

Ecole Inter - Etats d'Ingénieurs de l'Équipement Rural

E.I.E.R.



Département Infrastructures, Énergie et Génie Sanitaire

I.E.G.S.

FORMATION INITIALE : 2^{ÈME} ANNEE

Année académique 2001 / 2002

Cours d'Assainissement :
**Volet : Collecte, Évacuation et
Traitement des Eaux usées**

2ème DRAFT (Mars 2002)

E. I. E. R.
Enregistré à l'Arrivée 19 MAR 2003 s/n 6458

6458

Par Joseph WETHE

Enseignant d'Assainissement

SOMMAIRE

Objectif général et contenu du cours	4
1^{ère} PARTIE : COLLECTE ET EVACUATION DES EAUX USEES URBAINES.....	5
Chapitre I : GENERALITES SUR LA COLLECTE DES EAUX USEES.....	6
I.1/- Bref aperçu sur les eaux usées urbaines	6
I.1.1/- Définition et Composition des eaux usées urbaines	6
I.1.2/- Caractérisation des eaux usées.....	9
I.1.3/- Généralités sur les types de pollution par les eaux usées urbaines	10
I.2/- Systèmes fondamentaux d'évacuation des eaux usées	12
I.2.1/- Schémas types des réseaux d'évacuation des eaux usées.....	13
I.2.2/- Typologie des réseaux d'assainissement.....	15
I.3/- Principaux éléments constitutifs d'un réseau de collecte des eaux usées	16
Chapitre II : DIMENSIONNEMENT ET EXPLOITATION DES RESEAUX DE COLLECTE DES EAUX USEES	23
II.1/- Définitions préliminaires	23
II.2/- Aspects généraux du dimensionnement des réseaux d'eaux usées.....	24
II.2.1/- Etapes méthodologiques	26
II.2.2/- Autres considérations	31
II.3/- Exécution des ouvrages de collecte des eaux usées.....	32
II.3.1/- Préparation du chantier	32
II.3.2/- Etapes méthodologiques d'exécution des ouvrages de collecte	33
II.3.3/- Quelques problèmes techniques affectant les réseaux de collecte	35
II.4/- Exploitation et entretien des réseaux d'eaux usées	39
II.4.1/- Le diagnostic du système	40
II.4.2/- Les interventions après diagnostic.....	41
II.4.3/- Quelques opérations de réhabilitation des réseaux	43
2^{ème} PARTIE : OUVRAGES DE TRAITEMENT COLLECTIF DES EAUX USEES.....	46
CHAPITRE III : STATIONS D'EPURATION CLASSIQUES	47
III.1/- Types de traitement dans une station d'épuration.....	47
III.2/- Quelques stations classiques répandues en Afrique Subsaharienne	48
III.2.1/- Procédés à bactéries fixes.....	48
III.2.2/- Procédé par boues activées	49
III.3/- Dimensionnement des stations classiques : Cas des boues activées	52
III.3.1/- Dimensionnement des ouvrages de prétraitement	52
III.3.2/- Dimensionnement des ouvrages de traitement.....	54

CHAPITRE IV : STATIONS EXTENSIVES OU RUSTIQUES : CAS DU LAGUNAGE	57
IV.1/- Les bassins de stabilisation	57
IV.1.1/- Bassin anaérobie.....	57
IV.1.2/- Bassin facultatif	57
IV.1.3/- Bassin de maturation.....	58
IV.2/- Principes de dimensionnement des bassins de stabilisation	59
IV.3.1/- Paramètres de dimensionnement.....	60
IV.3.2/- Dimensionnement des bassins de stabilisation	60
IV.3/- Dispositions constructives.....	62
IV.4/- Opérations d'entretien des stations naturelles.....	62
IV.5/- Critères de choix des sites des stations naturelles	63
Chapitre V/- TRAITEMENT DES BOUES D'EXTRACTION ISSUES DES STEP.....	64
V.1/- Stabilisation des boues.....	65
V.2/- Epaissement et la déshydratation des boues.....	65
3^{ème} PARTIE : OUVRAGES D'ASSAINISSEMENT AUTONOME	
EN AFRIQUE SUBSAHARIENNE.....	68
INTRODUCTION GENERALE.....	69
Chapitre VI : FOSSES SEPTIQUES.....	69
VI.1/- Critères d'aptitude du sol à l'assainissement autonome	70
VI.2/- Disposition constructive des fosses septiques.....	70
VI.2.1/- Dispositif principal.....	70
VI.2.2/- Dispositif annexes des fosses septiques	71
VI.3/- Dimensionnement des fosses septiques	72
VI.4/- Evacuation des effluents après la fosse septique.....	73
VI.5/- Mise en place et l'exploitation des fosses septiques.....	74
Chapitre VII : LES OUVRAGES D'ASSAINISSEMENT A FABLE COUT.....	75
VII.1/- Analyse comparative des principaux systèmes autonomes à faible coût.....	75
VII.2/- Paramètres de dimensionnement des volumes des fosses.....	76
VII.2.1/- cas des Latrines a Fosses ventilées (VIP).....	76
VII.2.2/- Toilettes à chasse d'eau (TCM).....	77
BIBLIOGRAPHIE.....	79
ANNEXES	81

OBJECTIF GENERAL ET CONTENU DU COURS

L'objectif général de ce cours, dispensé aux étudiants du cycle Post-Universitaire, comporte deux volets fondamentaux :

- familiariser les étudiants aux différentes méthodes de gestion des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées urbaines ;
- leur offrir les outils méthodologiques indispensables pour l'identification des projets et programmes d'assainissement et l'élaboration des plans et schémas directeurs d'assainissement.

Le déroulement du cours se fera de la manière suivante :

Désignation	Durée	Matériel nécessaire
1. Cours théoriques ET Travaux Dirigés	30 Heures	<ul style="list-style-type: none">• DRAFT de Mr Joseph WETHE
2. Sorties de terrain	1/2 jour	<ul style="list-style-type: none">• Réseaux de collecte de l'EIER et de la ville de Ouagadougou

1^{ère} PARTIE :

**COLLECTE ET EVACUATION DES EAUX USEES
URBAINES**

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LA COLLECTE DES EAUX USEES

La collecte des eaux usées fait partie intégrante de l'une des priorités fondamentales de l'assainissement de l'établissement humain considéré. Une collecte efficace est celle qui, en évacuant les eaux usées loin des habitations, des installations socio-économiques et culturelles, limite au maximum les risques immédiats ou différés des nuisances sur l'homme, sur son cadre de vie et sur l'environnement qui l'entoure.

Au bout de la collecte se situe le traitement des eaux usées qui constitue le second objectif fondamental de l'assainissement. Les eaux usées ne doivent en effet être rejetées dans le milieu récepteur que si leurs caractéristiques finales sont compatibles d'une part, avec les exigences de santé publique et de préservation de l'environnement, et d'autre part, avec les capacités auto-épuratrices de ce milieu récepteur.

Dans une localité donnée, la réalisation des ouvrages de collecte des eaux usées se fera progressivement en fonction des objectifs assignés et du rythme de croissance et d'extension spatiale de l'agglomération considérée. Elle sera également envisageable dans cette localité en fonction de la demande réellement exprimée et des moyens technico-financiers disponibles.

I.1/- BREF APERCU SUR LES EAUX USEES URBAINES

I.1.1/- Définition et Composition des eaux usées urbaines

Les eaux usées urbaines sont des eaux résiduaires constituées des eaux usées domestiques, des eaux usées industrielles, des eaux usées agricoles et des eaux pluviales ou de ruissellement (qui en sont les plus abondantes). Ces différents types diffèrent entre eux sur le double plan qualitatif et quantitatif.

A- les eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques sont composées des eaux vannes et des eaux ménagères. Les eaux vannes représentent 1/3 du volume total des eaux usées domestiques. Dans les villes d'Afrique Subsaharienne, elles représentent en moyenne 20 à 50 litres par habitant et par jour. Les eaux vannes sont composées de 70 à 80% d'eau, de matières fécales et d'urines. Les eaux ménagères font environ 2/3 du volume total des eaux usées domestiques. Elles représentent près de 80% de la consommation totale journalière d'eau par habitant.

Les eaux usées domestiques contiennent les matières organiques et minérales solubles, colloïdales et en suspension. Ces charges polluantes, qui varient en fonction du temps et du niveau de vie des habitants, se présentent sous trois formes, à savoir :

- les matières en suspension décantables en 02 heures,
- les matières en suspensions non décantables en 02 heures en raison de leur granulométrie fine, de leur faible densité ou encore de leur état colloïdal,
- les matières dissoutes.

Les eaux usées domestiques contiennent également des germes pathogènes issus des matières fécales, une forte population microbienne, des désinfectants et parfois accidentellement des hydrocarbures principaux inhibiteurs biologiques. Les bases du dimensionnement et de conception des ouvrages du réseau de collecte des eaux usées domestiques recommandent de bien connaître au départ tous les paramètres caractéristiques des eaux à transporter.

La connaissance des quantités d'eaux usées domestiques produites dans une agglomération donnée reste approximative dans la plupart des pays africains. Cependant, on peut s'appuyer sur les quantités d'eaux potables distribuées ou consommées. Il est de plus en plus établi que les quantités d'eaux usées rejetées sont en rapport étroit avec l'eau consommée dans un ménage. Le régime hydraulique des eaux usées rejetées suit alors la même allure que celui de l'eau distribuée ou consommée, qui dépend en outre du niveau socio-économique du ménage considéré, de l'îlot, du tissu urbain et de la ville tout entière. En fonction du rythme des activités socio-économiques et des habitudes journalières des habitants (*lever, heures de toilette, de cuisson, de repas, de coucher, etc.*), on note une variation de ce régime dans le temps et l'espace. C'est pour cette raison que dans le cadre des projets d'assainissement, il est courant de définir le coefficient de pointe¹ (*horaire, journalier ou annuel*) pour tenir compte de ces fluctuations.

B- les eaux usées industrielles

La variabilité et l'extrême diversité des eaux usées industrielles rendent difficile et parfois illusoire tout souci d'en établir un profil type. Toutefois, on a pu relever quelques caractéristiques propres à certaines eaux usées industrielles en fonction des branches d'activités dans le secteur.

- les effluents à charge minérale dominante proviennent des exploitations minières, des industries de transformation des mines et des carrières ; ces effluents sont chargés en MES et leur pH s'écarte généralement de la neutralité ;
- les effluents à charge organique dominante sont issus des industries agro-alimentaires ; ces effluents sont biodégradables ;
- les effluents chauds proviennent des centrales thermiques, tandis que les effluents toxiques et dangereux sont rejetés principalement par les industries chimiques, électroniques,

¹ le coefficient de pointe horaire est défini comme étant le débit horaire maximum rapporté au débit moyen journalier.

électriques et électrotechniques, les industries métallurgiques, les industries d'hydrocarbures, les industries du textile.

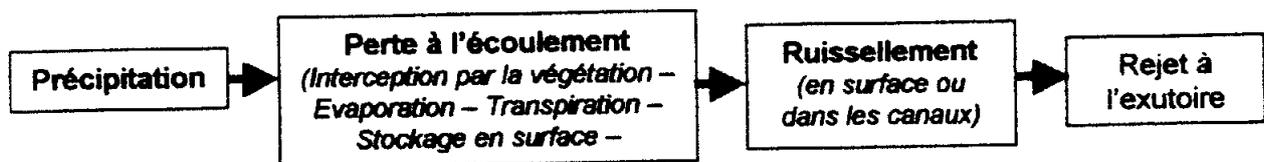
Les substances contenues dans les eaux usées industrielles peuvent être acides, alcalins, corrosifs ou entartrants. Elles peuvent également être de températures très élevées, odorantes ou colorées. Ces effluents inhibent durablement le processus épuratoire des stations d'épuration. C'est pour cette raison qu'il doit être exigé aux industries de pré-traiter leurs effluents avant tout rejet dans les réseaux global de collecte.

C- les eaux usées agricoles,

En Afrique, les eaux usées agricoles proviennent d'une part des établissements zootechniques et d'autre part de l'agriculture intra et périurbaine très pratiquées dans les bas fonds marécageux, dans les espaces libres ou en périphérie urbaine avec dans certains cas l'utilisation d'engrais chimiques et de pesticides. Ces eaux sont en général confondues aux eaux de ruissellement et d'infiltration qui transportent pendant l'écoulement des quantités importantes d'azote et des résidus de pesticides.

D- les eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux des pluies, les eaux de lavage des rues, des jardins et parkings publics, et les eaux de drainage des sols. Les précipitations qui tombent sur une surface donnée suivent le cheminement ci-dessous :



Une pluie est caractérisée par la hauteur des précipitations, sa durée, son intensité moyenne et sa répartition spatio-temporelle. Les quantités d'eaux de pluie à collecter dépendent de la pluviométrie locale et du degré d'urbanisation caractérisant le taux d'imperméabilisation. Encore considérées, il n'y a pas longtemps, comme étant pures avec des vertus cosmétiques, les eaux de pluies deviennent à cause des actions humaines de plus en plus polluées (*pluies acides*). En précipitant, elles transportent en effet les polluants atmosphériques (SO_2 , NO_x , poussières toxiques); en ruisselant sur les espaces urbains imperméables et dans les champs agropastoraux, elles se mélangent à certaines eaux résiduares polluées, lessivent et transportent des polluants parfois dangereux (*bitumes, hydrocarbures, dégradation des pneus, excréments d'animaux, déchets solides municipaux, etc.*). Tout ceci participe de la contamination permanente des eaux superficielles et souterraines.

Valiron François (in[VALIRON, 94]), présentait déjà en 1994 quelques valeurs approximatives annuelles des apports polluants des eaux pluviales dans le cas des réseaux séparatifs en France :

- 90 kg DBO₅/ha imperméabilisé,
- 665 kg de MES/ha imperméabilisé,
- 1 kg de Pb/ha imperméabilisé.
- 630 kg de DCO/ha imperméabilisé,
- 15 kg d'hydrocarbure (HC)/ha imperméabilisé,

Les caractéristiques des eaux pluviales diffèrent de celles des eaux usées domestiques par leurs caractères aléatoires, par la variabilité de la teneur en matières polluantes, par la présence en quantités importantes d'éléments inertes, par le taux élevé des métaux lourds et des hydrocarbures, et par leur faible biodégradabilité (*le rapport DCO/DBO₅ étant supérieur à 5*).

Dans le cadre de ce cours, nous ne nous intéresserons qu'aux eaux usées domestiques et industrielles.

I.1.2/- Caractérisation des eaux usées

Les principaux paramètres caractéristiques des eaux usées urbaines peuvent être regroupés en quatre grandes classes qui sont, [RADOUX, 1995] :

A- Les paramètres physiques : ce sont,

- la température (°C), dont les valeurs favorables au milieu aquatique varient entre 10 et 25°C ;
- la conductivité électrique (*C en $\mu S/cm$, entre 20 et 25°C*), qui mesure la facilité de l'eau à conduire un courant électrique dû à la présence des sels dissous (Ca_2^+ , Mg_2^+ , K^+ , Na^+ , Cl^- , NO_3^-) ;
- le pH, dont les valeurs favorables aux micro-organismes épurateurs sont entre 6,5 et 8 ;
- les matières en suspension (*MES, en mg/l de matières sèches insolubles*).

B- Les paramètres chimiques organiques : il s'agit de,

- la Demande Chimique en Oxygène (*DCO en mg/l*) qui caractérise la quantité d'oxygène dissous nécessaire pour oxyder par voie chimique certaines substances oxydables sans intervention d'êtres vivants ;
- la Demande Biologique en Oxygène après 5 jours à 20°C (*DBO₅ en mg/l*), qui exprime la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder par voie biologique les matières organiques de l'eau avec l'aide des bactéries à 20°C ; au-delà de 5 jours, le processus de nitrification aérobie commence.
- la Demande Totale en Oxygène (DTO), qui caractérise la quantité d'oxygène consommée par des composés dissous dans l'eau lors de la combustion à 900°C en présence d'un excès d'oxygène et d'un catalyseur ; sa détermination est cependant coûteuse.

Il existe une relation entre DCO et DBO₅ : si DBO₂₁ = DCO alors, toutes les matières organiques de l'eau sont biodégradables. Le tableau ci-dessous présente, en fonction du rapport DCO/DBO₅, une classification des eaux et le degré de traitement biologique requis.

Tableau 1 : Type de traitement des eaux usées selon le rapport DCO/DBO₅. [RADOUX, 1995]

DCO/DBO ₅	Classification sommaire	Degré de traitement biologique
1,5 – 1,66	Eaux vannes	Très facile
2,5	Eaux urbaines	facile
2 – 3	Eaux industrielles	facile
3-5	Effluents des stations d'épuration	susceptible après adaptation
>5	-	difficile car effluents toxiques

C- Les paramètres chimiques minéraux ci-dessous entrent dans cette catégorie,

- l'azote (*N, mg/l*) peut exister sous forme minérale ou organique ;
- le phosphore (*P, mg/l*), constitue un facteur de croissance des organismes photosynthétiques.

D- Les paramètres biologiques : il s'agit,

- des bactéries (*coliformes fécaux, streptocoques fécaux et coliformes totaux*), principaux indicateurs de contamination fécale et causes primaires de la pollution d'origine cutanée et respiratoire ;
- des virus, qui ne sont connus qu'à partir d'une cellule hôte favorable à leurs reproductions ; ils polluent durablement l'eau et affectent la santé humaine ;
- des microflores et microfaunes aquatiques dont l'inventaire est très coûteux ; en outre, les résultats de cet inventaire sont généralement difficiles à interpréter. [RADOUX, 1995].

Les paramètres (physique, chimique organique, chimique minéral, et biologique) ci-dessus énumérés sont, en général, exprimés en Equivalent-habitants (*Eq-H*) pour homogénéiser la charge moyenne rejetée par jour et par habitant. Leur évaluation détermine le degré de pollution potentielle ou réelle du milieu récepteur par l'ensemble des eaux usées urbaines.

1.1.3/- Généralités sur les types de pollution par les eaux usées urbaines

A/- Les mécanismes de pollutions

Les eaux usées urbaines contiennent des substances dangereuses qui se présentent sous forme dissoute ou particulaire. Ces substances polluent le milieu aquatique selon un mécanismes :

- de transfert vertical, lié à la perméabilité du sol ; sa prise en compte est complexe du fait de l'extrême variabilité et l'hétérogénéité des sols ;
- de transfert latéral, lors du ruissellement et de l'érosion dans le bassin versant considéré.

En général, on en distingue deux formes de pollution du milieu récepteur :

1. la pollution ponctuelle, qui se limite à ce qui est observé, mesuré par des enquêtes ou par des prélèvements directs in situ analysés en laboratoire ; les sources de pollution ponctuelle émettent des micro-polluants localisables et donc facilement maîtrisables ;
2. la pollution diffuse, représente tout ce qui est inconnu (*fuite en réseau, eaux parasites, etc.*), les micro-polluants (*riches en sédiments*) drainés lors des pluies dans le réseau hydrographique. Les imprécisions de repérage des points d'entrées en réseau des sources de pollution diffuse rendent difficile tout échantillonnage à la base et donc l'application des normes.

La pollution par les métaux lourds est la plus préoccupante. Les plus courants sont, les oligo-éléments indispensables à faible dose (*cuivre, zinc, manganèse*), les éléments dangereux (*cadmium, mercure, plomb, chrome*) et les métalloïdes redoutés (*arsenic, étain, antimoine*)².

Le degré de pollution est défini en fonction des paramètres de pollution rencontrés dans les eaux usées. C'est ainsi que :

1. la **pollution « primaire »** est caractérisée par les paramètres physiques explicités par des valeurs hors normes de la température, la conductivité, le pH et les MES ;
2. la **pollution « secondaire »** est atteinte lors qu'on rencontre dans les eaux usées les substances chimiques organiques tels que la DBO5, la DCO ou la DTO, en des proportions relativement importantes ;
3. la **pollution « tertiaire »** est due aux substances chimiques minérales comme l'azote et le phosphore, et constitue la principale cause des phénomènes d'eutrophisation ou d'eutrophication ;
4. la **pollution « quaternaire »** est définie par la présence des paramètres biologiques tels que les bactéries, les virus, etc.

B/- Les mécanismes de protection des ressources en eau disponibles

Face aux différentes pollutions du cadre de vie et de l'environnement en général, il a été adopté dans plusieurs pays, et notamment ceux du Nord des mécanismes de protection des ressources en eau disponibles. Cette protection concerne l'ensemble des actions légales qui doivent être entreprises pour réduire ou éliminer totalement tout risque de pollution et de surexploitation de la ressource. En Belgique, par exemple, il est prévu trois zones de protection des ressources en eau.[RADOUX, 1995].

