le moment de la collecte et celui de l'analyse.

3. Le nombre minimum d'échantillons à prélever à intervalles réguliers au cours d'une année entière est fixé en fonction de la taille de la station d'épuration :

- EH compris entre 2000 et 9999 :

12 échantillons au cours de la première année.

4 échantillons les années suivantes s'il peut être démontré que les eaux respectent les dispositions de la présente directive pendant la première année ; si l'un des 4 échantillons ne correspond pas aux normes, 12 échantillons sont prélevés l'année suivante.

- EH compris entre 10000 et 49999 :

12 échantillons

- EH de 50000 ou plus :

24 échantillons

4. On considère que les eaux usées traitées respectent les valeurs fixées pour les différents paramètres si, pour chaque paramètre considéré individuellement, les échantillons prélevés montrent que les valeurs correspondantes sont respectées, en fonction des dispositions suivantes :

a) pour les paramètres figurant au tableau 1 et à l'article 2 point 7, le nombre maximal d'échantillons qui peuvent ne pas correspondre aux valeurs en concentration et/ou aux pourcentages de réduction indiqués au tableau 1 et à l'article 2 point 7 est précisé au tableau 3 ;

b) pour les paramètres figurant au tableau 1 et exprimés en valeurs de concentration, le nombre maximal d'échantillons prélevés dans des conditions d'exploitation normales ne doit pas s'écarter de plus de 100 % des valeurs paramétriques. Pour les valeurs en concentration se rapportant au total des matières solides en suspension, l'écart peut aller jusqu'à 150 % ;

c) pour les paramètres figurant au tableau 2, la moyenne annuelle des échantillons doit, pour chaque paramètre, respecter les valeurs correspondantes.

5. Pour la qualité d'eau considérée, il n'est pas tenu compte des valeurs extrêmes si elles sont dues à des circonstances exceptionnelles, telles que de fortes précipitations.

Tableau 1 : Prescriptions relatives aux rejets provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires et soumises aux dispositions des articles 4 et 5 de la présente directive. On appliquera la valeur de la concentration ou le pourcentage de réduction.

Paramètres	Concentration	Pourcentage minimal de réduction (1)	Méthode de mesure de référence
Demande biochimique en oxygène (DB05 à 20°C) sans nitrification (2)	25 mg/l O ₂	70-90 40 aux termes de l'article 4 paragraphe 2	Echantillon homogénéisé, non filtré, non décanté. Détermination de l'oxygène dissous avant et après une incubation de 5 jours à 20° C ± 1°C, dans l'obscurité complète. Addition d'un inhibiteur de nitrification.
Demande chimique en oxygène (DCO)	125 mg/l O ₂	75	Echantillon homogénéisé, non filtré, non décanté. Bichromate de potassium.
Total des matières solides en suspension	35 mg/l (3) 35 aux termes de l'article 4 paragraphe 2 (plus de 10000 EH) 60 aux termes de l'article 4 paragraphe 2 (de 2000 à 10000 EH)	90 (3) 90 aux termes de l'article 4 paragraphe 2 (plus de 10000 EH) 70 aux termes de l'article 4 paragraphe 2 (de 2000 à 10000 EH)	- Filtration d'un échantillon représentatif sur une membrane de 0,45 µm, séchage à 105° C et pesée. - Centrifugation d'un échantillon représentatif (pendant 5 minutes au moins, avec accélération moyenne de 2800 à 3200g), séchage à 105°C, pesée.

(1) Réduction par rapport aux valeurs à l'entrée.

(2) Ce paramètre peut être remplacé par un autre : carbone organique total (COT) ou demande totale en oxygène (DTO), si une relation peut être établie entre la DB05 et le paramètre de substitution.

(3) Cette exigence est facultative.

Les analyses relatives aux rejets provenant du lagunage doivent être effectuées sur les échantillons filtrés ; toutefois, la concentration du total des matières solides en suspension dans les échantillons d'eau non filtrée ne doit pas dépasser 150 mg/l.

Tableau 2 : Prescriptions relatives aux rejets provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires et effectués dans des zones sensibles sujettes à eutrophisation, telles qu'identifiées à l'annexe II point A lettre a). En fonction des conditions locales, on appliquera un seul paramètre ou les deux. La valeur de la concentration ou le pourcentage de réduction seront appliqués.

Paramètres	Concentration	Pourcentage minimal de réduction (1)	Méthode de mesure de référence
Phosphore total	2 mg/l P (EH compris entre 1000 et 100 000) 1 mg/l P (EH de plus de 100 000)	80	Spectrophotométrie par absorption moléculaire
Azote total (2)	15mg/l N (EH compris entre 10 000 et 100 000) 10mg/l N (EH de plus de 100 000) (3)	70-80	Spectrophotométrie par absorption moléculaire

(1) Réduction par rapport aux valeurs à l'entrée.

(2) Azote total signifie le total de l'azote obtenu par la méthode de Kjeldahl (azote organique + NH₃), de l'azote contenu dans les nitrates (NO₃) et de l'azote contenu dans les nitrites (NO₂)

(3) Autre possibilité : la moyenne journalière ne doit pas dépasser 20 mg/l N. Cette exigence se réfère à une température de l'eau de 12° C au moins pendant le fonctionnement du réacteur biologique de la station d'épuration. La condition concernant la température pourrait être remplacée par une limitation du temps de fonctionnement tenant compte des conditions climatiques régionales. Cette possibilité n'est ouverte que si l'on peut trouver que les conditions fixées au point D. 1 de la présente annexe sont remplies.

Tableau 3

Nombre d'échantillons prélevés au cours d'une année déterminée	Nombre maximal d'échantillons pouvant ne pas être conformes
4-7	1
8-16	2
17-28	3
29-40	4
41-53	5
54-67	6
68-81	7
82-95	8
96-110	9
111-125	10
126-140	11
141-155	12
156-171	13
172-187	14
188-203	15
204-219	16
220-235	17
236-251	18
252-268	19
269-284	20
285-300	21
301-317	22
318-334	23
335-350	24
351-365	25

ANNEXE II

CRITERES D'IDENTIFICATION DES ZONES SENSIBLES ET MOINS SENSIBLES

A. Zones sensibles

Une masse d'eau doit être identifiée comme zone sensible si elle appartient à l'un des groupes ci-après :

a) Lacs naturels d'eau douce, autres masses d'eau douce, estuaires et eaux côtières, dont il est établi qu'ils sont eutrophes ou pourraient devenir eutrophes à brève échéance si des mesures de protection ne sont pas prises.

Il pourrait être tenu compte des aspects ci-après lors de l'examen des éléments nutritifs à réduire par un traitement complémentaire :

i) lacs et cours d'eau débouchant dans des lacs/bassins de retenue/baies fermées où il est établi que l'échange d'eau est faible, ce qui peut engendrer un phénomène d'accumulation. Il convient de prévoir une élimination du phosphore dans ces zones, à moins qu'il ne puisse être démontré que cette élimination sera sans effet sur le niveau d'eutrophisation. Il peut également être envisagé d'éliminer l'azote en cas de rejets provenant de grandes agglomérations ;

ii) estuaires, baies et autres eaux côtières où il est établi que l'échange d'eau est faible, ou qui reçoivent de grandes quantités d'éléments nutritifs. Les rejets provenant des petites agglomérations sont généralement de peu d'importance dans ces zones, mais, en ce qui concerne les grandes agglomérations, l'élimination du phosphore et/ou de l'azote doit être prévue, à moins qu'il ne soit démontré que cette élimination sera sans effet sur le niveau d'eutrophisation.

b) Eaux douces de surface destinées au captage d'eau potable et qui pourraient contenir une concentration de nitrates supérieure à celle prévue par les dispositions pertinentes de la directive 75/440/CEE du Conseil, du 16 juin 1975, concernant la qualité requise des eaux superficielles destinées à la production d'eau alimentaire dans les Etats membres, si des mesures ne sont pas prises.

c) Zones pour lesquelles un traitement complémentaire au traitement prévu à l'article 4 de la présente directive est nécessaire pour satisfaire aux directives du Conseil.