1. la zone de prise d'eau (Zone I), où sont installés les ouvrages de prise d'eau potabilisable ; toutes activités y sont formellement interdites ; elle fait partie de la Zone II, ci-dessous.

² FLORES VELEZ et al, Transfert du cuivre dans les sols de vignobles, dans [LE COZ et al, 1996].

2. la zone de prévention (Zone II), où le captage peut être atteint par tout polluant sans qu'il ne soit dégradé ou dissous de façon suffisante : le stockage de produits dangereux et les décharges sont interdits, le reste des activités étant réglementé.
3. la zone de surveillance (Zone III), comprenant le bassin d'alimentation et le bassin hydrogéologique susceptibles d'alimenter une zone de prise d'eau existante ou éventuelle. Dans ces zones, toutes les activités doivent être réglementées.

La zone II, comprend deux classes. La zone de prévention rapprochée (Zone IIa), est une zone tampon de 25m permettant un arrêt de captage en moins de 24h en cas de pollution. La zone de prévention éloignée (Zone IIb), est l'extension de la zone d'appel due au rabattement de la nappe, la distance équivalant à un transport d'eau au captage en 50 jours ou bien les distances adoptées (de 100m, 200m ou 1.000m respectivement pour les aquifères sableux, graveleux ou fissurés), faute de données hydrogéologiques.

C/- Les conséquences de la pollution des ressources en eau par les eaux usées urbaines

Les eaux usées, de part leur pollution élevée, ont des impacts négatifs, immédiats (à court terme) ou différés (à long terme), sur la santé publique, le cadre de vie et l'environnement, lorsqu'elles ne sont pas traitées convenablement avant d'être rejetées dans le milieu récepteur.

Les effets immédiats sont entre autres, l'envasement des cours d'eau du fait de forte turbidité due aux matières en suspension et la consommation accrue de l'oxygène dissout par la matière organique supplémentaire et abondante. Cette situation entraîne l'eutrophisation et la décomposition incomplète de la matière organique (d'où la prolifération des algues, les modifications de la flore aquatique, etc.). Les impacts visuels et olfactifs qui en découlent sont dus à la présence d'éléments flottants et le dégagement des odeurs nauséabondes.

Les effets différés sont le fait des polluants susceptibles de s'accumuler dans la faune et la flore et dans la chaîne alimentaire. Il s'agit essentiellement des métaux lourds et des hydrocarbures, qui sont des polluants particulièrement conservatifs qui durent dans le milieu récepteur. Il en résulte la contamination et la déoxygénation des sédiments, la baisse de la production des espèces aquatiques, les troubles du comportement des espèces, les risques d'asphyxie, la limitation des échanges respiratoires, etc.

I.2/- LES SYSTEMES FONDAMENTAUX D'EVACUATION DES EAUX USEES

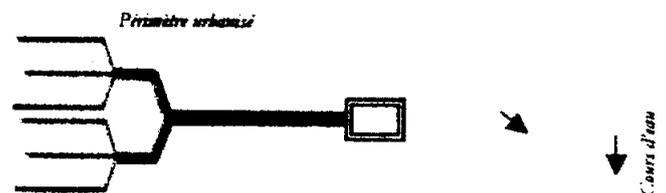
L'assainissement est un problème fort complexe en Afrique Subsaharienne. En effet, dans cette partie du monde, les villes évoluent à une vitesse quasi exponentielle sans que les structures chargées de leur gestion ne disposent de moyens et d'outils nécessaires et appropriés pour en

assurer la maîtrise. La multiplicité des tissus urbains existants ne permet pas en outre de définir le profil type d'un schéma d'assainissement. Le schéma général de l'assainissement des eaux usées urbaines présente en Afrique Subsaharienne deux volets fondamentaux, à savoir, le système individuel et le système collectif liés à la typologie de l'habitat rencontrée.

Le système d'assainissement individuel (composé des latrines plus ou moins améliorée et des fosses septiques) est prépondérant à cause de l'importance des tissus urbains spontanés et de moyen standing qui concentrent à eux seuls plus de 80% de l'effectif total des citoyens. Cependant, dans certaines villes africaines (Abidjan, Dakar, Douala, Nouakchott, Ouagadougou, Yaoundé, etc.), on rencontre des zones (appartenant à la catégorie des villes administrées ou planifiées) où l'Etat et les municipalités ont mis en place des systèmes collectifs d'assainissement des eaux usées urbaines équipés en aval de stations d'épuration. Dans le cadre de ce cours, seul le système collectif, composé de canalisations, d'ouvrages spéciaux et d'ouvrages annexes relatifs à la collecte des eaux usées sera développé. Ce système est appelé à remplir une fonction essentielle : évacuer les eaux usées vers les stations d'épuration.

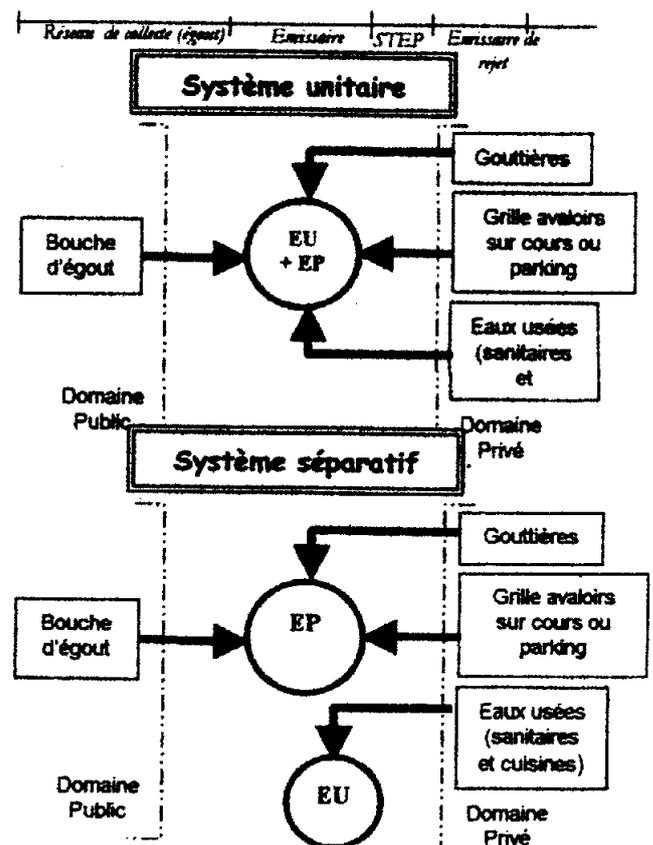
1.2.1/- Schémas types des réseaux d'évacuation des eaux usées

Dans un établissement humain donné, doté d'un système d'assainissement collectif, les eaux usées urbaines suivent le cheminement global schématisé comme suit :



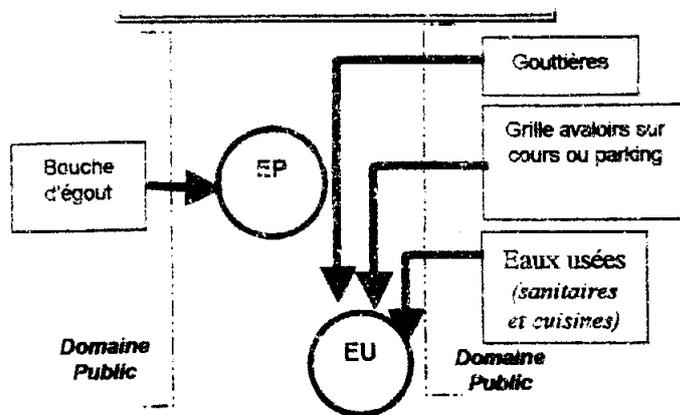
Les schémas types de réseaux d'évacuation des eaux usées sont les suivants :

1. **le système unitaire** : il s'agit d'un système simple correspondant au principe ancien du « tout à l'égout » ; il comporte une canalisation unique et importante pour évacuer simultanément les eaux usées et les eaux pluviales ;
2. **le système séparatif** : ce système est composé de deux types de canalisation dont l'une (un peu plus grande) est destinée à recevoir les eaux pluviales et le seconde (un peu plus réduite) pour collecter les eaux usées ; les deux réseaux peuvent suivre le même tracé pour se rendre à la station d'épuration ; ces deux réseaux peuvent également suivre des



tracés différents quand les eaux pluviales se rejettent directement dans un cours d'eau proche sans passer dans la station d'épuration.

3. **le système pseudo séparatif** : il s'agit d'une combinaison (+/- prononcée) des deux types précédents dans lequel les eaux pluviales des habitations et des cours riveraines sont envoyées vers le réseau d'eaux usées.



Il existe également d'autres systèmes mixtes plus sophistiqués : les systèmes en dépression (ou sous vide, permettant entre autres de protéger la nappe d'eau souterraine) et les systèmes sous pression (ou à charge, qui permet d'éviter les sur-profondeurs et les problèmes de pente).

Trois raisons fondamentales militent en faveur de la séparation stricte des réseaux d'eaux usées et des réseaux d'eaux pluviales :

- les eaux pluviales ne sont polluées que par le sol sur lequel elles ruissellent et le plus souvent leur épuration est inutile ;
- l'abondance relative des débits dus aux fortes pluies, phénomènes essentiellement aléatoires donc difficilement maîtrisables.
- La topographie locale qui peut imposer aux réseaux d'eaux usées un trajet relativement complexe pour atteindre un point unique d'épuration, alors que les eaux pluviales peuvent être rejetées en plusieurs points différents de manière à réduire le coût de l'assainissement.

Tableau 2 : Analyse comparative des principaux systèmes d'évacuation des eaux usées

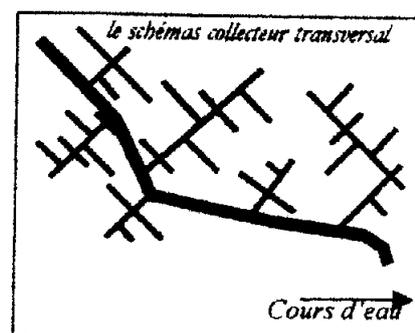
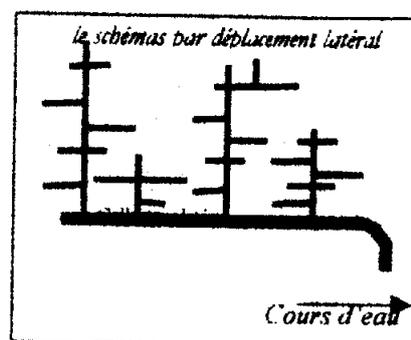
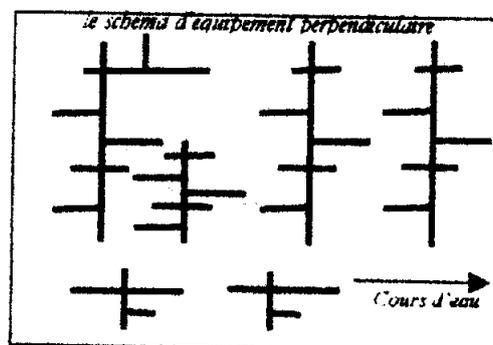
Type de système	Avantages	Inconvénients
Système unitaire	- exigence d'une canalisation unique	- faible vitesse d'écoulement par temps sec, médiocrité d'autocurage du réseau et risques de dépôts solides dans le réseau ; - exigence du curage périodique du réseau avec du matériel spécialisé ; - faiblesse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

Le réseau d'eaux pluviales est destiné à absorber les pointes de ruissellement. Il est conçu pour déverser les effluents dans les cours d'eau proches en suivant les lignes des plus grandes pentes. A cause du caractère aléatoire et l'importance des eaux qui précipitent et ruissent, les dimensions des réseaux d'eaux pluviales sont importantes. Les réseaux d'eaux usées sont prévus pour transiter les effluents jusqu'aux stations d'épuration, quelles que soient les distances à parcourir. A cause de la régularité des débits de pointe, les dimensions des réseaux d'eaux usées sont petites.

1.2.2/- Typologie des réseaux d'assainissement

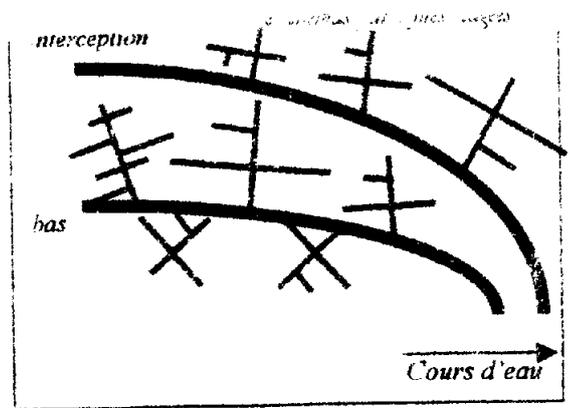
La collecte des eaux usées vers les stations d'épuration ou un point de rejet s'effectue essentiellement par un réseau confluent (réseau ramifié) ne laissant à chaque débit qu'un seul trajet possible. Un des inconvénients de ce type de réseau, fortement tributaire du relief et de la densité de la voirie, est que la mise hors service d'une branche du réseau oblige d'isoler tout ce qui se trouve en amont de l'avarie. Selon la topographie du site on distingue plusieurs types de réseaux. La littérature les regroupe en six ensembles qui sont les suivants :

- 1- **le réseau perpendiculaire**, constitué d'une succession de collecteurs maintenus perpendiculaires à la rivière ; il représente le prototype même des réseaux d'eaux pluviales en système séparatif. Il ne permet pas de concentrer les eaux usées vers un point unique d'épuration. Le même schéma est adaptable aux réseaux unitaires si aucun traitement n'est nécessaire. Il est économique si la pente du terrain vers la rivière est faible.
- 2- **le schémas par Collecteur latéral ou parallèle au cours d'eau** : ce schéma résulte de la transformation du précédent. Il permet de transporter parallèlement au cours d'eau, les effluents en aval de l'agglomération vers un point unique de traitement. L'inconvénient majeur demeure la nécessité d'installer des stations de relèvement pour résoudre le problème d'insuffisance de pente du collecteur.
- 3- **le schéma à collecteur transversal ou oblique** : il permet, plus que le précédent, de transporter facilement les effluents en aval de l'agglomération. Il élimine le problème de faible pente du collecteur et offre une bonne évacuation gravitaire des effluents.



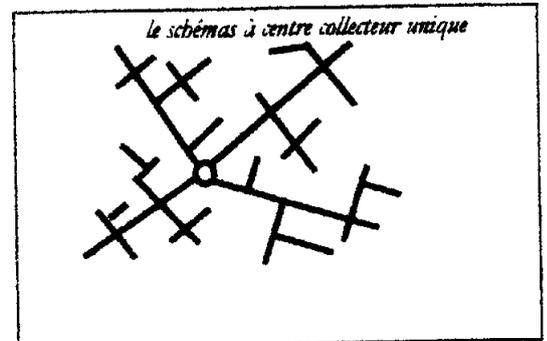
4- le schéma par Collecteurs étagés ou intercepteurs :

ce schéma constitue la réplique du schéma par déplacement latéral superposé au schéma à collecteur oblique, avec cependant une multiplication des collecteurs longitudinaux. Le collecteur du haut (encore appelé collecteur d'interception) permet de décharger le collecteur du bas des apports en provenance des bassins dominants de la vallée située en haut de l'agglomération. Il est adapté pour des zones de faible pente et les agglomérations relativement étendues le long de la rivière. Il n'est pas économique, en ce qu'il multiplie les points de traitement des eaux usées.



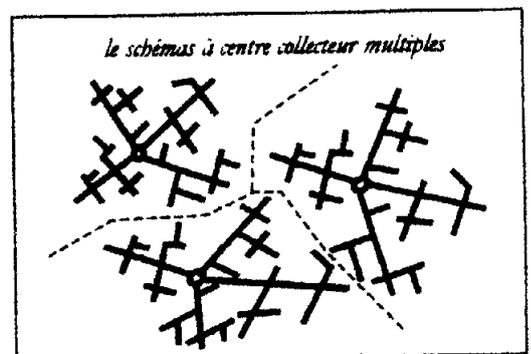
5- le schéma à Centre Collecteur unique ou éventails :

ce schéma à collecteur radiale convient pour les zones relativement plates (plaine, plateaux). Il permet de concentrer les effluents en un seul point où ils seront relevés par pompage (écoulement à charge) pour être évacués vers un exutoire adapté. Le rayon d'influence est relativement faible (quelques hectomètres).



6- le schéma à Centres collecteurs multiples ou schéma d'équipement radial :

ce schéma constitue une multiplication du schéma précédant à la seule différence qu'il permet de concentrer les effluents en plusieurs points où ils seront relevés pour être évacués vers un exutoire éloigné de l'agglomération. Il est nécessaire pour les villes très étendues sur une plaine horizontale. Il est onéreux en investissements comme en exploitation.



1.3/- PRINCIPAUX ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN RESEAU D'EAUX USEES

Un réseau d'évacuation des eaux usées est un ensemble complexe de canalisations et d'ouvrages destinés aux opérations suivantes : collecte et transport des effluents, admission et relevage des eaux dans les stations de pompage, régulation hydrauliques, débouchés dans le milieu naturel, mesures diverses, etc. Ces éléments peuvent être classés en deux catégories, à savoir, *les ouvrages principaux et les ouvrages secondaires ou annexes*. Les critères de choix de ces éléments sont nombreux et on peut en retenir entre autres :

- la tenue mécanique, identifiable à l'aide des tests de pression verticale due aux remblais et aux charges d'exploitations éventuelles (*charges roulante, charges permanentes de surface, charges exceptionnelles de chantier, etc.*), de pression horizontale induite par la charge verticale, de

pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique, du poids propre du tuyau et celui de l'eau véhiculée, etc.

- la tenue à l'agressivité chimique intérieure et extérieure et la capacité hydraulique ;
- le comportement au regard de l'environnement géologique et de l'évaluation des risques géotechniques,
- les facilités d'exécution, d'exploitation, d'accessibilité et de raccordement,
- les coûts d'investissement et de fonctionnement, etc.

AI- Principaux éléments

Les principaux éléments constitutifs d'un réseau d'eaux usées, en fonction de la nature du système sont les suivants :

Tableau 3 : Eléments constitutifs d'un réseau de collecte d'eaux urbaines. (de [VALIRON, 94]).

Ouvrages constitutifs	Type de réseaux					
	Unitaire	Eaux pluviales	Eaux usées	Pseudo-séparatif	Conduites en charge	Conduite de refoulement
Bouche d'égout	+	+	N		N	
Grille de la bouche d'égout	+	+				
Cheminée d'aération			+	+		
Regard d'accès latéral	+	+				
Regard de visite	+	+	+		N	
Regard de décantation	+	+	N			
Regard d'exploitation	+	+				
Regard de jonction	+	+	+	+		
Regard d'étanchéité	+	+			+	+
Regard de façade	+	+	+	+		
Regard de ventilation	+	+	+	+		
Regard de chasse			+	+		
Ouvrages de branchement	+	+	+	+	N	N
Fonte d'assainissement et de voirie	+	+	+	+		
Collecteurs	+	+	+	+	N	N
Canalisations	+	+	+	+	N	N
Siphons	*	*	*	*	*	
Vannes	*	*	*	*	+	+
Dégrilleur statique	*	*	*	*	+	
Dégrilleur mécanique	*	*	*	*	+	
Déshuileur - dégraisseur	+	+				
OD - Chambre d'exploitation	+	+			+	
OD - piège à sable	+	+	N	*		
OD - dessableur	+	+	N	N	*	
OD chambre de dessablement	+	+	N	N	+	
Bassin de retenue	*	*	N	N	*	
Déversoir d'orage	+	+				
Régulation hydraulique	+	+			+	+
Débouché en milieu naturel	+	+	N	N	*	*
Dispositif de mesures	+	+	+	+	+	+

Légende symbole :

+ = types de réseau où ces ouvrages sont réalisables
du cas

* = implantation selon étude spécifique

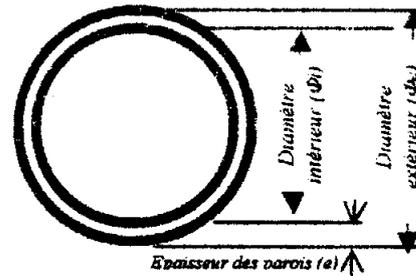
N = types de réseau où ses ouvrages sont exclus

OD = éléments de l'Ouvrage de dessablement

Les ouvrages principaux des réseaux d'eaux usées sont identifiables en fonction de la nature des matériaux qui les constituent et de leur formes géométriques : c'est ainsi que l'on peut avoir des tuyaux à section circulaire, des tuyaux à sections ovoïdes et des ouvrages à profil particulier.

A.1/- Les tuyaux à section circulaire

Ils sont les plus couramment utilisés. Les matériaux qui les constituent peuvent être le béton, le fibrociment sans pression, la fonte ductile, le grès ou les matières plastiques.



1. Les tuyaux en béton

Le béton utilisé pour réaliser ce type de tuyau peut être armé ou simple. Les tuyaux en béton armé d'acier (de maille carrée de 15cm au maximum) sont les plus résistants à la rupture et ont une longueur ne dépassant pas 2m ; ces tuyaux sont envisagés pour les canalisations de diamètres relativement importants. Les tuyaux en béton simple (ou non armé) n'offrent pas de grands diamètres parce qu'ils sont peu résistants et leur rupture est parfois brutale. Le tableau ci-dessous, extrait de [AFEE, 87] présente les résistances à la rupture des différentes classes en fonction des diamètres nominaux des canalisations et la nature du béton.

Tableau 5 : Charge de rupture à l'écrasement (R en daN/m) et Epaisseur de la paroi (e en mm) des tuyaux circulaires en béton. [AFEE, 87], pp 40 – 41.

Diamètre nominal (mm)	SERIE 60				SERIE 90				SERIE 135			
	Béton simple		Béton armé		Béton simple		Béton armé		Béton simple		Béton armé	
	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)
150	1900	27			2400	27			3200	27		
200	2000	30			2500	30			3500	32		
250	2100	36			2600	36			3800	40		
300	2200	45			2700	45			4050	48	4050	37
400	2800	50			3600	52	3800	43	5400	60	5400	45
500	3500	60	4000	50	4500	65	4500	50	6750	70	6750	53
600	4100	70	4300	56	5400	80	5400	58	8100	85	8100	62
800	5000	85	4800	68	7200	105	7200	74	10800	130	10800	80
1000			6000	80			9000	90			13500	100
1200			7200	92			10800	105			16200	120
1400			8400	105			12600	120			18900	140
1500			9000	113			13500	128			20250	148
1600			9600	118			14400	135			21600	155
1800			10800	130			16200	150			24300	170
2000			12000	140			18000	160			27000	180
2200			13200	200			19800	200			29700	200
2500			15000	225			22500	225			33750	225

2. Les tuyaux en fibrociment

Les matériaux des tuyaux en fibrociment sont constitués d'un ensemble amiante – ciment de haute résistance. L'amiante est un silicate de magnésium et le ciment utilisé est du type Portland. La longueur commercialisable de ces tuyaux est de 3m.

Tableau 6 : Charge de rupture à l'écrasement (R en daNB/m) et Epaisseur de la paroi (e en mm) des tuyaux circulaires en fibrociment. [AFEE, 87], pp 42.

Diamètre nominal (mm)	Série 6000		Série 9000	
	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)
100			1700	8
125			1700	8
150			1700	9
200			1900	9
250			2250	12
300			2700	14,5
400	2800	16	3600	19,5
500	3500	20	4500	24,5
600	4100	24	5400	29
800	5000	32	7200	39
1000	6000	40	9000	49
1200	7200	48	10800	58

3. Les tuyaux en fonte ductile

Cette catégorie de tuyaux est très résistante aux variations de pressions et supporte mieux les coups de béliers. La fonte ductile est un alliage ferreux coulé qui contient plus de 3% de carbone et possède de très hautes qualités mécaniques. Ils résistent mieux à la traction, aux chocs, à l'importance de l'allongement et à l'élasticité. Ils offrent en outre une bonne étanchéité et sont recommandés pour des travaux difficiles ou à hauts risques.

Tableau 7 : Hauteurs de couvertures maximales et minimales en fonction du diamètre des tuyaux en fonte ductile. [AFEE, 87], pp 43.

Diamètre nominal (mm)	Maximales		Minimales
	sans charges roulantes	avec charges roulantes	avec charges roulantes
150	20.6	20.6	0.30
200	11.8	11.8	0.40
250	8.9	8.9	0.50
300	7.7	7.5	0.55
400	7.0	6.6	0.60
500	6.5	6.1	0.65
600	6.2	5.7	0.65
800	5.9	5.4	0.65
1000	4.6	3.8	0.90

4. Les tuyaux en grès

Le grès est composé d'argiles et de sables cuits à haute température (environ 1250°C). Il s'agit donc d'un matériau réfractaire. Les tuyaux en grès sont recommandés dans des zones industrielles et offrent une perte de charge relativement faible du fait de leurs parois lisses.

Tableau 8 : Charge de rupture à l'écrasement (R en daNB/m) et Epaisseur de la paroi (e en mm) des tuyaux circulaires en grès. [AFEE, 87], pp 44.

Diamètre nominal (mm)	Série Normale		Série renforcée	
	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)
100	2800	15		
125	2800	16		
150	2800	17		
200	2800	20	4000	30
250	3000	22	4500	33
300	3200	24	5000	36
400	3600	29	6000	44
500	4000	35	6000	52
600	4000	39	7000	59
800	4000	45	7000	68
1000	4000	51		

5. Les tuyaux en matière plastique

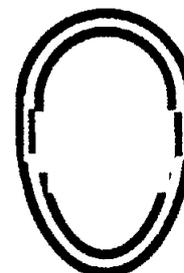
Il s'agit des tuyaux en PVC ou en polyéthylène haute densité. Les PVC font partie des thermoplastiques qui ont la propriété de ne pas subir de transformation chimique sous l'effet de la chaleur, mais plutôt des transformations physiques réversibles. Les tuyaux en PVC sont de couleur noire ; ils n'offrent pratiquement pas de rupture lors des tests à l'écrasement. Leurs longueurs de commercialisation varient entre 4 et 12m. Les tuyaux en polyéthylène haute densité donnent de bonnes qualités physiques et mécaniques lors des tests à l'écrasement. Ils sont commercialisés à des longueurs de 6m.

Tableau 9 : Charges d'ovalisation à 15% (R en daN/m) et Epaisseurs minimales de la paroi (e en mm) des tuyaux circulaires en PVC et polyéthylènes, en fonction de leurs utilisations. [AFEE, 87], pp 45.

Diamètre nominal (mm)	Tuyaux en polychlorures de Vinyle						Tuyaux en Polyéthylène Haute densité	
	Utilisation pour refoulement et collecteurs spéciaux		Utilisations pour branchements		Utilisations : collecteurs pour écoulements libres		R (daN/m)	e (mm)
	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)	R (daN/m)	e (mm)		
110	1400	3.0					2310	4.2
125	1700	3.0					2625	4.8
160	2100	3.5	1600	3.2			3360	6.2
200	3240	4.7	1800	3.9			4200	7.7
250	4320	6.0	2250	4.9			5250	9.6
315	5310	7.5	2835	6.2			6615	12.1
400	6910	9.6			2400	6.4	8400	15.4
500	9070	12.2			3000	7.7	10500	19.2

A.2/- Les tuyaux à section ovoïde

Cette catégorie de tuyaux avait été développée quand la nécessité d'utiliser des canalisations de grands diamètres (>60cm pouvant atteindre les valeurs de 2m) s'est imposée. Les tuyaux à section ovoïde sont généralement construits en béton armé ou simple et leurs longueurs utiles ne dépassent pas généralement 1m.



Ils offrent une bonne résistance à la rupture. Les essais de rupture sont faits en appliquant sur la génératrice supérieure du tuyau une pression de 0,5 bars pendant une heure.

Tableau 10 : Charges de rupture à l'écrasement (R en daN/m) en fonction du diamètre des tuyaux et des caractéristiques des matériaux utilisés. [AFEE, 87], pp 47.

Hauteur du tuyau ovoïde (cm)	Diamètre du tuyau circulaire correspondant (cm)	Béton armé		Béton simple
		Série 1 (OVO-A1)	Série 2 (OVO-A2)	Série 3 (OVO-B)
100	80	5200	7800	5200
130	100	6900	10400	6900
150	120	7800	11700	7800
180	140	9200	13800	-
200	150	10000	15000	-

A.3/- Les tuyaux à profils particuliers

Il s'agit des ouvrages de grandes dimensions, qui sont généralement visitables. On en distingue plusieurs types dépendant des utilisations :

1. les collecteurs ordinaires à cunette permettent un bon écoulement des eaux ;

2. les égouts à cunettes et banquettes permettent la circulation du personnel d'entretien et le passage d'autres réseaux techniques (d'eau potable, de téléphone, etc.) ;
3. les collecteurs à cunette et banquette sont utilisés comme réseau primaire ou structurant ; ils permettent en outre une circulation aisée avec des engins de curage ;
4. les émissaires d'évacuation sont utilisés pour desservir les stations d'épuration éloignées ; ce sont des ouvrages non visitables qui sont souvent précédés de bassins de dessablement ;
5. les galeries de déversoirs d'orages ont pour but d'évacuer un flot important d'effluent sous une hauteur relativement faible.

A.4/- Les types de joints de raccordement des tuyaux

Les joints de raccordement sont utilisés pour assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux. Ils sont généralement en caoutchouc, mais on utilise parfois des joints en mortier de ciment pour les tuyaux en béton. Ils sont conçus de manière à épouser parfaitement les formes et les contours intérieurs des canalisations. De même que les tuyaux sur lesquels ils sont fixés, les joints sont également soumis aux sollicitations physiques (*mouvement des canalisations*) et chimiques (*liées aux effluents*). Selon le type de tuyaux et la nature du matériau qui les composent, on distingue plusieurs types de joints :

1. pour les tuyaux en béton (*armé ou non*), il est recommandé d'utiliser des joints en élastomère. La mise en œuvre de ce type de joint se fait par emboîtement et compression de l'anneau ;
2. pour les tuyaux en fibrociment, il est conseillé d'utiliser des joints de type perforé. Leur mise en œuvre se fait avec des manchons en amiante – ciment ;
3. pour les tuyaux en grès, il est prescrit d'utiliser, soit des joints à manchon moulé en polypropylène, soit des joints à lèvres en Néoprène, soit enfin des joints à double anneaux en polyuréthane ou en polyester ;
4. pour les tuyaux en matières plastiques, il faut utiliser, soit les raccords par emboîtement et serrage, soit alors l'assemblage par colle de résine thermodurcissable.

B/- Les ouvrages spéciaux ou annexes

Les ouvrages spéciaux encore appelés ouvrages annexes sont des éléments très importants du réseau qui concourent au bon fonctionnement du système. On peut les regrouper en trois grandes classes, à savoir :

1. **les dispositifs de branchement particuliers** : ils sont constitués des siphons déconnecteurs et des boîtes à graisse. Les siphons déconnecteurs séparent le réseau public des installations privées. Les boîtes à graisse ou bacs déshuileurs sont utilisés en aval des installations industrielles raccordées au réseau public.
-

2. **les ouvrages normaux** : il s'agit des ouvrages permettant les raccordements des groupes d'usagers au réseau d'égout. On peut citer dans ce groupe, les caniveaux qui transportent les eaux jusqu'à la bouche d'égout, les ouvrages servant de branchement des bouches d'égout aux réseaux, les cheminées de visite, etc.

3. **les ouvrages spéciaux** : ils sont constitués des dispositifs de ventilation (*tampons de regard*, *cheminée d'aération*), des réservoirs de chasse (*servant à éviter les dépôts*), les bassins de dessablement (*qui permettent de piéger les gros éléments à l'entrée des bouches d'égout*), les dégrilleurs (*pour retenir les corps plus ou moins volumineux tout en évitant la décantation de la matière organique*), les déversoirs d'orage (*pour régulariser les débits d'eaux pluviales*), les bassins de stockage, les postes de refoulement ou de relèvement (*pour faire franchir les obstacles particuliers pendant le parcours ou pour relever les eaux en tête des stations d'épuration*), les postes de mesure des débits d'eaux usées et des flux polluants, etc.

La station de relevage et de refoulement permet d'adapter le transport des eaux usées et eaux pluviales à la topographie ou aux conditions de rejet des effluents au milieu naturel pendant les crues. Dans cet ouvrage, l'effluent suit, de l'amont vers l'aval, le cheminement suivant : dégrilleurs → dessableur → bâches de pompage. Les dispositions à prendre en compte pour faciliter l'exploitation d'une station de relevage et de refoulement sont entre autres :

- la forme de fonds de la bache pour éviter les zones d'eaux mortes propices aux décantations ;
- la commande du démarrage et d'arrêt des groupes assurés de manière automatique ;
- le report d'une part du trop-plein à l'amont de la station pour éviter l'encrassement de la bache d'aspiration en cas de pannes prolongée et d'autre part, du dégrillage à l'amont de la station pour faciliter l'inspection et le nettoyage des grilles ;

Le choix de l'une ou l'autre solution dépendra des études économiques d'opportunité.

CHAPITRE II : DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX DE COLLECTE DES EAUX USEES

La maîtrise des flux d'eaux usées est la garantie d'une bonne conception des réseaux de collecte adaptés au contexte socio-économique, culturel, technique et environnemental de la localité considérée. La maîtrise des flux assure donc un bon dimensionnement des réseaux, les calculs de résistance du réseau aux apports exceptionnels, la rationalisation des coûts (*investissements & exploitation*) et la sécurité du personnel d'entretien et des usagers riverains. La prise en compte des prévisions d'évolutions spatiales et démographiques de la localité concernée n'est pas aisée, mais permet d'éviter les risques de surdimensionnement ou de sous-dimensionnement.

Le **surdimensionnement** est la cause d'une mauvaise appréciation de l'évolution urbaine de la localité considérée. Il se caractérise par des faibles vitesses d'écoulement dues au fait que les quantités d'eau écoulées sont inférieures à l'utilisation normale de la canalisation. Les manifestations du surdimensionnement sont l'augmentation des dépôts en canalisation à cause du non-respect des conditions d'autocurage, les risques d'obturation des canalisations, de fermentation anaérobie avec dégagement d'odeurs nauséabondes, de corrosion rapide des tuyaux et des coûts de réalisation élevés. Le **sous-dimensionnement** se traduit par l'incapacité du système à pouvoir véhiculer les eaux des périodes de pointe. Cela se manifeste généralement par des refoulements, des fuites en réseau, des cassures ou des débordements.

La sécurité du réseau de collecte des eaux usées est un des objectifs majeurs recherchés. Cette sécurité doit être recherchée selon le double souci de rationaliser les investissements et de protéger l'environnement. Cependant, cette sécurité est compromise pour les raisons suivantes :

1. les confusions lors des branchements, par inadvertance ou par intention de facilitation : le réseau interne d'eaux usées peut être raccordé sur le réseau d'eaux pluviales, et vice versa (cf. phénomène d'eaux parasite). Au niveau du branchement particulier, il est parfois oublié d'assurer la ventilation et l'aération des branchements d'eaux usées. Une autre erreur compromettant la sécurité du réseau concerne les rejets des eaux industrielles sans traitement préalable ;
2. l'exécution de branchements endommagés et les malfaçons diverses, du fait de l'utilisation de tuyaux inadaptés, de la présence de branchements faisant saillie dans le réseau principal, des branchements à contre sens, de la mauvaise mise en œuvre des matériaux, de l'absence de ventilation ou de regards de visites appropriés, etc.

II.1/- DEFINITIONS PRELIMINAIRES

- **Taux de restitution (tr)** : il s'agit de la quantité d'eaux usées effectivement rejetées dans le réseau de collecte rapportée à la quantité totale d'eau distribuée ou consommée dans une
-

localité donnée : l'évaluation du taux de restitution nécessite donc de maîtriser les quantités d'eau utilisées en fonction des usages (*bain, boisson, cuisson, lessive, vaisselle, arrosage, lavage véhicule, nettoyage parking, etc.*). Le taux de restitution (*exprimé en %*) est évalué afin de tenir compte de ce que les eaux d'arrosage des jardins, les eaux de lavage des parkings et de voiture, etc., se retrouvent le plus souvent dans le réseau d'évacuation des eaux pluviales.

- **Equivalent – Habitant (EqH)** : c'est un paramètre permettant d'assurer une homogénéité entre d'une part, les rejets des différents types d'activités socio-économiques et culturelles (*hôpitaux, industries, hôtels, écoles, administration, marché et commerce, église, mosquée, etc.*) et d'autre part, les rejets moyens équivalent à un habitant dans la localité considérée ;
- **Coefficient de pointe (C_p)** : il s'agit du débit maximal rapporté au débit moyen de la journée de la plus forte consommation à l'horizon de l'étude. La formule suivante est couramment utilisée pour exprimer le coefficient de pointe à partir du débit moyen dans la conduite : $C_p = (a + b/Q_m^{1/2})$, où $a = 1,5$ est la limite inférieure à ne pas dépasser quand Q_m tend vers l'infini, et $b = 2,5$ est un paramètre introduisant la valeur de la croissance exprimée lors que Q_m tend vers 0. Il existe cependant dans la littérature des valeurs de C_p dépendant du type des eaux usées ou de la position de la conduite. Ainsi, pour les eaux usées domestiques, les valeurs moyennes de C_p sont de 1,71 et 2,4 ; par rapport à la position du tronçon, C_p est égale à 3 si on se trouve en tête du réseau, et C_p est égal à 2 à proximité de l'exutoire. D'une manière générale, C_p est majoré par 4 dans le cas du dimensionnement des eaux usées.
- **Pente piézométrique**, encore appelée *pente motrice* ou *perte de charge par unité de longueur*, est la pente de la ligne piézométrique qui doit rester en tous points au-dessous du niveau du sol afin d'éviter le débordement du réseau.
- **Point caractéristique**, sur un tronçon à section constante, est le point où la pente motrice est égale à la pente motrice moyenne pour l'ensemble du tronçon. Il est conventionnellement admis que le point caractéristique se situe aux 5/9^{ème} de la longueur du tronçon (*pour les canalisations de tête ne recevant aucun apport à l'origine*), sinon, au 5/10^{ème} à partir de l'amont³.
- **Concept de Pleine Section** : il s'agit d'un concept établi en raison de la faible variation du débit d'eaux usées dans une canalisation au-delà des 8/10^{ème} de sa hauteur (*pour les tuyaux à section circulaire*) et au-delà des 9/10^{ème} (*pour les tuyaux de section ovoïde*).

II.2/- ASPECTS GENERAUX DU DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'EAUX USEES

Les sources d'eaux usées sont les ménages, les équipements collectifs publics et municipaux et les eaux parasites. Le dimensionnement des réseaux d'eaux usées passe par la connaissance

³ cette hypothèse vient de ce que le débit croît comme la puissance 3/4 de la longueur

des débits d'eau à évacuer selon ces sources. Dans la pratique, les débits sont en général évalués sur la base de la consommation globale de l'eau dans la localité considérée, *au jour de la plus forte consommation de l'année rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures*. Pendant cette phase d'évaluation, il est nécessaire de distinguer les eaux usées domestiques des eaux usées industrielles. Deux méthodes permettent d'évaluer la consommation totale d'eau dans la localité, à savoir :

- le dépouillement des registres de consommation particuliers pour évaluer le volume réellement distribué chez les abonnés. Pour cela, le projeteur devra s'appuyer sur les données telles que :
 - *les facturations d'eau potable domestique, industrielle et municipale (autre que l'espace vert),*
 - *les consommations (ménagères et industrielles) sur captage privé,*
 - *le taux de raccordement au réseau d'égout et le taux de retour à l'égout des quantités consommées (pour les abonnés raccordés au réseaux d'égout),*
 - *les coefficients de pointe journalière ou horaire déterminés en fonction des statistiques de production.*
- la mesure du volume brut de l'eau produite au niveau de la station d'exhaure, en déduisant les pertes de charge en réseau. Cette dernière méthode comporte assez de risques, notamment la non maîtrise par le projeteur, des phénomènes de perte des charges en aval du point d'exhaure pendant la distribution.

Les eaux parasites, à défaut d'être mesurées, sont comprises entre 0,05 et 0,15 litres/s/ha. Ainsi, pour une densité moyenne de 100 habitants/ha, le ratio d'eaux parasites pour s'établir entre 16 et 47 m³/an/hab. Lors des calculs des réseaux, l'évaluation de la quantité d'eaux usées à collecter dépend de deux valeurs extrêmes :

1. **le débit de pointe d'avenir**, qui permet de dimensionner les sections de canalisations en système séparatif ;
2. **le débit minimal**, qui permet aux canalisations d'eaux usées de pouvoir s'auto-curer : la vitesse minimale d'entraînement des dépôts en canalisation est généralement prise égale à 0,7m/s et certains auteurs proposent la valeur 0,5m/s comme étant la limite inférieure admissible.