B. Zones moins sensibles

Une masse ou une zone d'eau marine peut être identifiée comme une zone moins sensible si le rejet d'eaux usées n'altère pas l'environnement en raison de la morphologie, de l'hydrologie ou des conditions hydrauliques spécifiques de la zone en question.

Lors de l'identification des zones moins sensibles, les Etats membres tiennent compte du fait que la charge déversée risque d'être transférée vers des zones adjacentes où elle pourrait altérer l'environnement. Les Etats membres reconnaissent la présence de zones sensibles en dehors de leur juridiction nationale.

Il est tenu compte des éléments suivants lors de l'identification des zones moins sensibles : baies ouvertes, estuaires et autres eaux côtières avec un bon échange d'eau et sans risque d'eutrophisation ou de déperdition d'oxygène ou dont on considère qu'il est probable qu'ils deviennent eutrophes ou subissent une déperdition d'oxygène à la suite du déversement d'eaux urbaines résiduaires.

ANNEXE III

SECTEURS INDUSTRIELS

1. Transformation du lait
2. Fabrication de produits à base de fruits et légumes
3. Fabrication et mise en bouteille de boissons non alcoolisées
4. Transformation de pommes de terre
5. Industrie de la viande

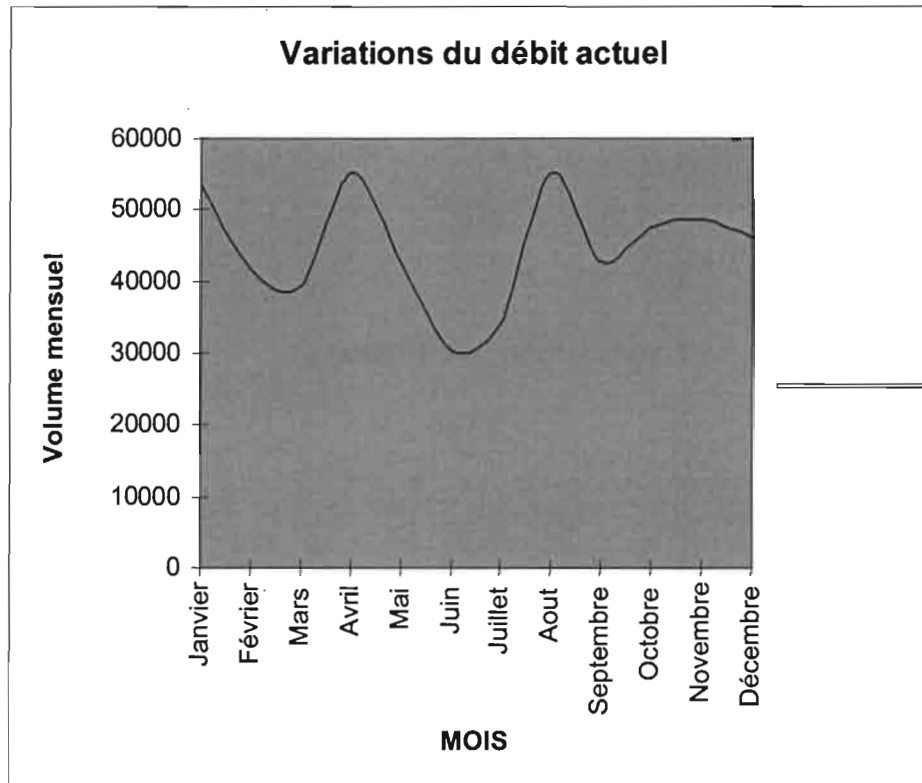
6. Brasseries
7. Production d'alcool et boissons alcoolisées
8. Fabrication d'aliments pour animaux à partir de produits végétaux
9. Fabrication de gélatine et de colle à partir de peaux et d'os
10. Malteries
11. Industrie transformatrice du poisson

Annexe 4 : Evaluation des débits

Variation du débit actuel d'eau brute

Mois	Temps de marche (h)	Volume(m ³)
Janvier	178,58	53574
Février	138,64	41592
Mars	131,57	39471
Avril	184,37	55311
Mai	141,46	42438
Juin	100,89	30267
Juillet	113,28	33984
Août	184	55200
Septembre	142	42600
Octobre	158,72	47616
Novembre	162,32	48696
Décembre	153,55	46065
Moyenne	149,11	44734

Tableau : eaux brutes mensuelles arrivées à la step durant l'année 2002 avec un débit de pompage de 300 m³/h au niveau de la SR 45.



Evaluation du débit futur des eaux usées

A défaut de disposer de mesures de débits des eaux usées sur plusieurs années, l'estimation du débit futur se fait par un calcul à partir de la population projetée dans 10 ans.

On considère un rejet de 150 l/hab./j pour des eaux usées domestiques [1]

La population future est estimée à 25000 hab. dans 10 ans.

$$\begin{aligned} \text{On a : } Q_{\text{futur}} &= 150 \times 25000 \\ &= 3750 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

Facteur de pointe :

$$\begin{aligned} \text{C.P} &= 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{futur}}}} \quad [1] \\ &= 1,9 \end{aligned}$$

Débit de pointe :

$$\begin{aligned} Q_{\text{max}} &= Q_{\text{futur}} \times \text{C.P} \\ &= 7125 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{max}} = 7125 \text{ m}^3/\text{j}$$

Annexe 5 : Evaluation de la DBO₅ des eaux usées

Les résultats fournis par [3] ne donnent pas une valeur de la DBO₅, cependant il est possible de l'évaluer à partir des rejets moyens par habitant.

On a : 1 eq.hab = 54g de DBO₅ [1]

La mesure en réseau séparatif donne:

DBO_{hab} = 50 à 70 g/jour/hab. [1]

Pour plus de sécurité, on prend:

DBO_{hab} = 70 g/jour/hab.

Les données sont : débit futur, Q_f = 7125 m³/j

population future, P_f = 25000 hab.

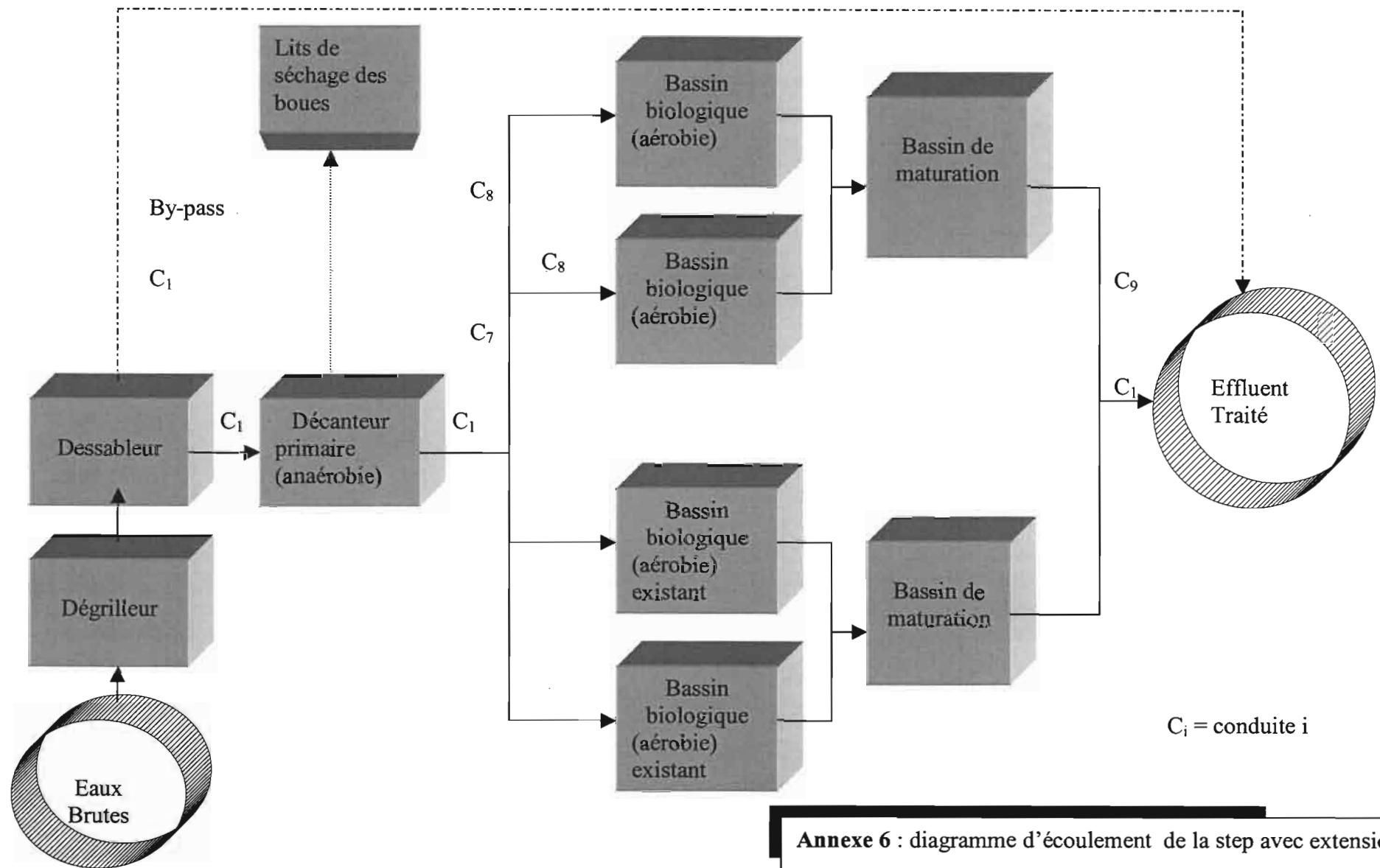
Ce qui donne :

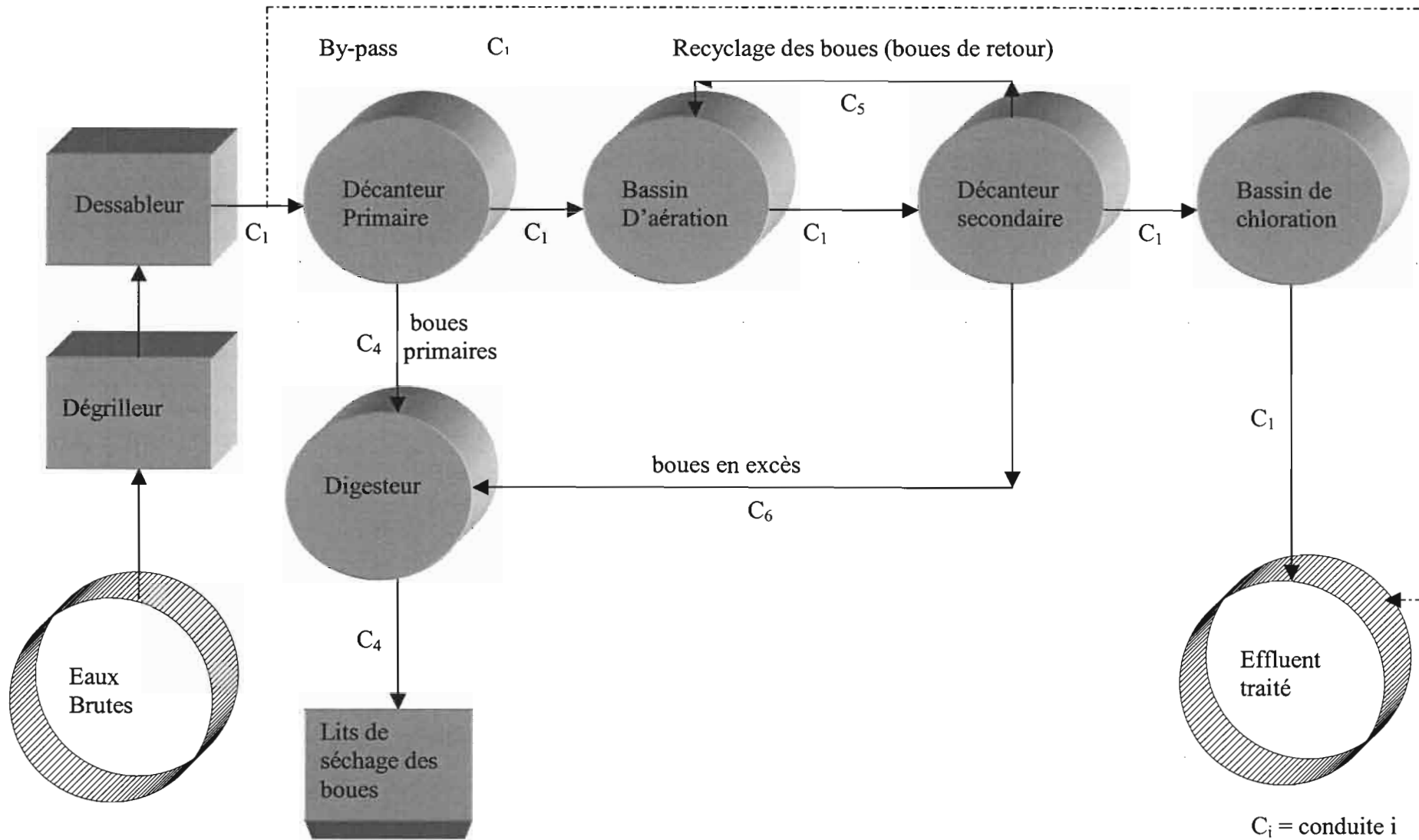
$$DBO_5 = \frac{DBO_{hab} \times P_f}{Q_f}$$