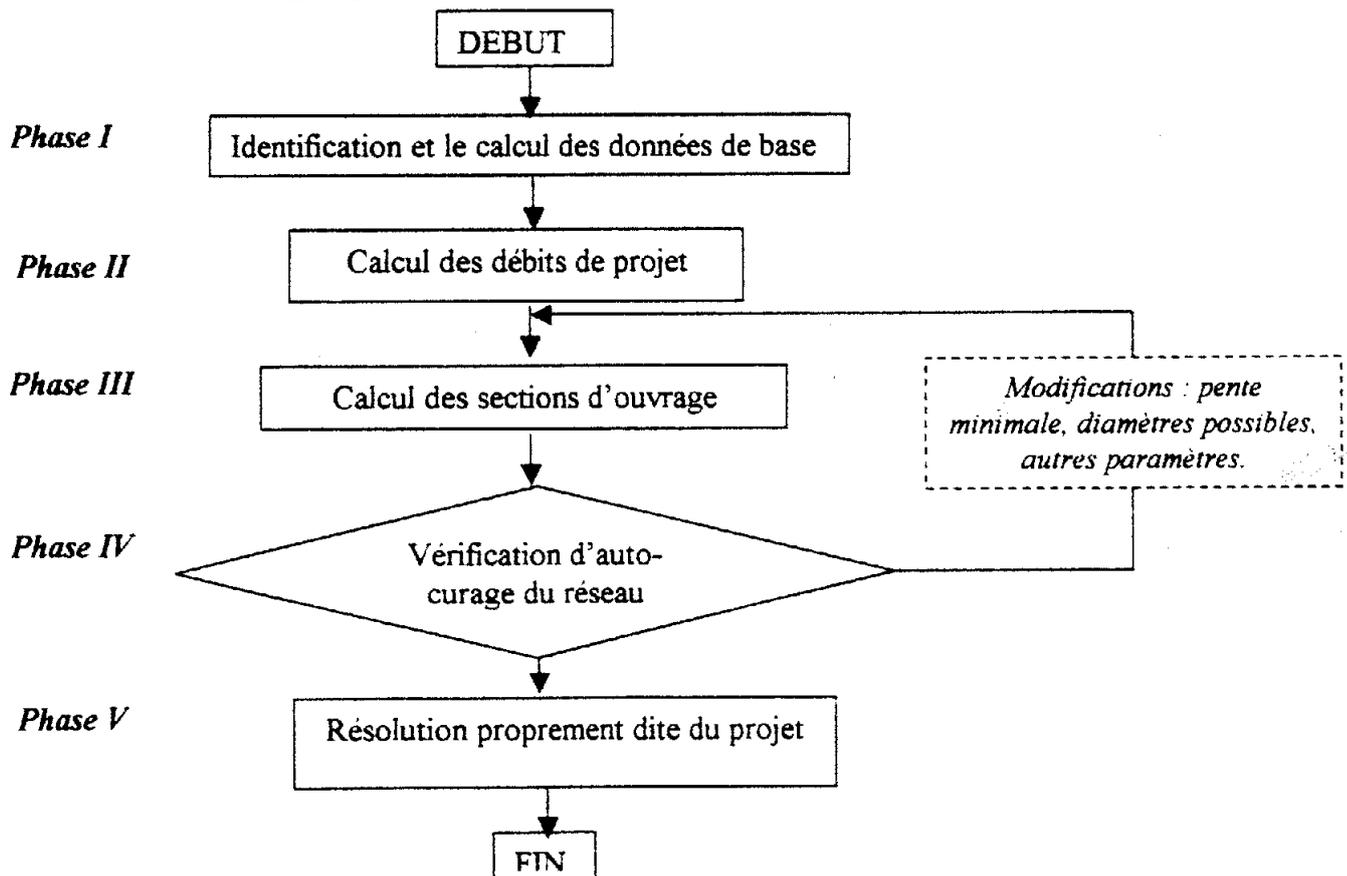
L'évaluation de ces débits maximaux nécessite de prendre en compte les facteurs suivants :

- les perspectives de croissance démographique de la localité : pour cela il faudra bien analyser les statistiques démographiques disponibles en y appliquant les taux de croissance proposés ;
-
-

- des perspective de croissance spatiale de la localité : le projeteur devra d'une part, se référer aux projections des Schémas Directeur d'Aménagement Urbain (SDAU) et des Plans d'Occupation des Sols (POS) de cette localité, et d'autre part, identifier les principaux types de tissus urbains existants ;
- l'évolution probable de la consommation d'eau en fonction des types de tissus rencontrés et leurs tendances de développement ;

II.2.1/- Etapes méthodologiques

La démarche de calcul des réseaux d'eaux usées suit généralement les cinq phases schématisées par l'organigramme ci-dessous :



1. L'identification et le calcul des données de base

Les travaux préliminaires à effectuer dans cette phase peuvent suivre les étapes suivantes :

- délimiter la zone d'étude en sous-bassins hydrologiques principaux, tant du point de vue consommation d'eau que du point de vue taux de restitution ;
- tracer l'ossature du réseau (*on s'appuie autant que faire se peut sur le réseau de voirie*), en fonction des contraintes telles que la topographie du site et le réseau hydrographique existant ;
- tracer le réseau proprement dit (*on se base en général sur l'ossature ci-dessus et la position du ou des stations d'épuration prévues à cet effet*) ; ce tracé sera guider par le soucis de faciliter les

branchements particuliers des usagers et l'impératif d'un écoulement gravitaire des eaux usées vers la station d'épuration ; à l'issue de cette phase, relever tronçon par tronçon, la longueur, les cotes du terrain naturel (Z_m , amont et aval) et ensuite, calculer la pente moyenne du terrain naturel (en m/m) ;

- répartir les abonnés dans la zone d'influence de chaque tronçon en tenant compte des projections de croissance des abonnés à l'horizon du projet et des taux de raccordement prévus par tronçon ;
- évaluer les paramètres clés tels que le taux de restitution des eaux usées au réseau, le coefficient de pointe par tronçon, la taille des ménages, le nombre d'équivalent habitant par activité socio-économique et culturelle ;
- fixer ou calculer le diamètre minimum (Φ_{min} en mm), la profondeur minimale des tranchées (P en m)⁴, la charge admissible dans chaque conduite (ΔH , en m/m)⁵.

2. Le calcul des débits de projet

Il s'agit d'évaluer, tronçon par tronçon, les débits moyens actuels, les débits de pointe actuels et les débits de pointe d'avenir à l'horizon du projet. Le calcul des débits se fait toujours de l'amont vers l'aval, selon les trois approches suivantes :

- la méthode de calcul des débit par unité de surface d'influence (Q_m en l/s/ha).

$$Q_{mi} = Q_m \cdot S = (tr \cdot \delta \cdot S \cdot q_0) / 86400$$

où $tr \rightarrow$ taux de rejet (en %), $q_0 \rightarrow$ consommation spécifique d'eau (en l/j/hab), $\delta \rightarrow$ densité d'habitation (hab/ha) et $S \rightarrow$ surface d'influence du tronçon (ha)

- la méthode de calcul des débit par unité de longueur de la conduite (Q_m en l/s/ml)

$$Q_{mi} = Q_m \cdot l = (tr \cdot q_0 \cdot l) / 86400$$

où $l \rightarrow$ longueur du tronçon considéré (ml) %, $q_0 \rightarrow$ consommation spécifique d'eau (en l/j.ml de réseau) calculée en fonction de la longueur totale L de canalisation dans la zone considérée (ml)

- la méthode de calcul des débit par unité de longueur de branchement (Q_m en l/s/N)

$$Q_{mi} = (C_p \cdot N_i \cdot q_m)$$

ou bien $Q_{mi} = (Q_{mei} + Q_{msi}) / 2$

où $N_i \rightarrow$ somme des branchements amont du tronçon (N_{amont}) et des branchements spécifiques de ce tronçon (n_i), $q_m \rightarrow$ débit moyen d'eau usées par branchement (l/s/branchement), $C_p \rightarrow$ coefficient de pointe par branchement calculé, $Q_{mei} \rightarrow$ débit moyen à l'entrée du tronçon i , $Q_{msi} \rightarrow$ débit moyen à la sortie du tronçon i et $Q_{mi} \rightarrow$ débit de dimensionnement du tronçon i .

3. le calcul des sections d'ouvrage à parti des débits de pointe d'avenir

Ce travail se fait tronçon par tronçon, en s'appuyant sur les données de base suivantes, relatives à chaque tronçon : longueur (L en m), cote du terrain naturel amont et aval (Z_{amont} , Z_{aval} , en m),

⁴ P est la hauteur de recouvrement (remblai du tuyau) ajoutée au diamètre extérieur du tuyau

⁵ ΔH est la différence de niveau entre la génératrice inférieure du tuyau de sortie du branchement particulier et la génératrice supérieure de la canalisation du réseau sur laquelle est raccordé ce tuyau

pende du terrain naturel (J_t en m/m), profondeur initiale des tranchées (F en m), débit moyen du tronçon (q_{mi} en l/s), débit de pointe actuel (q_{pai} en l/s), débit de pointe d'avenir (Q_{pai} en l/s).

La formule généralement utilisée est celle de Manning – Strickler selon laquelle :

$$Q = S.V \quad \text{et} \quad V = K_s.J^{1/2}.R^{2/3} \quad (1) \quad \text{où}$$

Dans certains cas, on utilise la formule suivante établie par Ganguillet – Kutter :

$$Q = S.V \quad \text{et} \quad V = [N.R / (R + D)]^{1/2} \quad (2) \quad \text{où}$$

$$N = [(23 + K_s + 1,55.10^3 / J) \times (J)^{1/2}] \quad \text{et} \quad D = [(23 + 1,55.10^3 / J)] / (K_s)$$

- S est la section de la canalisation (en m^2),
- K_s est le coefficient de Strickler dépendant de la nature des canalisations, des effluents et des joints ; dans la pratique, K_s appartient à l'intervalle [70, 100] selon la nature du matériau du tuyau ; pour un tuyau en PVC, K_s est égal à 90.
- J est la pente hydraulique (en m/m) et R est le rayon hydraulique (en m).

Dans le cas des écoulements en pleine section dans une canalisation de forme circulaire, la formule (1) se traduit par les relations suivantes :

$$V_{ps} = K_s.J^{1/2}.(D/4)^{2/3} \quad (3) \rightarrow \text{vitesse d'écoulement en pleine section (tuyau circulaire)}$$

$$Q_{ps} = V_{ps}.S = [(\pi K_s / 4^{5/3}).J^{1/2}.D^{8/3}] \quad (4) \rightarrow \text{débit en pleine section (tuyau circulaire)}$$

De l'expression (4), on peut tirer les relations suivantes :

$$Q_{ps}(J, D) = 0,31.K_s.J^{1/2}.D^{8/3} \quad (5) \rightarrow \text{Débit à pleine section correspondant à } J \text{ et } D ;$$

$$D_{ps}(Q, J) = [Q / (0,31.K_s.J^{1/2})]^{3/8} \quad (6) \rightarrow \text{Diamètre à pleine section correspondant à } Q \text{ et } J ;$$

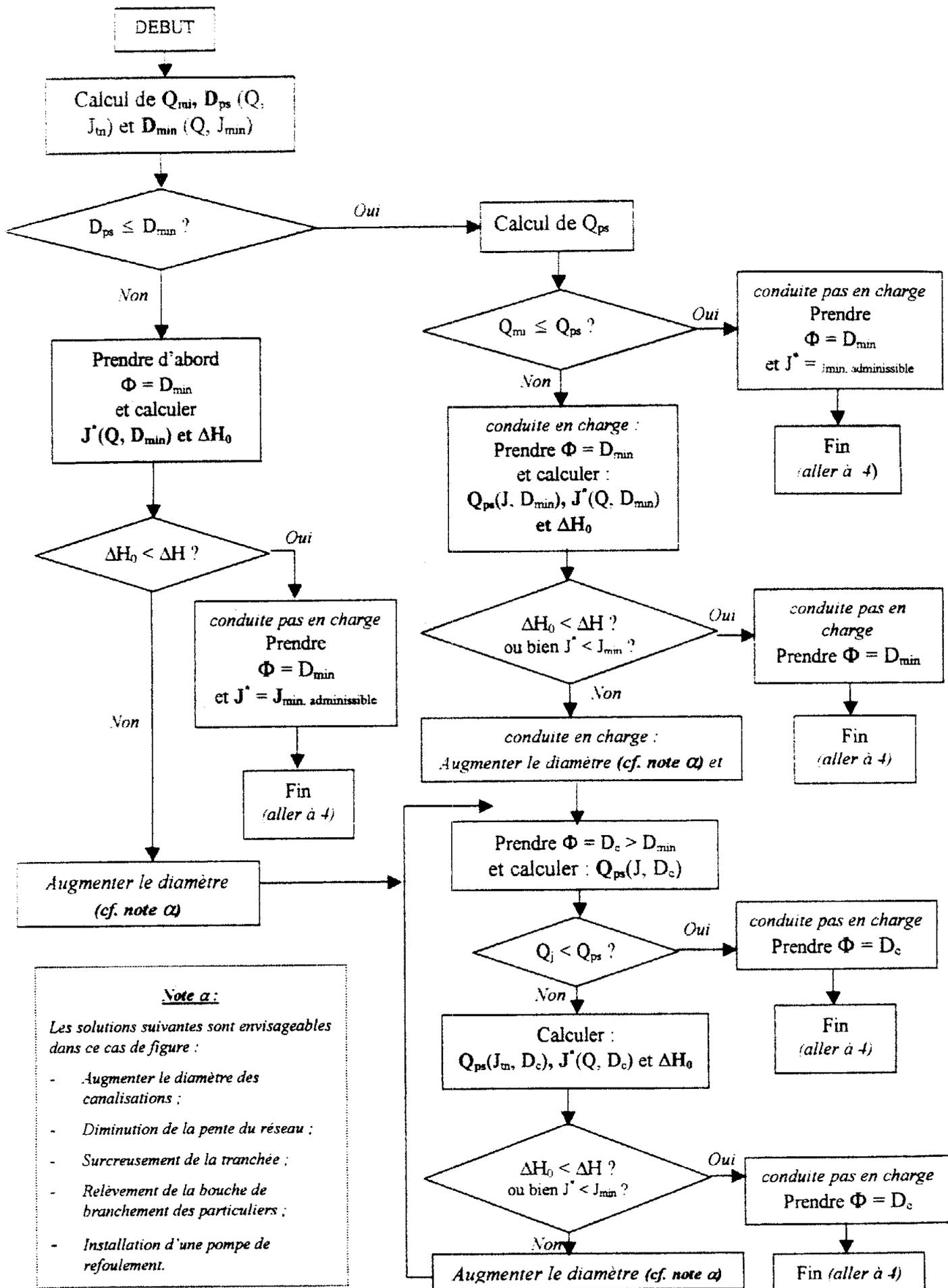
$$J'(Q, D) = [Q / 0,31.K_s.D^{8/3}]^2 \quad (7) \rightarrow \text{Pente hydraulique à pleine section correspondant à } Q \text{ et } D ;$$

$$\Delta H_0 = (J' - J_{tn}).L \quad (8) \rightarrow \text{Charge dans la conduite ;}$$

$$J_{tn} = \Delta H/L \quad (9) \rightarrow \text{Charge admissible.}$$

4. **la vérification d'auto-curage du réseau** : à pleine section et à demi section, une canalisation doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,7 m/s (la valeur de 0,5m/s peut être prise pour des cas extrêmes) ; pour un remplissage aux $2/10^{\text{ème}}$ du diamètre de la canalisation, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,3m/s ; le remplissage de la conduite au moins aux $2/10^{\text{ème}}$ doit être assuré pour le débit moyen actuel. La vérification de ces conditions se fait donc à partir des paramètres calculés suivant : débit à pleine section, vitesse à pleine section, vitesse de remplissage au $2/10^{\text{ème}}$ du diamètre, débit de remplissage au $2/10^{\text{ème}}$ du diamètre et débit moyen actuel ;

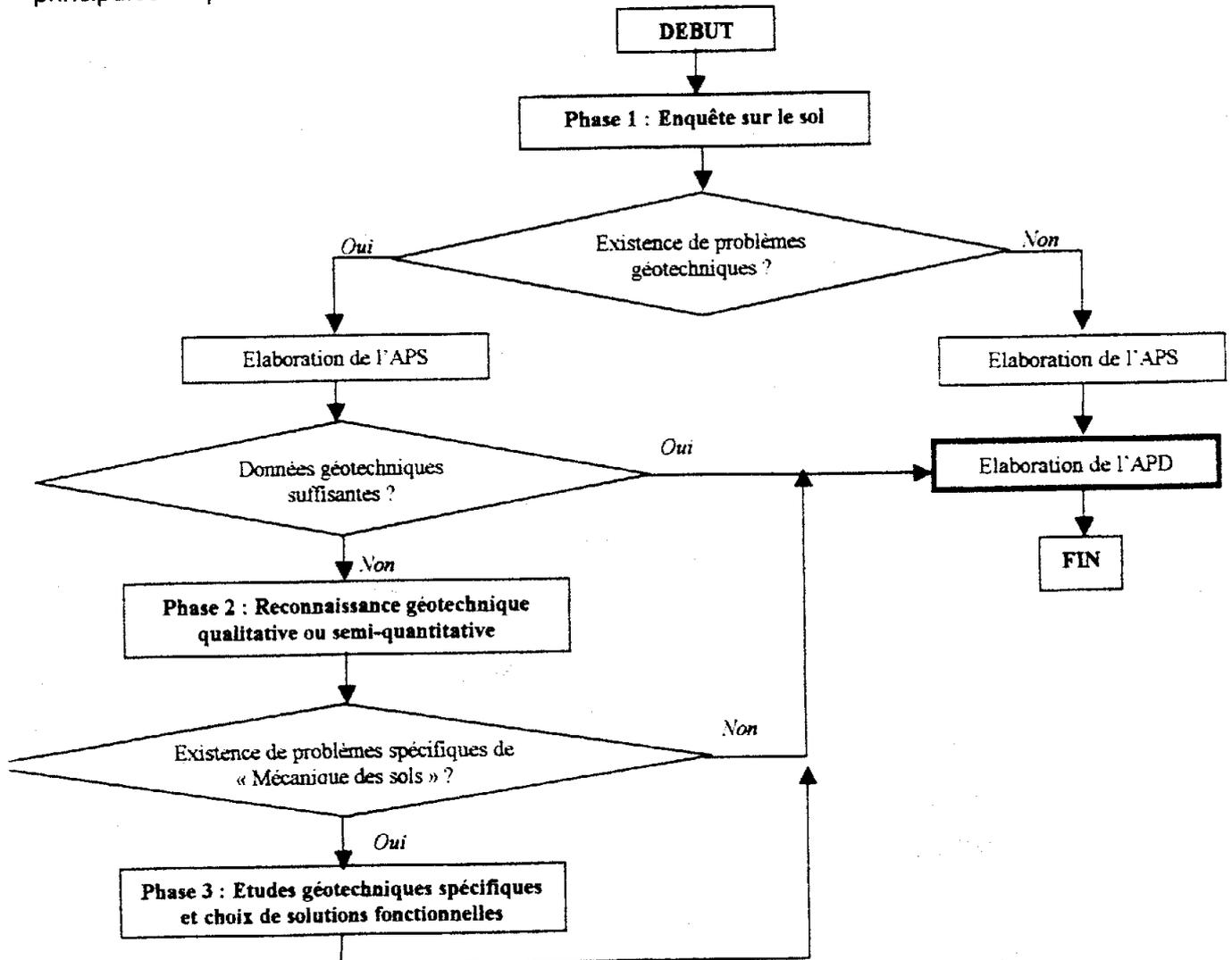
5. **la résolution proprement dite du projet** : il s'agit de caler le réseaux en fonction des contraintes rencontrées (topographie, etc.) en calculant : la cote du radier amont (Z_{ramont} en m), la pentes des collecte (J en m/m), la cote du radier aval (Z_{raval} en m), en fonction des paramètres complémentaires déterminés à partir des abaques correspondants (Q_{ps} , V_{ps} , r_q , r_v ,



II.2.2/- Autres considérations

La nature des sols a souvent été mise en cause dans les principaux problèmes que rencontrent les canalisations d'eaux usées [VALIRON, 94] : les phénomènes tels que les glissements et effondrements de terrain, les entraînements hydrauliques des matériaux fins, les tassements différentiels du sol environnant, le gonflement et les retraites des argiles raides posent d'énormes problèmes après l'exécution des travaux. En conséquence, il est fortement recommandé d'effectuer pendant la phase de conception, des études de reconnaissance des sols, supports du réseau de collecte des eaux usées. Ces études doivent être bouclées par un rapport géotechnique détaillé. Elles doivent être couplées à la connaissance des régimes des aquifères afin de mieux évaluer les risques géotechniques et hydrogéologiques et d'orienter en connaissance de cause l'implantation définitive du projet et le choix raisonnable des dispositions constructives, y compris le choix de la nature du matériau constitutif des tuyaux.

L'organigramme ci-dessous (extrait et adapté de [VALIRON, 94], pp. 510), propose les principales étapes à suivre lors de la réalisation des études géotechniques.



II.3/- EXECUTION DES OUVRAGES DE COLLECTE DES EAUX USEES

II.3.1/- Préparation du chantier

L'exécution des travaux pour la mise en place des réseaux de collecte des eaux usées suit les règles minimales des chantiers de génie civil. Un tel chantier doit être géré de manière rationnelle afin d'éviter tout dommage sur le personnel recruté, sur les riverains et sur leurs biens. Il est ainsi nécessaire avant l'exécution des travaux d'organiser le chantier, d'implanter les plaques de signalisation et de délimiter l'emprise du projet afin éviter toute circulation pendant le déroulement du projet. Pour garantir la sécurité des biens et des personnes, il est recommandé de respecter les cinq principes de bases suivants [VALIRON, 94], pp727 :

1. **le principe d'adaptation**, qui assure la sécurité des usagers et du personnel sans contraindre excessivement la circulation publique ; l'entrepreneur doit prendre toutes les dispositions nécessaires pour assurer l'accès aux propriétés riveraines et aux voies publiques transversales ;
2. **le principe de cohérence** qui recommande de ne pas avoir des indications contradictoires entre la signalisation permanente qui existait déjà avant le projet et la signalisation temporaire due au projet ; au cas où une incohérence existerait, alors le maître d'œuvre devrait masquer la signalisation permanente et ne conserver que la signalisation du projet ;
3. **le principe de valorisation** consiste à rendre crédible la situation annoncée par les plaques de chantiers aux usagers ; l'information des usagers, sur le but du projet, la durée probable des travaux est important ;
4. **le principe de concentration** permettra d'éviter l'installation de plusieurs panneaux à un même endroit ;
5. **le principe de lisibilité**, indique de réduire et de simplifier au maximum les indications sur les plaques de signalisation ; pour cela, il est recommandé d'utiliser du matériel de dimensions normalisées, bien entretenus et placés en des lieux visibles et non soumis à des intempéries (vents, mobilités, etc.).

Toujours dans le cadre de l'organisation du chantier avant le démarrage des travaux, outre les aspects sécuritaires ci-dessus, il faudra veiller à la protection du personnel contre les risques d'accidents tels que les chutes de plain – pied, les contusions, les foulures, etc. Il faudrait donc sensibiliser le personnel du projet aux problèmes de sécurité et des mesures préventives à prendre en cas d'accidents. A la suite de cette séance, il faut munir le personnel d'équipements de sécurité (*bottes de sécurité, casques, gants, lunettes, etc.*). Une assurance auprès des agences agréées serait nécessaire au bout du compte.

II.3.2/- Etapes méthodologiques pour l'exécution des ouvrages de collecte des eaux usées

Au fur et à mesure de la réception des matériaux qui seront utilisés, une vérification de conformité de ces derniers aux spécifications des cahiers de charges s'avère toujours nécessaire. Cette vérification concerne en particulier la qualité et la quantité des produits livrés mais aussi le contrôle de l'intégrité. Les principales étapes d'exécution des travaux peuvent suivre l'ordre chronologiques ci-dessous :

1. **le choix de l'emplacement du réseau** : d'une manière générale, les canalisations d'eaux usées suivent le profil du réseau de voirie. Sur les chaussées de petites dimensions (*emprises générale < 10 ou 15m*), il est recommandé de localiser le réseau dans l'axe de la chaussée ; par contre pour des routes de grande emprises (*> 15m*), la nécessité d'implanter le réseau de collecte des eaux usées sur les deux côtés de la chaussée s'impose. Un aspect important dans le choix de l'emplacement du réseau d'eaux usées est la connaissance parfaites des autres réseaux techniques urbains existants le long de l'emprise du projet. Toute lacune à ce niveau serait préjudiciable pour le personnel de chantier (*risque d'électrocution, cassure des réseaux d'eau potable, etc.*), pour les riverains et même le projet en question. Après le choix de l'emplacement, on procède au piquetage général du réseau pour le matérialisé sur le terrain.
 2. **le drainage des eaux de toute nature en dehors de l'emprise du site**, et éventuellement, **la mise en œuvre d'un rabattement de la nappe phréatique**. Les eaux de ruissellement conduisent à l'érosion des talus par entraînement mécanique des particules de sols. Les eaux souterraines sont la cause des variations de pression.
 3. **l'exécution des fouilles** selon les prescriptions des cahiers de charges (*respect des pentes, des dimensions et des profondeurs indiquées, etc.*) : ces dernières doivent tenir compte des dimensions des canalisations et d'une sur-largeur pour la circulation du personnel ; en général on adopte une largeur minimale de fouille de 60cm ou alors on choisi une largeur égale au diamètre de la canalisation (Φ , en m) augmenté de la profondeur minimale (p , en m, généralement prise supérieure ou égale à 0,50m) ; c'est à dire : $P = \Phi + p$.
 4. **le blindage des parois des fouilles**, avant, pendant et après leurs exécutions afin de protéger le personnel et garantir la stabilité des réseaux et des structures proches du site de travail : toutes les précautions techniques doivent être prises pour éviter tout éboulement de terrain pendant les travaux ; il faut notamment prendre en compte lors du blindage, des vibrations engendrées par les engins utilisés (*compresseurs, pelle hydrauliques, pompes, etc.*) et les surcharges de toutes sortes pouvant modifier la cohésion des terrains. Le blindage est exigé lors qu'on est en présence des « *mauvais terrains* ». La pose des canalisations en terrain sableux et ou aquifère impose d'une part, le blindage jointif d'une façon continue, et d'autre part, le rabattement de la nappe phréatique, car la présence d'eau lors de l'exécution des fouilles entraîne des glissements de terrains. Par la suite, il faut s'assurer que le fond de
-

la fouille est parfaitement dressé. Le blindage peut se faire à l'aide des madriers (*retenus par des pièces horizontales servant à maintenir l'écartement des parois : ce sont les étrépillons*). Il peut également être fait à l'aide des panneaux préfabriqués (*cages à ossature mécanique, parois de planches, palplanches, etc.*), et exige la pose immédiate des canalisations après la réalisation des fouilles afin de retirer les modules préfabriqués pour d'autres séquences. Il peut enfin se faire à l'aide de palplanches dans le cas des terrains très difficiles (*dans ce cas en effet, on enfonce les profilés en bois dans le sol de part et d'autre de l'emprise des fouilles avant d'exécuter les fouilles entre ces palplanches*).

5. **l'exécution du lit de pose** : l'épaisseur standard généralement adoptée est de 10cm. Le lit de pose doit être constitué de matériaux fins (*diamètre compris entre 0,1 et 30mm*), qui seront par la suite compactés. Ce matériau ne doit pas contenir plus de 12% de particules de diamètres inférieurs à 0,1mm [GUERREE & al, 78]. En cas de risque de lessivage des fines, surtout en terrain aquifère, il est recommandé d'une part, d'envelopper le lit de pose d'un filtre géotextile. [VALIRON, 94], et d'autre part de consolider ce lit de pose en plaçant des drains sous la conduite ; l'ensemble devra être couvert d'une couche de gravier. En cas d'instabilité du fond de fouille, il utile d'exécuter un béton de propreté.
6. **la mise en place des canalisations** : cette opération s'effectue de l'aval vers l'amont en respect des alignements des tuyaux et des pentes prescrites ; ces tuyaux sont ensuite emboîtés par poussées progressives, puis calés par remblais partiel (*on peut utiliser dans ce cas, des mottes de terre ou des taquets en bois, mortier de ciment ou en béton, etc.*). Les joints utilisés doivent être conformes aux types de matériaux constituant le tuyau choisi.
7. **la vérification de l'étanchéité du réseau** : elle est rendue possible grâce aux tests effectués à l'eau ou à la fumée entre deux regards consécutifs (tronçon par tronçon), après vérification des cotes des ouvrages lors que le remblais est réalisé. Ces tests font l'objet d'un procès verbal signé de l'entreprise, du bureau de contrôle et du maître de l'ouvrage. Les épreuves à l'eau durent environ 30mn après le remplissage du tronçon considéré. Au cas où l'on utiliserait le test d'étanchéité à l'eau dans le cas des joints en ciment, il faudra absolument attendre la prise complète des joints avant le démarrage dudit test ; dans le cas contraire, le test à la fumée est recommandé.

8. **le remblaiement de la fouille** au moyen de matériaux d'appoint mise en œuvre par couches compactées. Il est conseiller d'opérer des remblaiements successifs de 40cm maximum avant compactage.

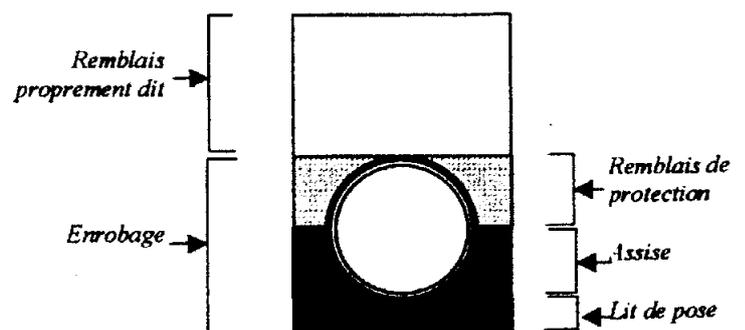


Schéma : Modalité de remblaiement de la fouille

Le premier remblaiement, effectué après prise du mortier de joint en cas d'utilisation de tuyaux en ciment, se fait manuellement jusqu'à une hauteur maximale de 15cm au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation, avec des matériaux fins et inertes tel que *le sable, la latérite, le gravier fin, etc.* La seconde phase du remblaiement peut se faire mécaniquement à l'aide d'engins avec utilisation de matériaux ne contenant pas de blocs rocheux, ni de débris végétaux ou animaux.

Pendant l'exécution des travaux, il est nécessaire de prévoir les dispositifs de branchements particuliers le long du réseau, aux endroits indiqués, afin que les immeubles et autres appartements puissent se connecter facilement au fur et à mesure de leurs installations. Ces dispositifs sont constitués des éléments suivants :

- **des regards de jonction** : le radier du regard de jonction est réalisé avec des cunettes telles que le flots provenant du branchement s'insère sans remous dans le flot principal
- **des « culottes » ou branchements simples** : ces éléments s'utilisent lors de la mise en place du réseau si l'emplacement du futur branchement est connu ; ils sont indiqués pour les collecteurs de faibles diamètres (<40cm).
- **des raccords de piquage** (*très utilisés avec des tuyaux en amiante-ciment*) : ils doivent être utilisables sans qu'il n'y ait des saillies à l'intérieur de la canalisation principale. Il en existe plusieurs types selon l'angle d'ouverture (α) sur le réseau principal : 90°, 120° ou 180° selon le diamètre de ce dernier.
- **des boîtes de branchement**.

Lorsque les tests de fonctionnalité ont été concluants, le maître de l'ouvrage, en présence du maître d'œuvre et du bureau d'étude chargé du contrôle des travaux réceptionnent l'ouvrage. Cette réception se veut d'abord provisoire pour une durée de fonctionnement et d'expérimentation qui dépend des closes du marché en vigueur dans chaque pays. Durant cette phase, le maître d'œuvre reste encore sous contrat jusqu'à ce qu'aucune défaillance ne soit survenue. C'est au bout de cette phase de fonctionnement expérimental que la réception définitive est signée si anomalie (*notamment les vices cachés*) n'est apparue jusqu'à lors. La signature de la réception définitive entraîne automatiquement l'appropriation de la gestion du projet par le maître de l'ouvrage.

II.3.3/- Quelques problèmes techniques affectant les réseaux

L'exploitation des réseaux de collecte des eaux usées n'est pas aisée au vu de la diversité et de complexité des types de problèmes couramment rencontrés tels que les fuites, les eaux parasites, la nature des effluents transportés, la corrosion et l'obstruction du réseau. Ces

problèmes peuvent être accidentels ou réguliers. Ils peuvent apparaître à la suite d'un événement pluvieux ou suite à l'extension des réseaux.

A/- Les fuites

Les fuites observées s'effectuent de l'intérieur des canalisations vers l'extérieur. Elles portent préjudice au lit de pose des canalisations et aux propriétés mécaniques du sol, support du réseau. Les causes des fuites en réseau sont multiples. Les plus couramment citées sont entre autres : les malfaçons lors de l'exécution des travaux, les défauts d'étanchéité au niveau des joints, les sollicitations mécaniques et chimiques autour des canalisations dues aux actions physiques et chimiques des effluents, les variations brusques de pressions à l'intérieur des canalisations, les charges statiques, dynamiques et hydrodynamiques qui sont responsables du phénomène d'écrasement des tuyaux.

B/- Les eaux parasites

Une eau parasite est une eau usée qui se trouve dans un réseau qui ne lui était pas destiné. Une eau parasite peut être propre mais générée par un système indépendant du réseau d'assainissement : c'est le cas des eaux d'infiltration de la nappes d'eau souterraine qui pénètrent dans le réseau à partir des joints défectueux, des fissures, des regards de visite, etc. ; c'est également le cas des eaux pluviales et des eaux de captage, mal drainées qui ruissellent et passent dans les réseaux d'eaux usées ; c'est enfin le cas des eaux usées des usagers mal connectés.

On peut classer les eaux parasites de part les sources émettrices, qui peuvent être soit diffuses (*eaux d'infiltration provenant des battements des nappes ou des joints défectueux*), soit localisées (*eaux de branchements incorrects, eaux de refroidissement*). On peut également les classer suivant la durée des apports : c'est ainsi que l'on peut avoir des eaux parasites à apport aléatoire ou occasionnel lié aux précipitations instantanées, et d'autre part, des eaux parasites à apport permanent ou pseudo-permanent qui correspondent à des débits d'infiltration ou de drainage (*cas des eaux usées industrielles non prétraitées*).

En France, les eaux parasites représentent plus de 15% du flux total théorique et peuvent ainsi avoir des incidences majeures sur le réseau de collecte et sur les stations d'épuration, surtout quand ces eaux contiennent des paramètres inhibiteurs d'épuration ou toxiques [AFEE, 87]. Les conséquences peuvent être imprévisibles : débordement des canalisations par saturation du réseau, usure et dégradation accélérée des cavités intérieures des canalisations. La recherche des eaux parasites dans les réseaux séparatifs peut se faire par enquêtes sur le réseau en étudiant la variation des débits pendant la nuit (*au moment des faibles débits d'eaux usées*) par rapport au débit moyen.

branchements d'eaux usées, des installations de prétraitement chez les industriels. Il convient également, de prévoir des campagnes régulières de curage des réseaux pour en assurer un bon fonctionnement et éliminer les risques de dégagement d'odeurs nauséabondes dû à la fermentation anaérobie dans les tronçons présentant des faibles pentes, faiblement ventilés ou non - aérés. Les effluents industriels non prétraités constituent un problème majeur pour l'efficacité de l'épuration à l'aval, pour la sécurité des agents chargés d'entretenir le réseau, pour la conservation des ouvrages et le devenir des boues issues de l'épuration. Il est donc important pour l'équipe en charge de la gestion des réseaux de mener des études conjointes pour maîtriser les caractéristiques des eaux usées industrielles à l'entrée des réseaux.

Les eaux usées véhiculées dans les réseaux peuvent causer l'érosion, la corrosion, l'abrasion et les dégradations diverses des canalisations. Les principales causes en sont la composition des effluents, la variation de la teneur en oxygène, la nature des matériaux de construction des tuyaux. Les corrosions peuvent être chimiques (*oxydation, hydrogénation, action du chlorure d'hydrogène et de l'hydrogène sulfure*) ; elles peuvent également être bactériologiques (*transformation des substances par les bactéries : cas des bactéries produisant de l'hydrogène sulfure*).

Les principaux dangers qui peuvent menacer le personnel sont les liés aux émanations de gaz toxiques, aux brûlures dues aux effluents chauds, aux maladies diverses. L'absence d'oxygène, la présence de gaz toxiques peuvent causer l'asphyxie, l'intoxication et des brûlures dues aux effluents industriels chauds. Il est ainsi recommandé de prémunir le personnel d'exploitation de masques à oxygène pour ne pas être en contact prolongé avec un atmosphère pauvre en oxygène mais riche en gaz dangereux (CO₂, CH₄, H₂S, HCl, CO, NO_x, etc.). Le méthane issu de la fermentation anaérobie dans les canalisations peut être explosif. Ce personnel ainsi que les usagers riverains peuvent également être victimes de certaines maladies au rang desquelles on peut citer la typhoïde, la dysenteries amibiennes, la diarrhée, l'hépatite virale, l'amibiase, etc., transmises à l'homme par voie digestive ou par contact direct.

E/- L'obturation

Les pratiques malveillantes et le vandalisme de certains usagers peuvent entraîner dans les réseaux d'eaux usées des éléments solides de tailles variables qui peuvent s'accumuler et provoquer des obstructions ou la diminution du diamètre des canalisations. Le tableau ci-dessous présente quelques-uns de ces éléments en fonction des diamètres de leurs particules.

Tableau 12 : Diamètres de quelques matières solides couramment rencontrées dans les eaux usées.

Eléments	Diamètre	Eléments	Diamètre
Particules à l'état dissous	10 ⁻⁴ μ – 10 ⁻¹ μ	Argiles	10 ⁻² μ – 10 μ
Particule à l'état colloïdal	1 μ – 10 μ	Matières en suspension	1 μ – 100 μ
Limon	10 μ – 1000 μ	Matières décantables	100 μ – 10.000 μ
Sable	1 – 5 mm		

Un autre paramètre concourant à l'obstruction des réseaux est la présence dans les eaux usées domestiques en particulier de matières grasses (*graisses*) insolubles et visqueuses. Ces

éléments sont la principale cause de l'encrassement et de l'obstruction du réseau parce qu'ils créent des « gaines » de crasse sur les parois internes des canalisations. Cet encrassement est aggravé par la présence dans les eaux usées industrielles des matières solides (*sables, feuilles mortes, etc.*) et autres substances abrasives ou corrosives.

II.4/- EXPLOITATION ET ENTRETIEN DES RESEAUX D'EAUX USEES

L'exploitation des réseaux de collecte des eaux usées est l'étape située en aval de la construction effective de ces réseaux. Cette activité relève de la responsabilité du maître de l'ouvrage, qui peut selon les cas, la concéder à un organisme. Dans la pratique, l'exploitation des réseaux concerne entre autres, les opérations d'entretien courant effectuées dans le cadre de la gestion normale du réseau et toutes les mesures permettant de contrôler le réseaux (*débit, niveaux d'eau dans le collecteur, position des vannes, etc.*). Les travaux d'exploitation peuvent se résumer en trois points principaux :

- le contrôle et le diagnostic du réseau, qui consiste à vérifier le bon fonctionnement ou non des canalisations ;
- l'entretien courant du réseaux, qui concerne les diverses opérations de maintien en l'état du bon fonctionnement des canalisations : débouchage accidentel, curage systématique ou préventif du réseau et des ouvrages annexes, nettoyage périodique du système, étanchement des zones de fuites, entretien des stations de relèvement, etc. ;
- la réparation des canalisations, la réhabilitation des portions du réseaux et le renouvellement des ouvrages, qui intéresse les opérations de remise en état du réseau par remplacement des équipements ou de portions de réseau défectueux.

L'entretien d'un réseau d'eaux usées est l'ensemble des techniques de contrôles et d'interventions effectuées sur ce réseau dans le but de lui assurer un fonctionnement harmonieux pendant l'exploitation. Lors que les études ont été bien menées, ces opérations ainsi que les moyens nécessaires pour leur exécution, doivent avoir été prévus pendant la conception.

Avant d'envisager une action d'entretien, il est nécessaire de prémunir le personnel en charge de ce travail, du matériel et d'équipements de protection corporels contre les dangers pouvant survenir dans le réseau. Parmi ce matériel on peut citer entre autres : *les casques, les lunettes et écrans faciaux, les gants étanches, les combinaisons de travail, les gilets de sauvetage, les masques à oxygène, etc.* Ce personnel doit également être vacciné et subir des visites médicales périodiques.

Les deux principales phases de l'entretien d'un réseau sont le diagnostic du système et les interventions en fonction des problèmes et des anomalies rencontrés pendant le diagnostic.