$$= \frac{70 \times 25000}{7125}$$

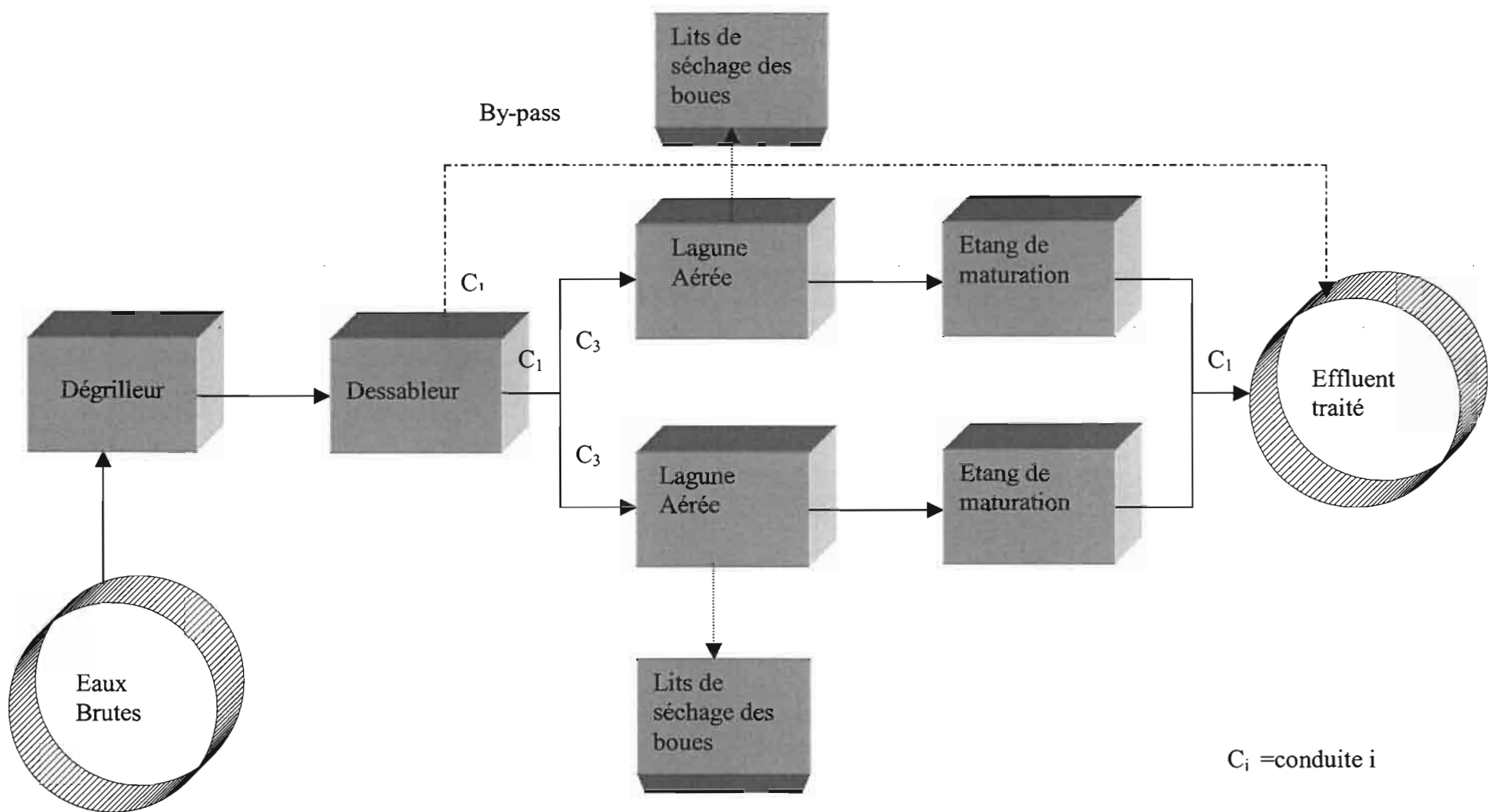
$$= 246 \text{ g/m}^3$$

$$DBO_5 = 246 \text{ mg/l}$$

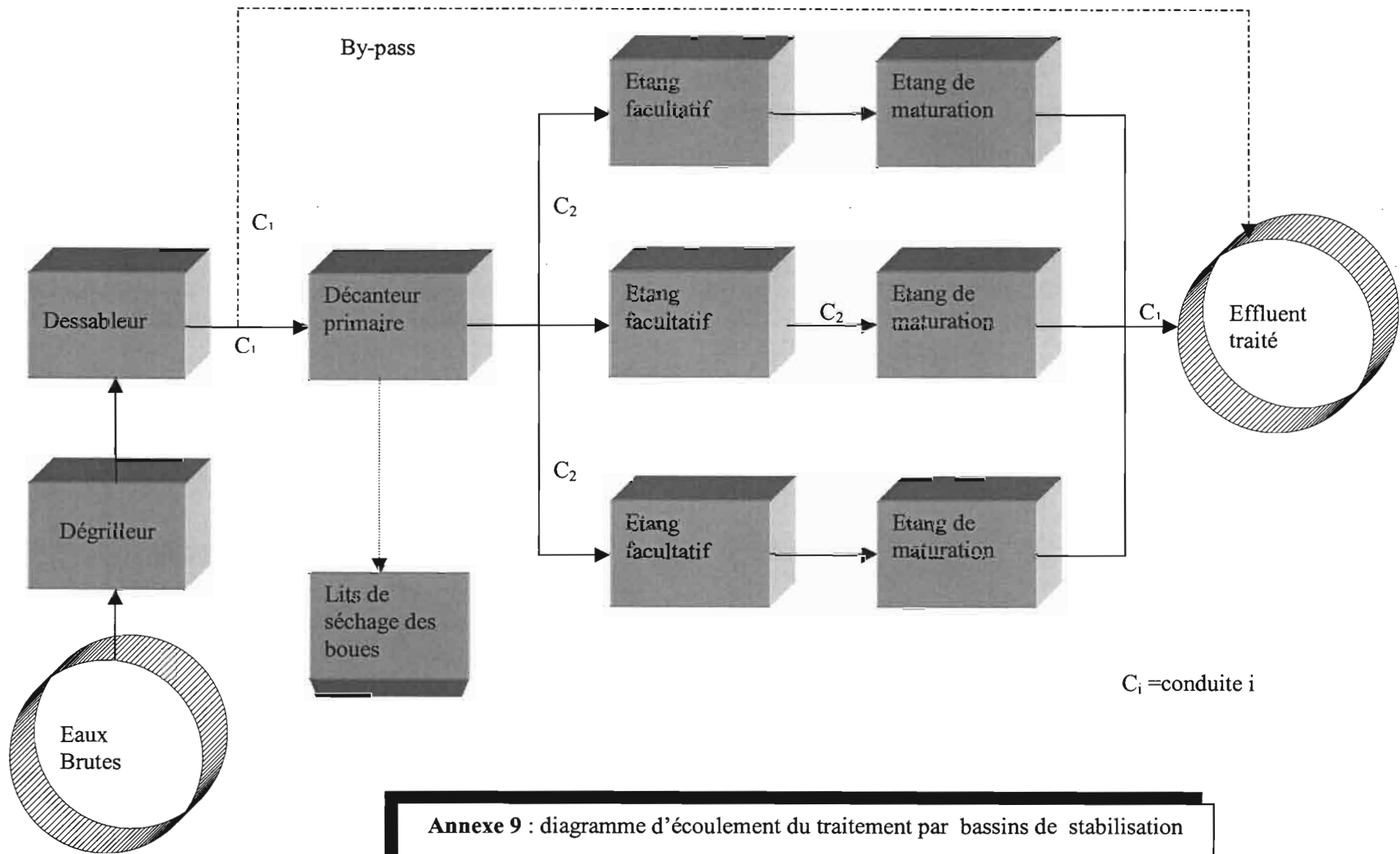




Annexe 7 : diagramme d'écoulement du traitement par boues activées



Annexe 8 : diagramme d'écoulement du traitement par lagunage aéré



Annexe 9 : diagramme d'écoulement du traitement par bassins de stabilisation

Annexe 10 : Calcul des constantes cinétiques et choix de profondeur de bassin

Les valeurs type de la constante cinétique à 20°C sont données dans le tableau suivant en fonction de la qualité de l'eau [8].