II.4.1/- Le diagnostic du système

Le diagnostic d'un système est un outil d'aide à la décision qui précise en outre la réalité actualisée de l'état de ce système. Pour y parvenir, le gestionnaire en charge de ce travail doit, pendant la campagne de diagnostic, relever les données relatives à la connaissance du réseau, le contrôle des branchements particuliers, la détection des eaux parasites et le contrôle des effluents, à l'aide des fiches d'exploitation préétablies et des plans du réseau. L'ensemble de ces données permettront après intervention d'établir l'historique du réseau en précisant, à chaque fois que cela est possible, les différents points sensibles ou points noirs (*étranglement, limitation des capacités, risques de débordement, d'encrassement et d'émanation d'odeurs, zones de dysfonctionnement, etc.*). Les données ci-dessous permettent de connaître l'état de fonctionnement du réseau à la date du diagnostic :

- la structure du réseau (*type de réseau*) et profil divers ;
- les caractéristiques géométriques des canalisations (*typologie et forme des tuyaux, nature des matériaux de construction, mode d'assemblage, etc.*) ;
- la position et les caractéristiques des points particuliers (*ruptures de pente et de profils, etc.*) ;
- la localisation et les caractéristiques des ouvrages principaux et annexes ;
- la caractérisation des points de dysfonctionnement du réseau (*infiltration, exfiltration, variation de pression, diminution des capacités d'écoulement, etc.*).

Le contrôle des branchements a pour but de vérifier l'étanchéité du réseau et le bon assemblage des canalisations selon la nature des tuyaux. Ce contrôle peut se faire soit par test à la fumée insufflée entre deux regards de visite dans les zones suspectées, soit par test aux colorants injectés en amont de chaque point suspecté. La détection des eaux parasites se fait par inspection visuelle à l'aide d'appareils photographiques, par observation des paramètres physico-chimiques des effluents et par mesure des débits entre deux regards de visite. C'est à ce niveau que doit s'effectuer la prise des échantillons d'eaux usées qui seront analysés ultérieurement en laboratoire pour contrôler la conformité ou non de certains paramètres de pollution.

L'analyse générale des données recueillies ci-dessus, donne un cliché à date de la situation actuelle du réseau sur les plans technique et fonctionnel. Le diagnostic permet ainsi de définir les stratégies d'intervention. Il permet aux gestionnaires et aux décideurs de prendre les grandes orientations et de définir en toute connaissance de cause les priorités d'intervention en fonction des tronçons et de l'ampleur des problèmes rencontrés.

Les principales actions et les données nécessaires au déroulement du diagnostic sont les suivantes :

Actions	Type de données			
	Recueil et exploitation des données	Données relatives à la collecte des eaux usées	Eaux usées	Populations, activités socio-économiques et culturelles Taux de consommation d'eau potable par secteur d'activité
Eaux pluviales			Pluies, caractéristiques des bassins versants, superficies et coefficients d'imperméabilisation	
Données relatives à l'équipement des parcelles et au transport des E.U.		Données d'état et de fonctionnement	Ouvrages sur les parcelles amonts, collecteurs, Ouvrages annexes	Etablissement d'un plan de recollement
Données relatives au traitement		Bilan de traitement (par temps sec ou de pluie) Etat et fonctionnement des ouvrages de traitement		
	Données relatives au milieu récepteur	Qualité actuelle Objectifs de qualité	Par temps sec ou par temps de pluies.	
Connaissance des pluies et du débit de pollution	Par temps sec	sur le collecteur des eaux usées sur le collecteur des eaux pluviales	détermination des apports des parasites permanents détermination des rejets directs des eaux usées	
	Par temps de pluie	sur le collecteur des eaux usées sur le collecteur des eaux pluviales	Mauvais branchement Rejet des flux polluants dans le milieu naturel permanent	
	Inspections nocturnes	Identification des tronçons producteurs d'eaux parasites permanentes		
Investigations spécifiques	Essais à la fumée	identification des branchements d'eaux pluviales sur les réseaux d'eaux usées		
Etablissement de programme hiérarchisé de réhabilitation/ d'extension	Hierarchisation en fonction des paramètres suivants, exprimés en équivalent - habitant :	<ul style="list-style-type: none"> • des quantités d'eaux parasites permanentes éliminées ou rejetées • quantité d'eaux usées récupérées dans les réseaux • de branchements d'eaux pluviales déconnectés du réseau d'eaux usées • de la réduction du flux polluant déversé dans le milieu récepteur. 		

II.4.2/- Les interventions après diagnostic

Les interventions des gestionnaires doivent être régulières et revêtir un caractère préventif et curatif. Les différentes opérations d'entretien et de maintenance concerne les activités suivantes :

- **le curages des tuyaux, des bouches d'égout et des regards de visite** : cette tâche est effectuée pour éviter les dépôts de boues et les fermentations de celles-ci dans la canalisation, étant entendu que les conditions d'autocurage ne sont pas toujours forcément respectées dans la pratique ; elle permet également de les désengorger en évacuant les dépôts divers qui s'y trouvent ; cette opération peut se faire de quatre manières : soit à l'aide d'un **système à chasse d'eau** dans les tuyaux (on crée dans ce tuyau un flux d'eau important et une variation instantanée de la vitesse d'eau qui favorise l'autocurage), soit à l'aide d'un **aspirateur** (pour les bouches d'égout et les regards de visite), par **curage mécanique** (un racleur se déplace dans les tuyaux) OU enfin par une **cureuse hydraulique** (jets d'eau important de plus 40 bars dans la conduite). La périodicité de cette opération dépend de la capacité de rétention de la cuvette de décantation et de l'état de la voirie ;
- **les nettoyages périodiques ou le ramonage des canalisations** : les matières en suspensions peuvent se décanter partiellement dans le réseau et diminuer ainsi la débitance des canalisations ; le seul remède est donc le ramonage qui peut se faire de manière hydraulique ou mécanique. **Le ramonage hydraulique** consiste à augmenter le débit dans le réseau en injectant de l'eau sous pression (entre 40 et 100 bars) ou alors en créant des

survitesses mécaniques, en réalisant une retenue d'eau en amont d'une vanne mobile montée sur deux roues et susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer : les sédiments se déplacent alors vers l'aval sous l'effet de la pression et la vanne se déplace progressivement au fur et à mesure que le radier est propre. Le ramonage hydraulique peut également s'opérer à l'aide de ballons obturateurs (*batardeau*) pour servir en amont de barrage de retenue d'eau dont l'ouverture rapide crée en aval une chasse entraînant une grande partie des dépôts existants. Par contre, **le ramonage mécanique** se fait à l'aide des treuils mécanisés équipés de godets tractés entre deux regards ; il est adapté pour des regards de diamètre supérieur à 70cm et le treuil est choisi selon la forme de la canalisation. La matière ramonée est extraite progressivement en aval par un aspirateur. En général, le matériel de ramonage est coûteux et le travail est contraignant.

- **les travaux de maçonnerie** : ils permettent de remettre en ordre les ouvrages défectueux du réseau ; les actions intéressent ici, la réparation des dégradations d'origines diverses, la consolidation par rapport aux mouvements du sol, les étanchements, les modifications pour améliorer l'écoulement des eaux, la remise à niveau des divers ouvrages annexes, la réfection des branchements particuliers, la rénovation des ouvrages, etc.
- **la surveillance et l'entretien des stations de relevage ou de refoulement** : l'objectif ici est de suivre le fonctionnement des stations de relèvement qui peuvent souffrir des problèmes courants de colmatage des dégrilleurs, de dysfonctionnement du cycle des pompes, de saturation de la station avec des risques de surverses vers le milieu naturel, de pannes prolongées des pompes, des équipements électriques, et des risques de vandalisme, etc.
- **la recherche des fuites** : celles-ci peuvent être dues aux tassements différentiels des remblais, aux surcharges roulantes, etc., provoquant des fissurations ou des ouvertures des joints. Elle peut se faire à l'aide de l'eau ou de la fumée.
- **le renouvellement et la réhabilitation des collecteurs** : la première opération peut se faire par remplacement partielles des conduites ; la seconde concerne les travaux d'étanchement des joints par injection de résines ou de ciments lors qu'il a été constaté des joints « fuyards » ou déboîtés, des fissures, des déformations, des corrosions ou des abrasions, des effondrements, etc.

L'entretien et la maintenance des réseaux sont fondés sur une parfaite connaissance de ceux-ci. Ces opérations s'effectuent en s'appuyant sur les cartes et plans du réseau, mise à jour. Aujourd'hui, ces documents cartographiques tentent de plus en plus à être informatisés au moyen de Systèmes d'Informations Géographiques. Ces outils permettent entre autres de consulter et d'enregistrer facilement les opérations d'entretien et de réparation, de programmer efficacement les travaux et les investissements, et de suivre rapidement les interventions.

II.4.3/- Quelques opérations de réhabilitation des réseaux de collecte des eaux usées

La réhabilitation des réseaux est souvent nécessaire pour certaines lacunes constatées pendant la phase de diagnostic. Elle peut se faire suivant deux techniques précises dépendant de la localisation, extérieur ou intérieur du réseau. Le tableau ci-dessous, *extrait et adapté de [VALIRON, 91&94], [AFFE, 87], [GUERREE et al 78]*, présente pour chacune de ces techniques, les interventions, leurs objectifs respectifs, les avantages et les inconvénients de chacune d'elle.

Tableau 13 : Réhabilitation, par l'extérieur, des réseaux de collecte des eaux usées.

Types d'intervention	Mode opératoire	Avantages	Inconvénients
Etanchements externes des joints par injection de produits colmatant (<i>pose de manchons ou manchonnage</i>)	Sous contrôle TV, positionner un manchon gonflable au droit des joints défectueux, injecter à partir de la surface un produit colmatant liquide qui sous l'effet de la pression se répartit à l'extérieur de la canalisation, à travers les joints (<i>résine thermodurcissable, matières thermoplastiques chauffées à l'état liquide ou semi-liquide</i>).	<ul style="list-style-type: none"> ● technique simple avec mise en œuvre rapide, ● répandue pour les conduites non visitable ● aucune exigence de mettre hors d'eau le réseau, ● contrôle immédiat de l'étanchement, ● souplesse des joints. 	<ul style="list-style-type: none"> ● méthode réservée aux petits diamètres (<30cm), ● exigence d'une bonne adhérence des colmatants pour les tuyaux en amiante - ciment ou en grès, . ● peu adaptée aux fuites radiales (ponctuelles) et aux fuites dues aux tassements différentiels non stabilisés (<i>limites d'allongement du colmatant</i>), ● réservée à des interventions locales peu nombreuses, ● pénétration des colmatants difficiles et parfois incomplète.
Gainage externe à l'aide de feuilles plastiques thermorétractables	Principe basé sur les propriétés thermo-rétractables des manchons appliqués sur les points de fuite en couverture d'un mastic élastomère à haute résistance	<ul style="list-style-type: none"> ● méthode simple et rapide, ● peu d'appareillage à adapter à la taille du tuyau, ● adaptée aux réseaux séparatifs de faible diamètre (<25cm) et dont les charges n'excèdent pas 0,5kg/cm² 	<ul style="list-style-type: none"> ● peu adaptée aux fuites dues aux tassements différentiels à faibles mouvements, ● interventions locales peu nombreuses, ● pression de service limitée à 0,5kg/cm²
Mise en place de colliers métalliques étanches ou de contre - brides	Principe basé sur l'application d'éléments d'étanchéité sur la surface de la paroi de la canalisation à l'aide d'outils de serrage métallique	<ul style="list-style-type: none"> ● adaptée pour des diamètres compris entre 30 et 60cm, ● adaptée aux tuyaux métalliques et applicable aux autres types, ● travaux d'excavation limités, ● mise en œuvre rapide ne nécessitant pas de mise hors d'eau, ● bonne étanchéité aux fortes pression, 	<ul style="list-style-type: none"> ● réservée à des interventions ponctuelles, ● durée de vie limitée (à cause de la corrosion), et coût relativement élevé, ● nécessité de nombreuses tailles de colliers, ● réduction, de la souplesse des canalisations au niveau des raccords.
Réparation de la canalisation par coffrage externe	réalisation d'une excavation au droit de la zone de fuite et mise en place d'un coffrage dans lequel le béton est coulé après étanchement sommaire de la fuite	<ul style="list-style-type: none"> ● applicable directement à un grand nombre de diamètre et de types de canalisation, ● opérations peu coûteuses, ● nécessité de matériels peu sophistiqués 	<ul style="list-style-type: none"> ● difficile à mettre en œuvre dans les zones densément peuplées, et résultats dépendant de la qualité de la pose, ● suppression de la flexibilité des joints, et technique peu rentable en cas de nombreuses détériorations.

Tableau 13 : Réhabilitation, par l'extérieur, des réseaux de collecte des eaux usées. (suite)

Types d'intervention	Mode opératoire	Avantages	Inconvénients
Remplacement d'un élément ou d'un tronçon d'égout défectueux	intervention locale visant à changer les éléments détériorés par des tuyaux neufs	<ul style="list-style-type: none"> adaptée aux conduites non visitables (diamètre < 40cm), pour augmenter l'écoulement et réparer les branchements conduites neuves, 	<ul style="list-style-type: none"> mise hors d'eau obligatoire (avec utilisation de ballon-bouchons), n'élimine pas les défauts de pose.
Étanchements externes des joints par injection de produits colmatant (pose de manchons ou manchonnage)	Obturation d'un joint ou d'un raccord de canalisation présentant des fuites par la mise en place d'un moule puis par injection sous pression d'un produit colmatant (ciment associé à la bentonite, résines,	<ul style="list-style-type: none"> introduction du matériel par les regards de visite, possibilité de vérification de l'étanchéité et de conservation de la souplesse des joints (sauf le cas des ciments), injection de produits colmatant pour combler les vides créés autour des joints et limiter les mouvements des canalisations. 	<ul style="list-style-type: none"> opérations coûteuses nécessitant des équipements sophistiqués, pas de réponses aux problèmes de détérioration de la structure.
Réfection et étanchement par injection de mortier de ciment ou de résines	Arrêt des infiltrations par remplissage des vides présents dans la structure par un mortier de ciment ou de résine	<ul style="list-style-type: none"> utilisée pour l'étanchement des regards, travail possible avec des infiltrations, utilisables pour tous les types de tuyaux autres que ceux en plastiques. 	<ul style="list-style-type: none"> mise en œuvre longue, coût relativement élevés (résine), limitation de la rénovation, risques de détérioration des autres réseaux.

Tableau 14 : Réhabilitation, par l'intérieur, des réseaux de collecte des eaux usées.

Types d'intervention	Mode opératoire	Avantages	Inconvénients
Pose de manchettes à l'intérieur des canalisations	Placement au droit des zones défectueuses de bande de colle	<ul style="list-style-type: none"> procédé peu coûteux, mise en œuvre rapide et peu de gêne de surface, applicable à tous types de diamètres 	<ul style="list-style-type: none"> faible résistance à l'abrasion et à l'arrachement, pas de vérification d'étanchéité, exigence de la mise hors d'eau.
Revêtement in situ des parois intérieures des canalisations à base de ciment	Application d'enduits à base de ciment sur les surfaces intérieures des canalisations, pour les protéger des effets de la corrosion, accroître leur capacité de transport et consolider leurs propriétés mécaniques	<ul style="list-style-type: none"> technique simple, peu onéreuse et adaptée aux réseaux visitables, assurance des jointements et possibilités de rénovation structurante, adaptée à toutes les formes de diamètres. 	<ul style="list-style-type: none"> exigence de la mise hors d'eau sur une durée importante et du colmatage des zones d'infiltration, Non-conservation de la souplesse des joints, Non-suppression des cavités externes, risques d'obstruction des branchements particuliers.
Revêtement in situ des parois intérieures des canalisations à base de produits plastiques	Application d'enduits à base de produits plastiques sur les surfaces intérieures des canalisations	<ul style="list-style-type: none"> pas d'affouillement et technique rapide et efficace, conservation de la souplesse des joints, bonne résistance à l'action chimique, amélioration des coefficients d'écoulement. 	<ul style="list-style-type: none"> mise en œuvre délicate pour obtenir un revêtement uniforme, nécessité de mise hors d'eau et de mise à sec, revêtement bitumineux à faible durée de vie.

Tableau 14 : Réhabilitation, *par l'intérieur*, des réseaux de collecte des eaux usées. (suite)

Types d'intervention	Mode opératoire	Avantages	Inconvénients
Gainage intérieur (ou revêtement par membrane en polyéthylène ou en polyuréthane)	application (par collage ou par placage) d'une gaine afin d'assurer l'étanchéité de la conduite	<ul style="list-style-type: none"> ● ne nécessite pas de fouille, et adaptée à tous les types de diamètres, ● restauration de la capacité d'écoulement, et bonne résistance chimique et mécanique des matériaux, ● mise en œuvre rapide. 	<ul style="list-style-type: none"> ● technique relativement coûteuse, nécessitant un personnel qualifié, ● reprise des branchements par les fouilles, ● risques de détérioration de la gaine à la pose par tractage.
Tubage de la canalisation	reconstitution d'une nouvelle canalisation (visitable ou non) de diamètre inférieur sans destruction de celle défailante, par .	<ul style="list-style-type: none"> ● restauration de la capacité d'écoulement, ● rénovation des canalisations, ● prolongement de la durée de vie des tuyaux. 	<ul style="list-style-type: none"> ● travaux importants, coûteux et nécessitant un personnel qualifié, ● réduction du diamètre des canalisations, ● nécessité de grandes fouilles pour faire pénétrer les tubages si la largeur du regard ne le permet pas, ● risques de fuites.

2^{ème} PARTIE :

TRAITEMENT DES EAUX USEES

CHAPITRES III : STATIONS D'EPURATION « CLASSIQUE »

III.1/- TYPES DE TRAITEMENT DANS UNE STATION D'EPURATION

Une station d'épuration peut offrir partiellement ou en totalité trois types de traitement des eaux usées, à savoir : le traitement physique, physico-chimique et biologique.

1. Le traitement physique concerne essentiellement la filtration sur des filtres à granulats (sables, charbons actifs, etc.) avec une vitesse de percolation de l'ordre de 8m/h. Les rendements avancés du traitement physique sont de 60 à 80% pour les MES, de 30 à 50% pour la DBO₅.
2. Le traitement physico-chimique utilise des réactifs tels que les agents de coagulation (*floculation puis décantation*) ou alors des réactifs spécifiques à certains micro-polluants (*tels que les chlorures et sulfate d'alumine ou le relèvement du pH vers sa valeur 10 pour éliminer le phosphore, la chloration et l'aération à pH élevé pour détruire les ammoniacques, etc.*).
3. Le traitement biologique s'appuie sur l'aptitude de la faune et de la flore naturelle à éliminer certains micro-polluants. Trois formes de traitement biologique des eaux usées existent. Le traitement biologique indifférencié (*concernant essentiellement la DBO₅*) est constitué des bassins en cascade où contenant des micro-populations adaptées à chaque micro-polluant. Le traitement spécifique (*destiné à éliminer l'azote et le phosphore*) est basé sur le cycle naturel de l'azote dont l'élimination peut se faire soit par nitrification (*oxydation de l'ammoniaque par des bactéries hétérotrophes aérobies en nitrates et nitrites*) ou par dénitrification (*réduction de l'azote par des bactéries anaérobies*). Le procédé par lagunage complémentaire est la technique de traitement biologique la plus répandue et la plus ancienne dans le monde. Elle consiste à faire passer les effluents dans des bassins (*appelés lagunes*) de 1,5 à 2m de profondeur,ensemencés de microflore et de microfaunes spécifiques. Ce procédé offre de bon rendement en matière de DBO₅, d'azote, de phosphore, et même de germes pathogènes y compris les virus.

Les principales opérations suivantes concourent à l'épuration des eaux usées :

1. l'enlèvement des éléments de tailles relativement importantes (*débris organiques ou minéraux, etc.*).
C'est le pré-traitement qui consiste à faire passer l'effluent brut à travers un dégrilleurs de mailles moyennes de 2cm de côté faites de barres de 1cm de diamètre. Le dégrillage a ainsi pour objectif de faciliter l'évacuation des matières retenues vers des silos équipés de d'égouttoir, à l'aide de râteaux manuels ou mécaniques. Le dessablage qui s'ensuit permettra de décanter les grains grossiers ;
2. la séparation des matières en suspension (MES) de densité différente de celle de l'eau. C'est **le traitement primaire**⁶ qui consiste à faire décanter dans un bassin (appelé décanteur primaire),

⁶ Il est annoncé une élimination naturelle d'environ 30% de la DBO₅ dans cette phase ; ce taux d'élimination atteindrait 65% (pour la DBO₅) et 80% (pour la DCO) si on y ajoutait des réactifs coagulants (cas des traitements physico-chimiques).

circulaire ou rectangulaire, les eaux prétraitées suivant un temps de séjour d'environ 2 heures à une vitesse de surverse⁷ de l'ordre de 1 à 2 m/h ;

3. l'élimination biologique de la pollution organique due aux matières colloïdales et dissoutes. C'est le **traitement secondaire** qui consiste à éliminer la DBO et la DCO par apport d'oxygène en quantités suffisantes, voire abondante, pour nourrir les micro-organismes responsables de l'épuration ;
4. l'élimination de la pollution minérale (azote, phosphore, etc.) ; elle peut se faire par voie physique, physico-chimique ou biologique. Il s'agit du **traitement tertiaire** ;
5. l'élimination de la pollution résiduelle réputée dangereuse, due aux germes de contamination fécale (streptocoques fécaux, coliformes fécaux, coliformes totaux, virus, et autres polluants chimiques tels que les chlorures, les sulfates, les métaux lourds, etc.). C'est le **traitement quaternaire ou traitement complémentaire** qui peut se faire également par voie physique, physico-chimique ou biologique pour éliminer les micro-polluants. Cette étape, onéreuse, n'est envisageable qu'en cas d'exigence de préservation maximale de la qualité initiale du milieu récepteur, notamment au voisinage des plages, des zones de baignades, etc.

Ces différentes opérations de manière intensive (cas des **stations dites « classiques »**, plus ou moins mécanisées avec injection éventuelle de réactifs et d'adjuvants chimiques pour accélérer le processus) ou de manière extensive (cas des **stations dites rustiques ou naturelles** utilisant les potentialités épuratrices des organismes vivants végétaux ou animaux, aquatiques ou non, etc.).

III.2/- QUELQUES STATIONS CLASSIQUES REPANDUES EN AFRIQUE SUBSAHARIENNE

Le traitement des eaux usées dans une station d'épuration permet d'éviter au milieu récepteur les conséquences néfastes d'un rejet brut de ces eaux. L'un des objectifs de la station d'épuration est de rechercher d'une part, à extraire des eaux usées produites, tout ce qui est nuisible ou susceptible de l'être (matières solides minérales ou organiques, odeurs, etc.) et d'autre part, de traiter et éventuellement de valoriser les sous-produits de l'épuration.

Il en existe plusieurs types à travers le monde, de telle manière que vouloir en dresser une liste exhaustive serait illusoire. Les plus répandues en Afrique subsaharienne sont le *procédé à bactéries fixes* (par lits bactériens ou par filtres noyés) et le *procédé par boues activées* ;

III.1/- Procédés à bactéries fixes

On distingue dans cette catégorie, les dispositifs par lits bactériens et les dispositifs par filtres noyés.

⁷ La vitesse de surverse est le rapport du débit maximal (Q_{max} en l/h) sur la surface réceptrice (S en m^2)

1. **Le dispositif par lits bactériens** favorise la prolifération des microorganismes épurateurs à l'aide de supports offrant de grandes surfaces de contact par unité de volume sur lesquels percolent et ruissellent les eaux usées à traiter. Dans la pratique, il est courant d'utiliser soit le gravier, la pouzzolane, les pierres (cas classique), soit des éléments en plastique à surface spécifique plus dense (cas spécifique), empilés entre 1,5 et 5m. Dans le premier cas, la vitesse moyenne d'écoulement admissible est d'environ 0,8m/h, alors que dans le second cas, cette vitesse peut atteindre la valeur de 3m/h. Quelle que soit la nature du matériau du lit, il est conseillé de recirculer les effluents de la sortie du dispositif vers l'entrée. La recirculation permet en effet de diluer les effluents à l'entrée des lits et de régulariser les débits. Le taux de recirculation, considéré comme étant le rapport du débit mélangé au débit brut, varie en général entre 2 et 3 pour les lits classiques, et entre 10 et 15 pour les lits spécifiques permettant un traitement des eaux usées beaucoup plus concentrées. La charge volumique qui peut être traitée par jour et par mètre cube de matériaux dépend du type de matériaux utilisés : ainsi cette charge est d'environ de 0,8kg de DBO5/m3 de matériaux dans le cas des lits classiques, et de 3 à 10kg de DBO5/m3 de matériaux dans le cas des lits spécifiques.

La gestion ou l'exploitation des lits bactériens est simple. Ces derniers n'exigent pas une consommation d'énergie assez importante. Cependant, les lits bactériens sont extrêmement sensibles à la présence d'huile et de graisse dans les eaux usées. Ils coûtent relativement chers, comparés aux lagunes.

2. **Le dispositif par filtres noyés** est composé d'une couche de grains d'argile (de diamètre 3 – 5mm) de 1 à 2m de hauteur, placée au-dessus d'un dispositif de soufflage d'air qui maintient les conditions aérobies. Les effluents, en percolant à travers la couche aérée, éliminent au passage environ 5 à 6kg de DBO5 par mètre cube de matériaux du filtre.

Tableau : analyse comparative entre les systèmes à lits fixes.

Système	Avantages	Inconvénients
Lits bactériens	<ul style="list-style-type: none"> • excellent rendement et simplicité de gestion, • faible consommation d'énergie et tolérance vis à vis des surcharges, • indiqués pour les petites stations présentant des difficultés de surveillance. 	<ul style="list-style-type: none"> • coûts d'investissement élevé, • manque de souplesse, • nécessité d'installer un décanteur secondaire à la sortie.
Filtres noyés	<ul style="list-style-type: none"> • non exigence d'un décanteur secondaire à la sortie, • système beaucoup plus compacté que le précédent, • souplesse et possibilité d'association la filtration et la biodégradation, • possibilité d'élimination de l'ammoniaque. 	<ul style="list-style-type: none"> • coût élevé de construction, • difficultés de lavage des grains d'argiles.

III.2/- Procédé par boues activées

Dans ce procédé, les levures et les bactéries en suspension assurent l'essentiel de l'épuration suite au brassage et à l'aération des effluents bruts dans les bassins d'aération. Deux variantes de

boues activées existent dans le monde, à savoir, les bassins « alternatifs » et les bassins « combinés ». Les bassins alternatifs couplent simultanément l'aération et la décantation : les effluents sont ainsi, tour à tour, agités puis laissés au repos dans le même bassin. Dans les bassins combinés par contre, une partie des bassins sert d'aérateur et l'autre de décanteur. Le rapport, en poids, de la DBO5 à traiter sur le poids des microorganismes est un paramètre pertinent qui caractérise le bon fonctionnement des bassins d'aération. Ce rapport est défini par les charges « massique⁸ » ou « volumique⁹ ».

Tableau : Paramètres de conception de la station de Grand-Messa (Yaoundé – Cameroun).

Paramètres	Désignation	Paramètres	Désignation
Date de mise en service	1968	Volume du bassin d'aération	238,5m ³
Nature du réseau	séparatif	Volume du bassin de digestion	238,5m ³
Capacité	4.500	Volume du bassin de décantation	57,7m ³
Débit journalier (m ³ /j)	450	Temps de rétention du bassin d'aération	9h30mn
Charge polluante (kgDBO5/j)	243	Temps de rétention du bassin de décantation	9h25mn

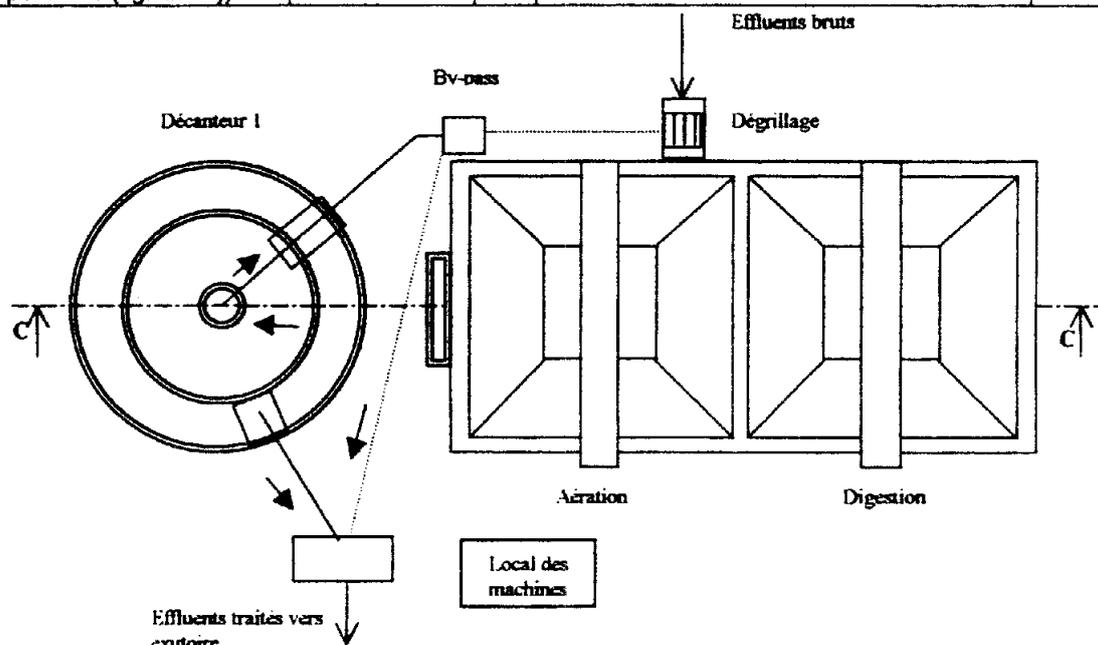


Figure : Exemple du principe de fonctionnement d'une station d'épuration par boues activées moyenne charge munie d'un digesteur aérobique sans lit de séchage (station de Grand – Messa, à Yaoundé)

Cette station possède en son entrée, un dispositif de dégrillage de forme carrée de 47cm de côté constitué de grilles maillées de 2,5cm de côté. Les effluents après le dégrillage arrivent dans un bassin d'aérateur de forme carrée tronconique de 8,25m de côté, muni d'une turbine, où elles subissent un brassage avant d'être renvoyées, à l'aide d'une goulotte, dans le bassin de décantation secondaire de forme cylindro-conique de diamètre 7m. Après décantation des boues, ces effluents passent par une goulotte circulaire pour être rejetés dans le cours d'eau Mingoa situé en contrebas. A l'aide d'une pompe de recirculation, les boues décantées sont recyclées vers le bassin d'aération. Les boues en excès quant à elle sont renvoyées dans le digesteur aérobique de forme carré tronconique muni également d'une turbine flottante.

⁸ la charge massique est le rapport de la masse journalière de DBO5 éliminée sur la masse des boues présentes dans le bassin.

⁹ la charge volumique est le rapport de la masse journalière de DBO5 éliminée sur le volume du bassin.

Tableau : Ordre de grandeur des niveaux de charges habituels.

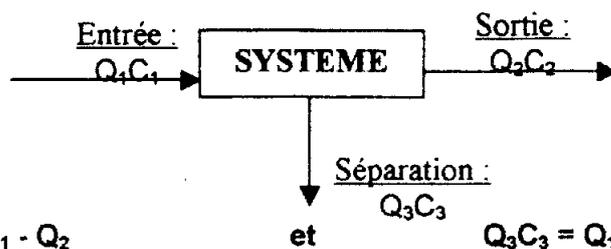
Niveaux de charges	Charges massiques (kg/kg)	Charges volumiques (kg/m ³)	Rapport DBO5 retiré/DBO5 entrant
Fortes charges	0,5 - 1,0	1,5 - > 2,0	80%
Moyennes charges	0,2 - 0,4	0,5 - 1,5	90%
Aération prolongée	0,01 - 0,1	0,1 - 0,5	95%

Les STEP de faible charge sont plus onéreuses et consomment beaucoup plus d'énergie. En général, plus la STEP est grande, plus l'économie réalisée sur les dépenses d'investissement et d'exploitation est importante et plus les eaux à traiter sont beaucoup plus diluées. La recirculation des boues dans le bassin d'aération permet de maintenir une population bactérienne élevée dans ce bassin. Le taux de recirculation des boues se calcule en fonction des charges massiques, de la teneur en matière solide du bassin d'aération. Ce taux de recirculation varie entre les valeurs extrêmes suivantes : 0,5 et 3 et la moyenne généralement prise en considération est de 0,8 à 0,95.

Le dimensionnement du décanteur secondaire du système par boues activées doit se faire de manière à ce que le temps de séjours ne soit pas assez long pour éviter les phénomènes de fermentation anaérobie, voire de dénitrification. L'indice de *Molhmann*, qui caractérise le volume de boues activées de résidus sec égale à 1g, décantées en une demi-heure, est inversement proportionnel à l'aptitude de ces boues à la concentration. Cet indice se situe souvent entre 120 et 150, et la valeur moyenne de 80 est excellente pour épuration des eaux usées. Au-delà d'un indice de *Molhmann* de 300, les boues décantent lentement et séjournent longtemps dans le décanteur. Ce qui risque d'accroître la fermentation aérobie due à la présence de bactéries filiformes dites bactéries filamenteuses caractéristiques du phénomène anglo-saxon de *Bolking*, très répandu mais encore difficilement maîtrisé à nos jours. La quantité d'air nécessaire pour l'aération est d'environ 1kg d'oxygène pour 1 kg de DBO5 à traiter ; l'insufflation de 1kg d'oxygène nécessite une énergie moyenne de 0,5 kWh. L'épuration des eaux usées dans les stations classiques répond à un processus comportant des phases physiques, chimiques, thermiques et biologiques permettant dans des conditions optimales une épuration efficace de ces eaux. Ce processus comporte des phases de séparation des matières solides (boues), et des phases de transformation, avec ou sans recirculation des eaux dans le système.

AI- Processus de séparation dans une station par boues activées

Le processus de séparation se schématise comme suit :



- $Q_1 \rightarrow$ Quantité à l'entrée
- $Q_2 \rightarrow$ Quantité à la sortie
- $Q_3 \rightarrow$ Quantité séparée
- $C_1 \rightarrow$ Concentration du polluant à l'entrée
- $C_2 \rightarrow$ Concentration du polluant à la sortie
- $C_3 \rightarrow$ Concentration du polluant séparé

$$Q_3 = Q_1 - Q_2$$

et

$$Q_3C_3 = Q_1C_1 - Q_2C_2$$

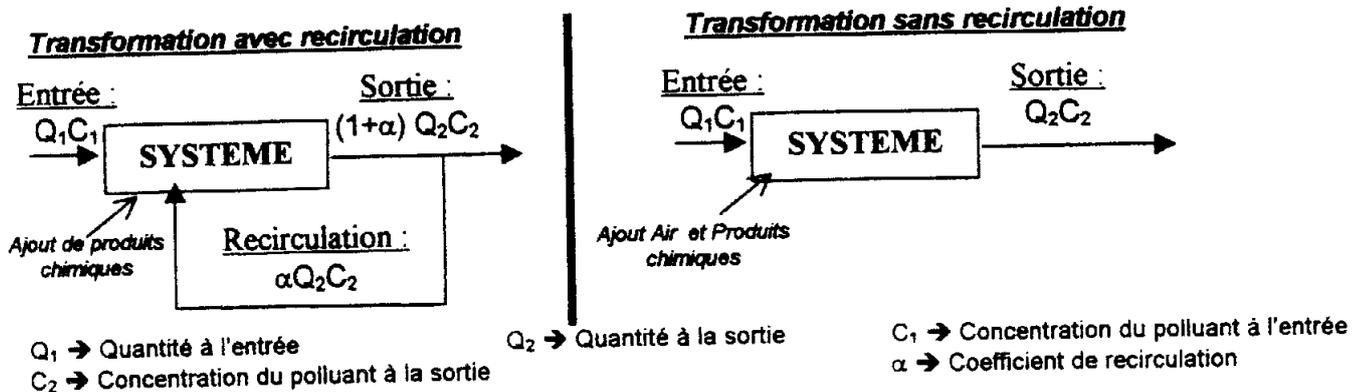
Dans une station classique, le processus de séparation s'effectue dans des décanteurs primaires et secondaires, et au niveau des épaisseurs. Les appareils généralement

utilisés sont les mailles des dégrilleurs, les tamis (*fins ou gros, à grille fixe, à tamis tambour rotatif ou à bande sans fin*), les filtres tri-dimensionnel pour le sable, les centrifugeuses pour les boues, les flottateurs à air comprimé, les filtres rotatifs à tambour et les filtres à presse pour les boues, etc.

Le tamisage fin des effluents urbains retient une partie importante de la pollution en suspension, soulage les installations biologiques jusqu'à un rabattement de l'ordre de 30% de DBO5 et peut même se substituer à la décantation primaire.

B/- Processus de transformation dans une station par boues activées

On distingue en général le cas de transformation avec recirculation des effluents dans le système du cas sans recirculation



La transformation est un processus qui peut se faire dans des réacteurs biologiques tels que les boues activées, les lits bactériens, les disques biologiques, les digesteurs à boues, les flocculateurs, les hygiénisateurs de boues, etc.

III.3/- DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DES STATIONS CLASSIQUES : CAS DES BOUES ACTIVEES

III.3.1/- Dimensionnement des ouvrages de prétraitement

A/- Le Dégrilleur

Ils sont composés de grilles de maille >5mm ou de tamis de mailles <3mm.

Formules empiriques

La vitesse de passage de l'eau entre les barreaux est donnée par l'expression suivante :

$$V = Q / S_u \quad \text{où :}$$

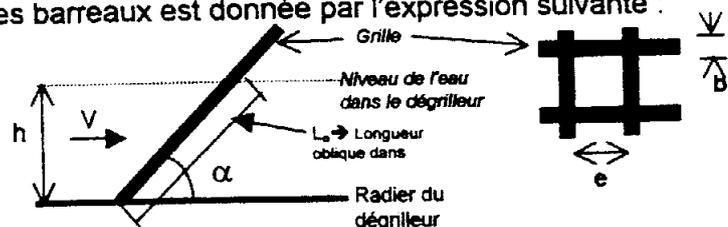
$$S_u = S_m \cdot \theta \cdot (1 - C) \quad \text{et } \theta = e / (e + b)$$

D'où

$$S_m = Q / [V \cdot Q \cdot (1 - C)]$$

$$L_o = h / \cos \alpha$$

$$I = S_m / h$$



- h = tirant d'eau dans le dégrilleur,
- b = épaisseur des barreaux
- i = largeur utile de la grille
- S_u = Surface utile de la grille
- e = espacement entre les barreaux du
- L_o = Longueurs oblique de la grille
- S_m = Section mouillée
- C = Coefficient de colmatage de la grille

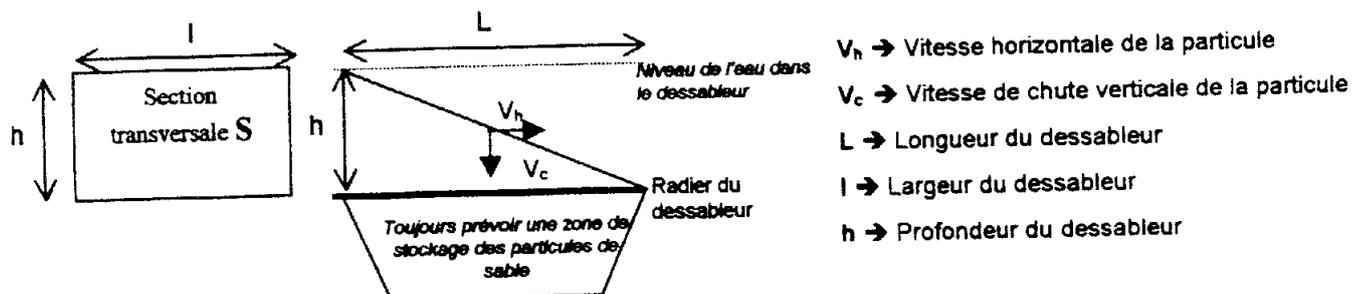
Données générales :

Nous présentons ci-dessous, quelques valeurs généralement utilisées pour certains paramètres

1. Vitesse de passage entre les barreaux comprise entre 0,6m/s et 1m/s
2. Ecartement des barreaux : Grille fine : [3mm ; 10mm[; Grille moyenne : [10mm ; 25[; Prédégrillage → [50mm ; 100mm]
3. Si nettoyage manuel du dégrilleur, alors : $\alpha = 60^\circ - 80^\circ$, $V \leq 1\text{m/s}$ et $C = 0,7\text{m/s} - 0,8\text{m/s}$
4. Si nettoyage mécanique, alors : $\alpha = 80^\circ$, $V \rightarrow 1,2\text{m/s} - 1,4\text{m/s}$ et $C = 0,5 - 0,6\text{ m/s}$
5. Si tamisage fin, alors $e \rightarrow [20\mu ; 1\text{mm}]$; Si tamisage grossier alors $e \rightarrow [1\text{mm} ; 5\text{mm}]$

B/- Le dessableur

Il permet de retenir le sable, les cailloux, les graviers et autres matières minérales de granulométrie supérieure à 0,2mm, susceptibles d'être présents dans les eaux usées. Le dessablage est surtout important quand il ya dans le circuit d'alimentation des éventuels pompages de l'eau vers les bassins aval.