Substance	K_d en J^{-1}
Eau usée non traitée	0.15-0.28
En anaérobiose	0.12-0.22
Eau usée traitée	0.06-0.10
Rivière faiblement polluée	0.04-0.08

Tableau des constantes cinétiques à 20°C tiré de W.W.ECKENFELDER. Principles of water quality management CBI 1980

K_d est la constante cinétique moyenne dans le système décimal. La valeur du système népérien s'obtient par :

$$K = 2.303 K_d$$

K varie avec la température et peut être calculée par la formule de VAN'T HOFF-ARRHENIUS

$$K_t = K_{20} \theta^{(t-20)}$$

Où K_t et K_{20} sont les constantes cinétiques aux températures $T^\circ C$ et $20^\circ C$ ET θ le coefficient de température. HERMAN et GLOYNA trouvent pour les eaux usées domestiques $\theta = 1.085$.

L'application de la formule pour $T = 25^\circ C$ donne les résultats suivants :

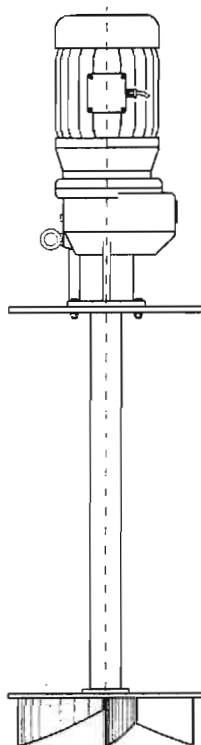
Substance	$K_d (J^{-1})$ ($T = 20^\circ C$)	K_d moy (J^{-1}) ($T = 20^\circ C$)	$K (J^{-1})$ ($T = 20^\circ C$)	$K (J^{-1})$ ($T = 25^\circ C$)
Eau usée non traitée	0.15-0.28	0.215	0.49	0.73
En anaérobiose	0.12-0.22	0.17	0.39	0.58
Eau usée traitée	0.06-0.10	0.08	0.18	0.27
Rivière faiblement polluée	0.04-0.08	0.06	0.138	0.20

En aérobiose $K_{25^\circ C} = 0.73 J^{-1}$

En anaérobiose $K_{25^{\circ}\text{C}} = 0.58 \text{ j}^{-1}$

Le choix des profondeurs et des temps de rétention se fera de manière à respecter les caractéristiques recommandées par le tableau tiré de [8].

	Aérobic	Facultatif	Anaérobic
Profondeur	0.2-0.3	1-2.5	2.5-5
Temps de rétention	2-6	7-50	5-50
Charge (DBO), kg/ha.j	111-222	22-55	280-4500
Concentration en algues (mg/l)	100	10-50	nulle

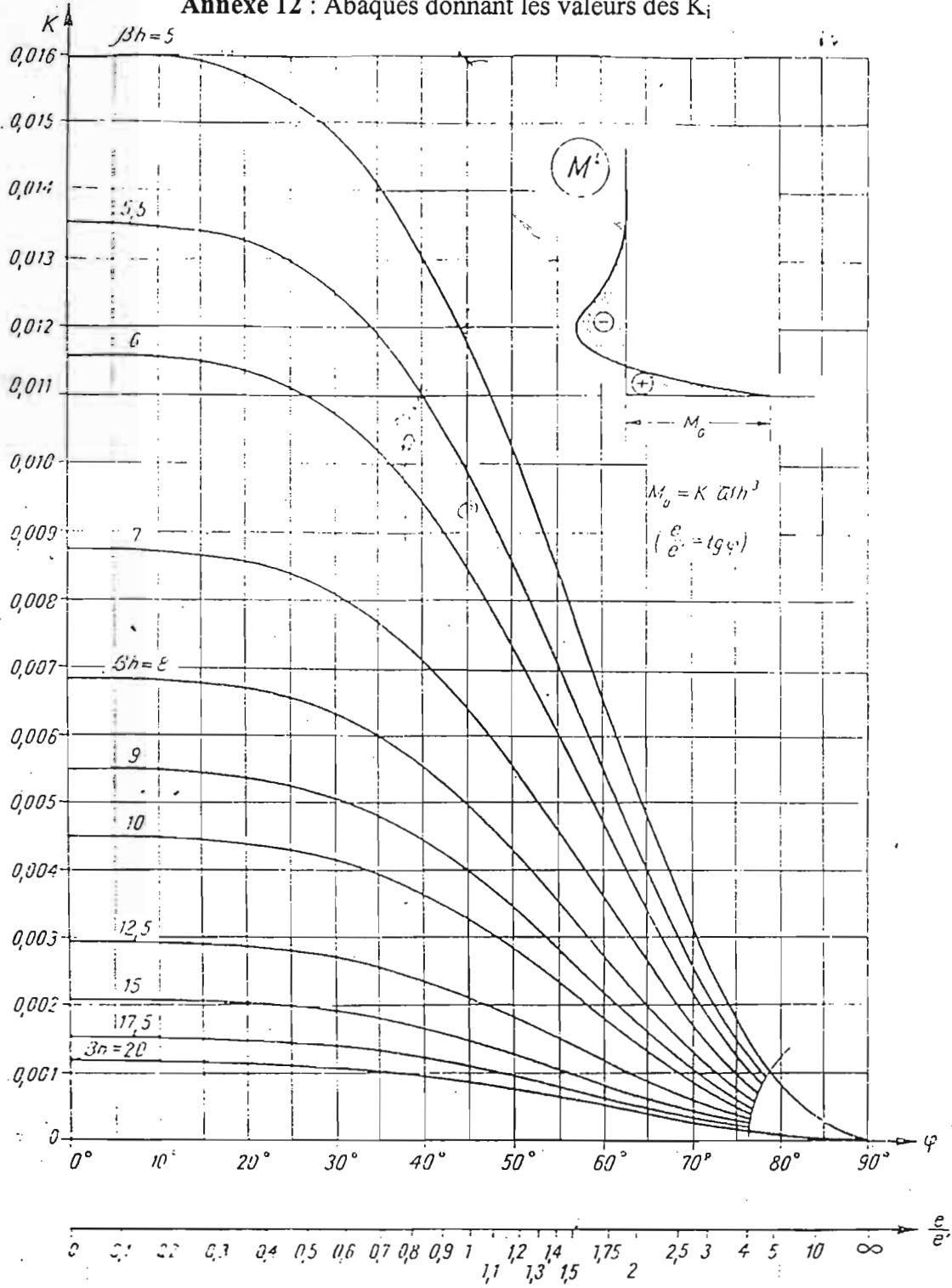
Annexe 11 : Aérateur de surface

Aérateur de surface à rotation lente AEROSTAR type AS

CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

Type	Puissance nominale (kW)	Courant nominal (A)	Vitesse de rotation (min ⁻¹)	Ø rotor (m)	Poids (kg)	Longueur (mm)	Apport en O ₂ (# kg/h)
AS 3	3,0	7,4	273	0,40	130	1,65	5
AS 5	5,5	12,0	273	0,45	170	1,80	8,5
AS 7	7,5	15,6	261	0,5	200	1,90	11,5
AS 10	11,0	23,0	227	0,58	250	2,00	16,0
AS 15	15,0	31,0	230	0,61	360	2,35	21,0
AS 18	18,5	40,0	230	0,64	400	2,40	26,0
AS 20	22,0	46,0	212	0,69	490	2,45	30,0
AS 30	30,0	57,0	212	0,74	550	2,50	40,0

Annexe 12 : Abaques donnant les valeurs des K_i



Abaque pour le calcul du moment à l'encastrement.

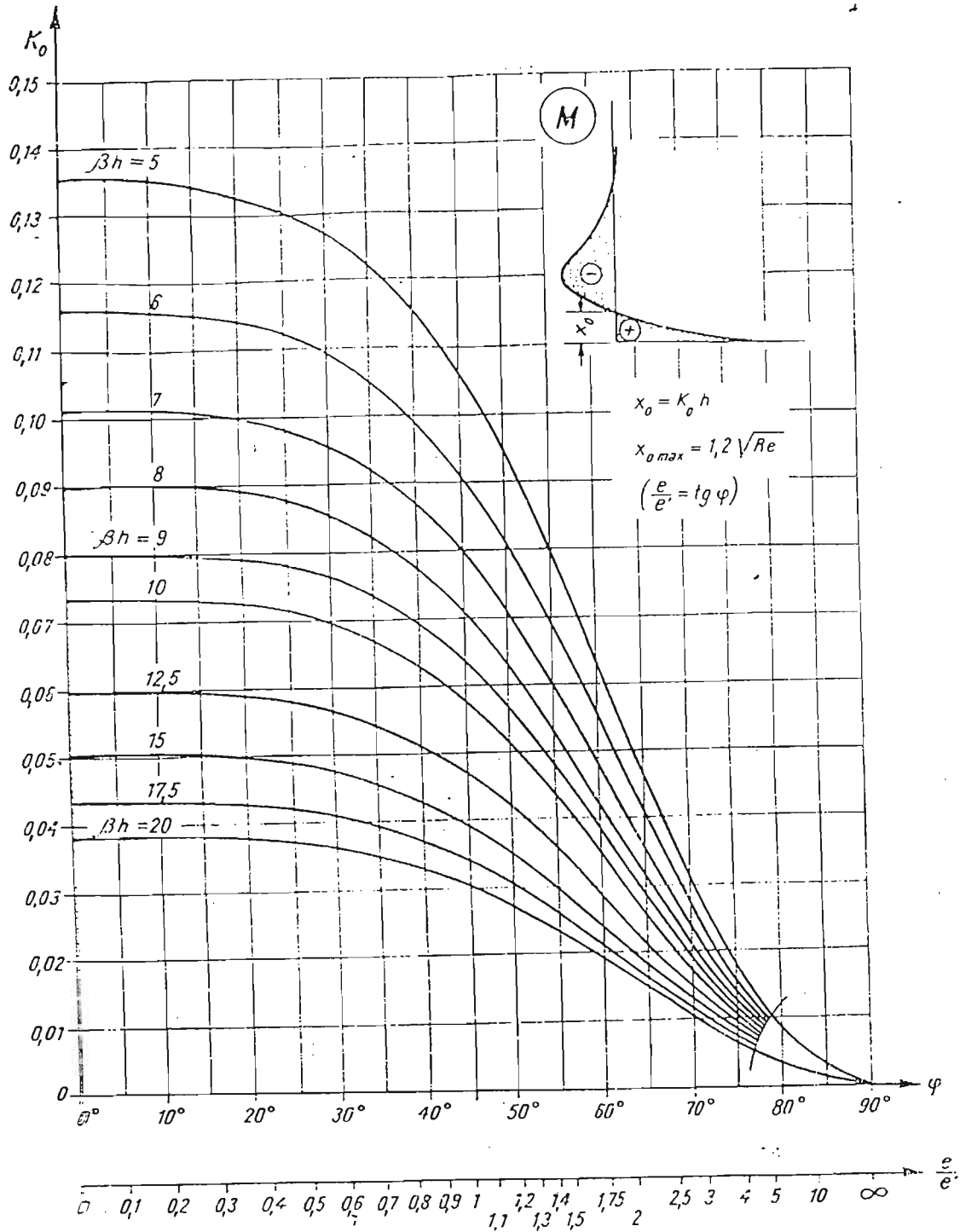
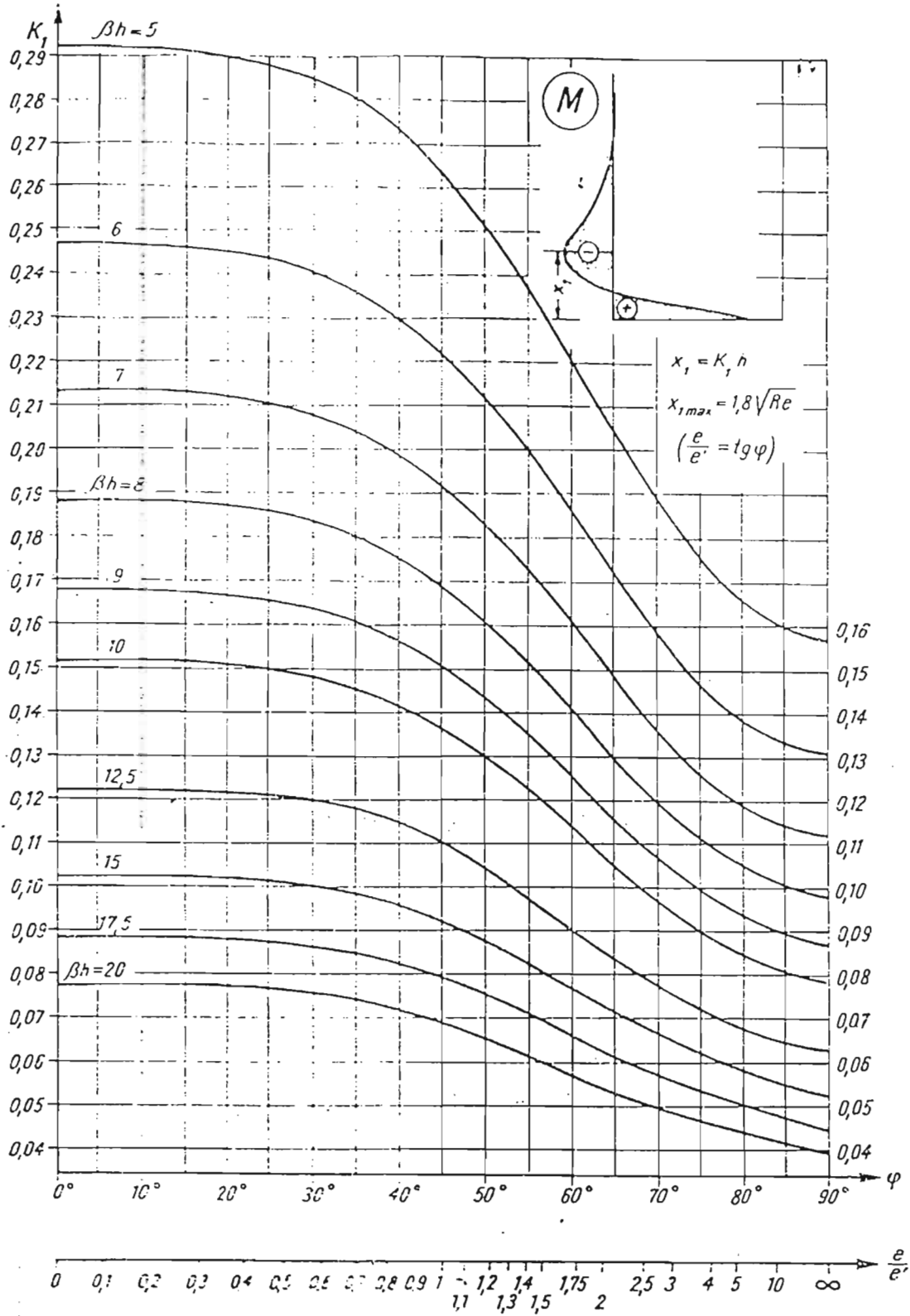


FIG. 5. — Abaque pour le calcul de l'abscisse du moment fléchissant nul.



du moment fléchissant négatif maximum.

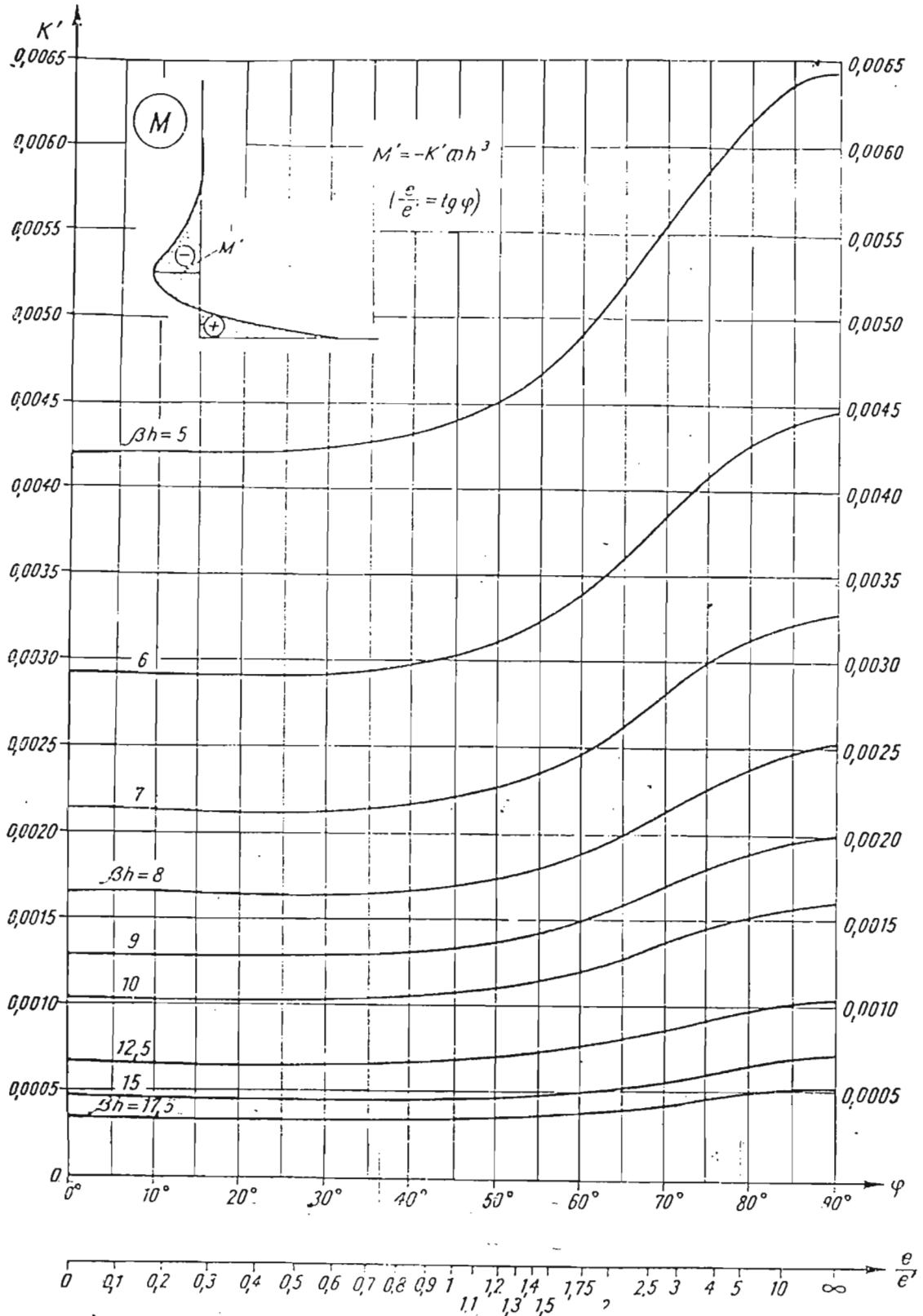


FIG. 7. — Abaque pour le calcul du moment fléchissant négatif maximum.

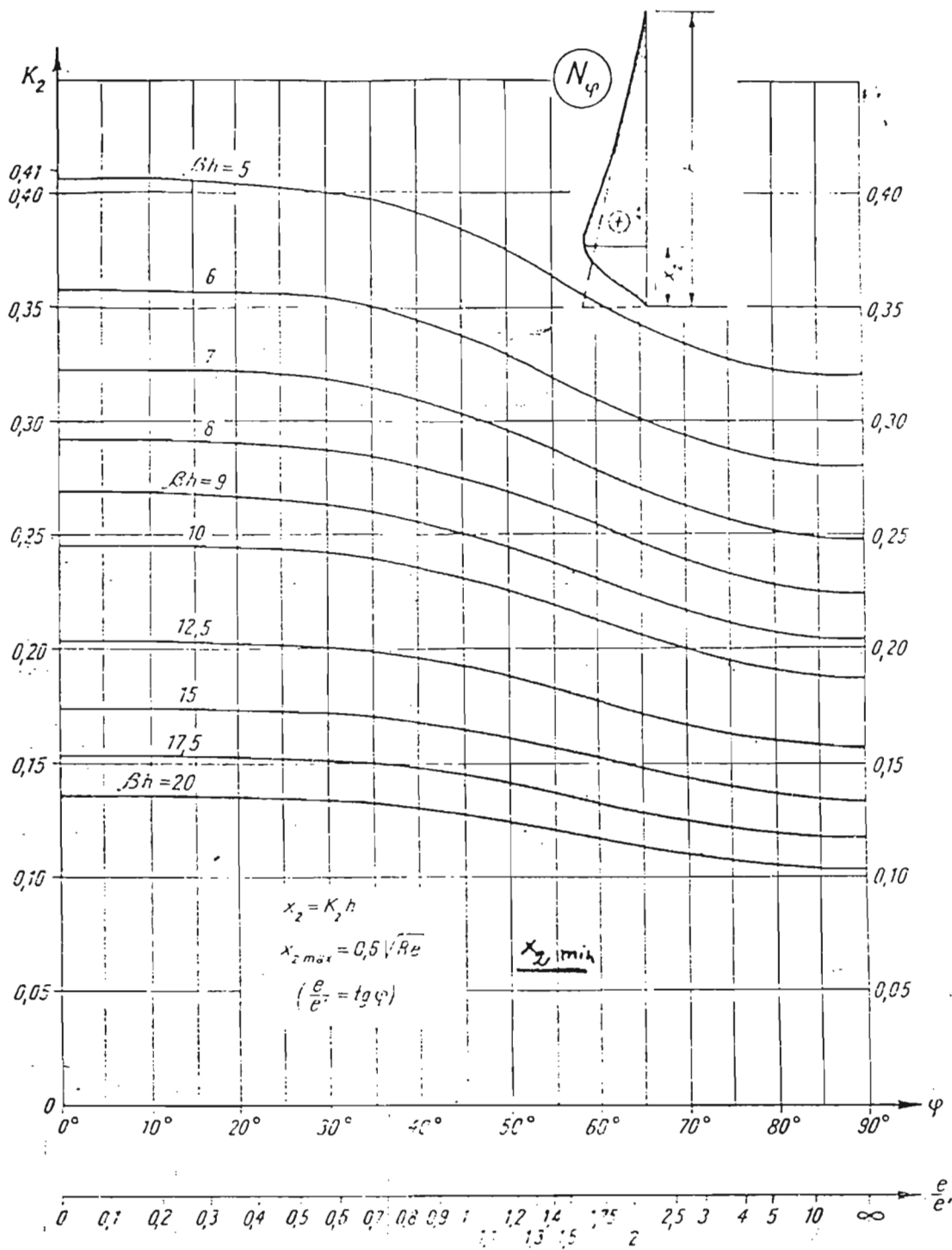


Fig. 8. Abaque pour le calcul de l'abscisse de l'effet maximum suivant les cerces.

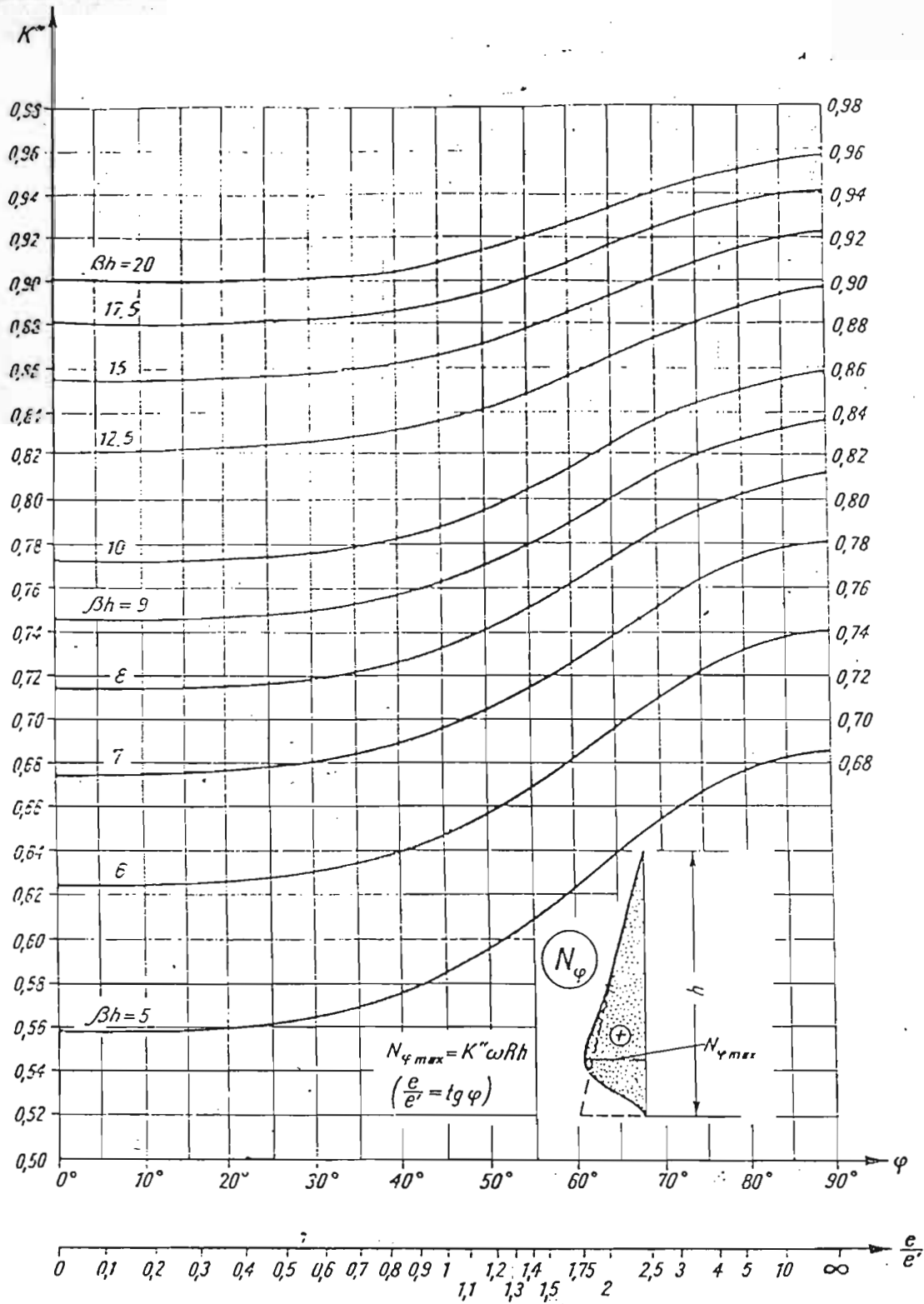


Fig. 9. ... Abaque pour le calcul de l'effort maximum suivant les cerces.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Marc SALIN, Béchir SELMI. Guide technique de l'assainissement. Paris, Le Moniteur, 1995.
- [2] : Société d'aménagement de la petite côte. Cahier des prescriptions techniques, infrastructures de la station de Saly sud.
- [3] : Mamadou Lamine DIEDHIOU. Gestion des eaux usées domestiques dans les pays en voie de développement, évaluation de quatre expériences menées au Sénégal. Fondation universitaire Luxembourgeoise, 2001-2002.
- [4] : Djibril NIASSE. Epuration des eaux usées du campus de l'EPT, projet de fin d'études, EPT, 1984.
- [5] : Bécaye Sidy DIOP. Les écosystèmes aquatiques et semi-aquatiques dans l'épuration des eaux usées domestiques et urbaines par mosaïques hiérarchisées d'écosystèmes artificiels en Afrique tropicale sèche, thèse pour l'obtention du grade de docteur en 3ème cycle en science de l'environnement, octobre 2002.
- [6] : F. EDELINE. L'épuration biologique des eaux résiduaires : Théorie et technologie. Paris, Lavoisier, 1988.
- [7] : J.P- BECHAC , P. BOUTIN , B. MERCIER , P. NUER. Traitement des eaux usées. Paris, Eyrolles, 1984.
- [8] : Cheikh TOURE. Station d'épuration des eaux usées. EPFL, Suisse, 1982.
- [9] : METCALF and EDDY, Inc. Revised by George Tchobanoglous Franklin L. Buston. Wastewater Engineering-Treatment, Disposal, and Reuse. United States of America, Mc Graw-Hill, Inc. III title, IV series 1991.1334 p.
- [10] : W. WESLEY ECKENFELDER, Jr. Water Quality Engineering. New York, Barnes and Noble, Inc., 1970, 328 p.
- [11] : J. BENIEST, et al. Guide pratique du maraîchage au Sénégal. Dakar: ISRA/Centre pour le développement de l'horticulture (coll. Cahiers d'information n°1), 1987; 144p
- [12] : M. HANGAN et M. Mircea SOARE. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics : calcul rapide des réservoirs cylindriques. Série : Théorie et méthodes de calcul, mars-avril 1959. Deuxième année.
- [13] : J.P. MOUGIN. Calcul de béton armé BAEL 91 : calcul des éléments simples et de structures de bâtiments. Paris, Eyrolles, 1992.