Conditions aux limites du dessableur

1. La particule, avant d'avoir parcouru la longueur du dessableur, doit avoir atteint le fond de celui-ci. Ainsi : $(L/V_h) \geq (h/V_c)$ où $V_h = Q/lxh$ et $S_h = L - l$

$$S_h = Q/V_c, \quad \text{et } V_c = 70 \text{ m/h pour des particules de } 0,2\text{mm}$$

2. La matière organique contenue dans les eaux usées, pendant le parcours du dessableur, ne doit pas décanter. Alors, $V_c = Q/(h.l) = 0,3\text{m/s}$; Q est le débit de pointe par temps sec (pour des réseaux séparatif) ou Débit critique par temps des pluies (pour des réseaux unitaires).

On distingue plusieurs types de dessableurs, à savoir :

- le dessableur couloir simple (canal double) ;
- le dessableur couloir amélioré (avec évacuation de sable par pompage) ;
- le dessableur raclé ;

- le dessableur type tangentiel avec des temps de séjour inférieurs à 1 mn et une vitesse d'admission variant de 0,75 à 1 m/s ;
- le dessableur aéré avec un temps de séjour inférieur à 10 mn

C/- Le Déshuileur / Dégraisseur

Le déshuileur assure la séparation liquide - liquide, tandis que le dégraisseur effectue la séparation liquide - solide. Leur dimensionnement est basé sur la vitesse ascensionnelle des particules, qui dépend du type de dégraisseur.

- Pour les dégraisseurs statiques : Temps de séjour = 3 à 5 mn et Vitesse ascensionnelle = 15 m/h
- Pour les dégraisseurs aérés : Temps de séjour = 3 à 8 mn et Vitesse ascensionnelle = 15 à 20 m/h

$$Sh = Q/V_{as}$$

Remarques :

- l'insufflation de l'air dans le déshuileur favorise la remontée des particules grasses et évite la décantation de la matière organique ;
- tous les déchets retirés des installations de prétraitement ci-dessus doivent être correctement éliminés ;
- le sable peut être lavé avant d'être réutilisé ou envoyé à la décharge contrôlée pour enfouissement ;
- les graisses recueillies à la surface des dégraisseurs, déshuileurs, décanteurs, etc. doivent être incinérées ou enfouies convenablement. Elles ne sont pas réutilisables, sinon nécessitent de coûts trop élevés.

III.3.2/- Dimensionnement des ouvrages de traitement

Les paramètres clés du dimensionnement des éléments constitutifs d'une station d'épuration par boues activées sont les suivantes :

1. le débit spécifique à l'arrivée de la station ($m^3/hab./j$) ;
2. les coefficients de pointe diurnes et nocturnes ;
3. les quantités spécifiques journalières de la matière décantable et de la DBO₅ ($g/hab./j$) ;
4. la fraction de matières volatiles (organiques) dans la boue ;
5. les normes de rejet des effluents dans le milieu récepteur en vigueur dans la localité considérée¹⁰ ;
6. des constantes biologiques, telle la constante de croissance biologique (K^* , en j^{-1}), la fraction de transformation de substrat en biomasse (Y^*) et la constante de croissance anaérobie (K_a^* , en j^{-1}). En général, on admet en Suisse, les valeurs suivantes : $K^* = 0,8 - 1,5 j^{-1}$, $Y^* = 0,55 - 0,70$ et $K_a^* = 0,07 - 0,1 j^{-1}$. [EPLF, 93].
7. le temps de séjour minimum dans les décanteurs primaire et secondaire (en heures) ;
8. le temps de séjour maximum dans le décanteur secondaire (en heures) ;
9. les vitesses de chute limite en décantation (en m/h) ;
10. les courbes d'élimination de la DBO₅ en fonction du temps ;

¹⁰ Les contraintes normatives portent en général sur la DBO₅ et les matières décantables dans l'eau épurée.

11. la vitesse de soutirage des boues secondaire (en m/h) ;
12. le taux maximum de recirculation des boues activées ;
13. le temps minimum d'épaississage des boues (en heures) ;
14. la concentration souhaitée de la boue épaissie (kg/m³) ;
15. la concentration souhaitée de la boue digérée (kg/m³) ;
16. la profondeur du bassin de la boue activée (en m) ;
17. la durée de stockage dans la digestion secondaire (en jours) ;
18. le taux de minéralisation par digestion ;
19. la hauteur économique d'un épaisseur (en m) ;
20. la forme économique d'un digesteur.

AI- Dimensionnement du décanteur primaire

Dans cet ouvrage, les particules solides ayant traversé les grilles chutent au fond du décanteur. Ce dernier a donc pour rôle d'éliminer une fraction importante des matières en suspension (50 - 60% de MES totales, et 80 - 90% des MES décantables). Les déchets recueillis sont appelés « Boues primaire ». Dans un décanteur primaire fermé, les particules sont en mouvement, tandis que le milieu liquide est statique. Dans un décanteur en mouvement par contre, les particules et la matière liquide sont tous en mouvement.

On distingue deux principaux types de décanteurs :

- le décanteur statique, vertical ou horizontal, de forme rectangulaire ou circulaire, ou encore cylindroconique de pente comprise entre 50 et 60% vers le coin d'extraction des boues.
- le décanteur raclé, à dispositif de raclage à pont racleur, ou à chaise sans fin.

Le dimensionnement du décanteur primaire obéit à la loi de STOCKES, qui admet que la Vitesse de chute d'une particule sphérique devient constante lors que la force d'attraction et la force de résistance due au frottement s'équilibrent entre elles. On admet ici que le mouvement de l'eau est de type laminaire, sans tourbillons afin que le mouvement résultant de la particule soit linéaire. Ce qui n'est pas souvent le cas dans la pratique !

L'expression de la loi de NEWTON est de la forme :

$$V_c = \frac{\left\{ [\rho_s - \rho_l] \cdot g \cdot \frac{1}{C} - \frac{4}{3} d \right\}^{1/2}}{\rho_l}$$

V_c = Vitesse de chute

d = Diamètre de la particule

C = Coefficient de traînée

Re = Nombre de Reynold, en milieu laminaire, $Re < 1$

μ = Viscosité dynamique en prise (g/cm/S)

$$C = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34 \quad \text{ou bien} \quad C = \frac{24\mu}{\rho_l V_c d} \quad \text{en milieu la min aire}$$

L'expression de la loi de STOCKES est de la forme :

$$V_c = \frac{g}{18} - \frac{1}{\mu} [\rho_s - \rho] d^2 = K d^2$$

En milieu turbulent $\rightarrow C = 0,4$ et :

En milieu transitoire

$$V_c = 3,3g \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right]^{1/2} d^{1/2} = K' d^{1/2}$$

$$V_c = K'' d^{1/3}$$

K, K' et K'' \rightarrow Constante dépendant de m , ρ_s et ρ \rightarrow Masses spécifiques des particules

Quelques valeurs de V_c en fonction du diamètre moyen des particules

Diamètre (mm)	1,0	0,5	0,25	0,10	0,05	0,005	0,001	0,0001
V_c (m/h)	360	190	96	29	10	0,14	0,005	0,000054
Type	Sable et gravier		Sable fin		Vase		Argile	

Démarche de dimensionnement

Surface théorique : $S = L \times l$

Débit : $Q = V_d \times h \times l$

Vitesse de chute : $V_c = Q/S$

Conditions : $\frac{V_c}{V_d} \geq \frac{h}{L}$

V_c = Vitesse de chute de la particule

V_d = Vitesse de translation

L = Longueur du décanteur

l = Largeur du décanteur

Q = Débit de l'effluent

Remarque générale :

- le volume réel d'un décanteur devra toujours être grand de 1,5 à 2 fois que son volume théorique calculé
- La vitesse de chute permettant de retenir environ 2/3 de la DBO5 en 2 heures est $V_c = 2$ à 3 m/s
- La vitesse de translation est telle que $V_d \leq 15 V_c$
- D'où : $L \leq 15 \cdot h$ $Q \leq 15 \cdot V_c \cdot h \cdot l$, et on en déduit que $h \geq Q / (15 \cdot V_c \cdot l)$
- Pour assurer un écoulement laminaire de l'eau en translation uniforme, il faut que la longueur et la largeur du décanteur soit telles que : $L/l \geq 5$
- L'efficacité d'un décanteur est indépendante de la profondeur h ,

Quelques valeurs théoriques des caractéristiques du décanteur

V_c (m/h)	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
S (m ²)	0,5Q	0,45Q	0,42Q	0,38Q	0,36Q	0,33Q
l_{max} (m)	0,3	0,3	0,29	0,28	0,27	0,26
h (m)	0,11	0,10	0,096	0,092	0,088	0,085

Le volume réel mouillé est de la forme :

$$l = l_{th} + 0,5$$

$$L = L_{th} + 3$$

$$h = h_{th} + 0,5 \text{ (à 0,7)}$$

- en pratique, on prend souvent $h = 1,5$ à 3m

CHAPITRE IV : STATIONS EXTENSIVES OU RUSTIQUES : CAS DU LAGUNAGE

Le lagunage utilise des bassins de stabilisations pour épurer les eaux usées. Ces bassins, plus ou moins profonds, dispose d'une seule entrée et d'une seule sortie. Le processus d'épuration sont s'appuie sur l'aptitude des bactéries et des micro-algues à consommer la matière organique présente dans les eaux usées.

L'Afrique tropicale, caractérisée par un climat relativement chaud, dispose de conditions idéales pour le traitement des eaux usées par voies naturelles.

IV.1/- BASSINS DE STABILISATION

Les bassins de stabilisation sont simples à réaliser et s'entretiennent facilement avec un personnel plus ou moins bien qualifié. La technologie est généralement simple avec l'utilisation de très peu d'équipements sophistiqués. Comparé aux systèmes classiques, les bassins de stabilisation éliminent les germes pathogènes, assurant ainsi une qualité d'épuration meilleure pour l'homme et l'environnement. Ils disposent en outre une sensibilité très faible vis à vis des variations des charges de pollution. Les bassins de stabilisation nécessitent cependant beaucoup plus d'espaces. Les bassins de stabilisation utilisés dans le lagunage sont les bassin anaérobies, les bassins facultatifs et les bassins de maturation.

IV.1.1/- Bassins anaérobies

Toujours placé en tête du système, les bassins anaérobies sont utilisés pour dégrader la matière organique et assurer une bonne décantation. De tous les bassins de stabilisation, les bassins anaérobies sont les plus profonds (entre 2 et 5m). La matière solide des eaux usées se décante pour former une couche de boues au fond du bassin. Ces bassins reçoivent des charges organiques très importantes ($> 100\text{g DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$). Ils fonctionnent comme des fosses septiques à ciel ouvert. Les bactéries anaérobies dégradent alors ces matières organiques des boues. Il se dégage pendant cette phase du gaz pauvre de digestion. Les produits solubles dans les eaux usées passent aux bassins suivants. La DBO est éliminée entre 40 et 60%. Ils présentent comme inconvenient, le fait qu'il y autour des bassins, des odeurs nauséabondes. Les temps de séjours moyens sont de 1 à 2 jours.

IV.1.2/- Bassins facultatifs

Le caractère « facultatif » vient de ce qu'il se forme dans le bassin des couches anaérobies au fond et des couches aérobies en surface. Les bassins facultatifs sont, en général, utilisés pour éliminer la DBO et les germes pathogènes.

Ils peuvent être en tête d'une série de bassins ou alors recevoir les effluents provenant du bassin anaérobie. Les bassins facultatifs sont dits « primaire » lors que dans la série, ils reçoivent directement des eaux brutes. Ils sont dits « secondaire » quand ils reçoivent les effluents du bassin anaérobie. D'une manière générale, dans les bassins facultatifs, la DBO est éliminée entre 60 et 80%.

Dans un bassin facultatif, il se produit les phénomènes suivants :

- les matières solides en suspension décantent au fond et forment la couche anaérobie. Ces boues sont digérées par des bactéries anaérobies. Près de 30% de la DBO sont éliminées à cette étape.
- la couche aérobie qui se forme au dessus de la couche anaérobie, est le siège de prolifération des algues qui par photosynthèse, produisent l'oxygène. Ces algues se nourrissent à partir d'éléments nutritifs issues des sous produits de l'activité des bactéries. Ces dernières ont besoin à leur tour de l'oxygène produit par les algues pour se développer. Il se passe donc dans les bassins facultatifs une certaine interdépendance, appelée « symbioses ».

Il est recommandé de doter les bassins facultatifs d'une profondeur moyenne de 1 à 1,5m. Les profondeurs inférieures à 1 m ne sont pas recommandées. Les profondeurs supérieures à 1,5 favorisent les conditions anaérobies. Il est en outre recommandé de laisser les bassins accessibles au vent. Le vent assure, en effet, le brassage verticale et horizontal des eaux du bassin et homogénéise ainsi leur épuration. En l'absence du vent, la production d'algues diminue et se stratifie à moins de 20cm de la surface du plan d'eau. En fonction de l'intensité de la luminosité (rayon solaire) cette bande d'algues varie autour de la profondeur 50cm. Les temps de séjours requis sont de 5 à 30 jours.

IV.1.3/- Bassins de maturation

Les bassins de maturation améliorent le traitement des effluents issus des bassins facultatifs ou d'un autre bassin de maturation. Ils permettent d'éliminer les germes pathogènes au fur et à mesure que les effluents s'écoulent lentement dans les bassins. Ils ne doivent pas recevoir d'eaux usées brutes. Ils sont essentiellement aérobie sur toute leur profondeur, qui ne dépassent jamais les 1m. Pour cette profondeur, les bassins de maturation sont bien oxygénés et bien brassés. Le nombre de bassins de maturation dépend essentiellement de la qualité de l'effluent à la sortie du système. Les temps de séjours sont de 5 à 7 jours.

Un exemple de station de lagunage est celui du quartier Biyem Assi II à Yaoundé. Les initiateurs de ce type de station sont souvent guidés par les avantages socio-économiques, techniques et environnementaux qu'offre ce type de technologie.

La schématisation de cette station est présentée comme suit :

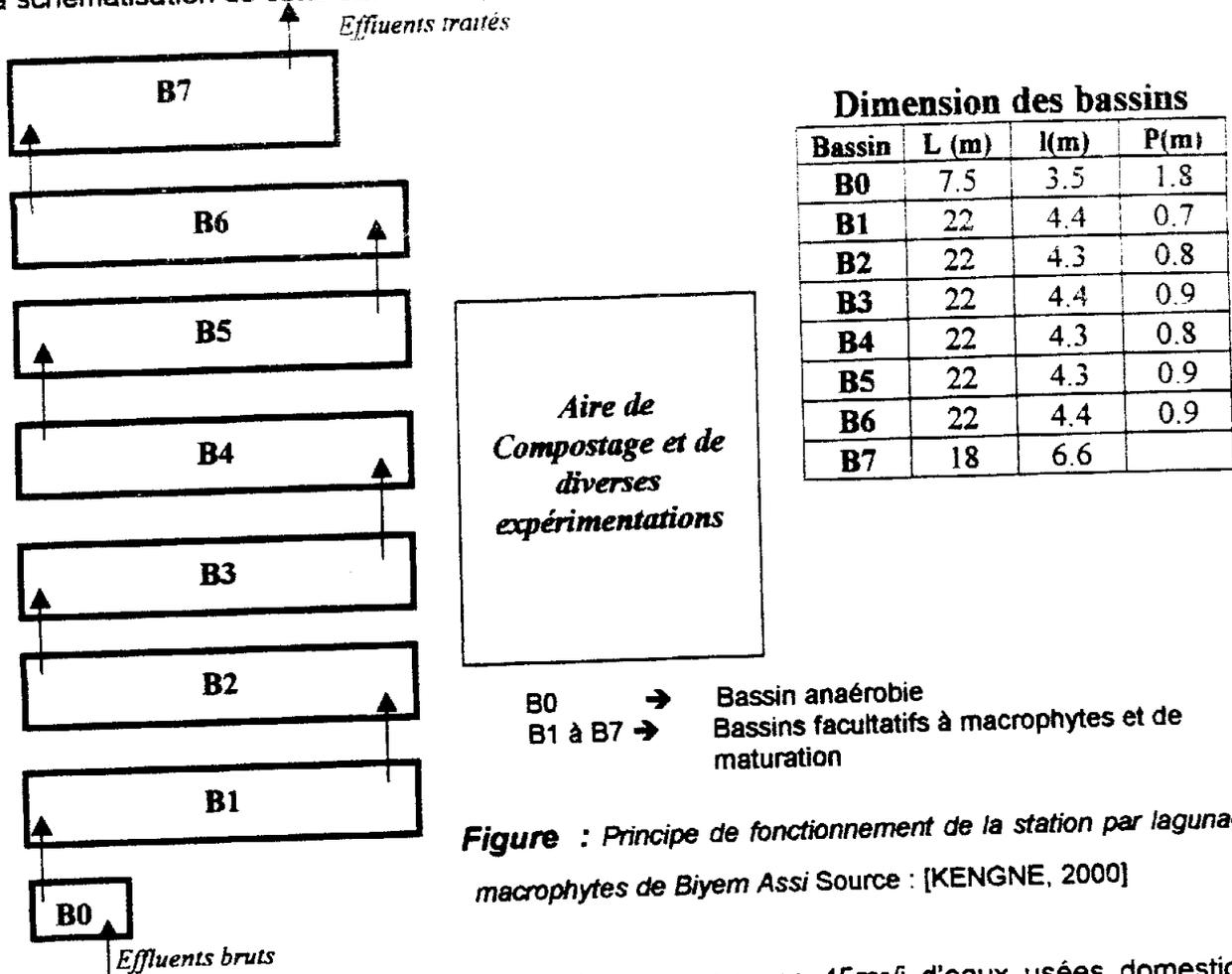


Figure : Principe de fonctionnement de la station par lagunage à macrophytes de Biyem Assi Source : [KENGNE, 2000]

Cette station pilote a été conçue pour traiter en moyenne 45m³/j d'eaux usées domestiques provenant de ces 650 habitations. Elle couvre près de 1000m² et comporte 08 bassins disposés en série et séparés par des digues de terre compactée comme l'indique la figure 9. Les eaux usées arrivent dans cette station de manière gravitaire. Le temps de rétention théorique de cette station oscille entre 09 et 16 jours. Les eaux usées brutes entrent dans la station par le bassin B0, qui assure simultanément la décantation et la digestion anaérobie. La phase de lagunage à macrophytes proprement dite se déroule dans les bassins B1-B7. L'espèce épuratrice utilisée, *Pistia stratiotes*, élabore une biomasse végétale importante récoltée périodiquement afin d'éviter le recyclage des polluants absorbés.

IV.2/- PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES BASSINS DE STABILISATION

Paramètres d'entrée et de rejet

	Charges caractéristiques des eaux usées brutes à épurer :	Charge admissibles à la sortie du système (normes de rejet en fonction des usages à l'émissaire de la station d'épuration).
DBO	360 - 700 (400)	25 - 60 (30)
MES	1200 - 2000 (500)	30
DCO	670 - 1300 (600)	90
CF	X.10 ⁷	100 - 50000

La qualité de l'effluent à la sortie dépend des paramètres ci-dessous :

1. la DBO est utilisée pour étudier la teneur en matière organique ;
2. les MES sont nécessaires pour évaluer la concentration des matières solides dans l'effluent. Ce paramètre est déterminant surtout lorsqu'à la sortie du système on envisage d'irriguer les champs (éviter ainsi le colmatage des systèmes d'irrigation et de pompage) ;
3. la quantité des coliformes fécaux (qualité bactérienne) pour éviter la contamination par des germes pathogènes.

IV.2.1/- Paramètres de dimensionnement

- Volume journalier des eaux usées produites dans la zone (V_j en m^3/j),
- Concentration en DBO5 des eaux usées à traiter [DBO]
- La température du mois le plus froid de la zone.
- Volume des rejets par polluant (Flux polluant de DBO, de MES)
- Débit journalier moyen par temps sec
- Débit de pointe horaire par temps de sec
- Débit moyen horaire diurne par temps sec
- Débit de pointe horaire par temps de pluie
- Rendement souhaité (abattement de DBO à la sortie du système)

IV.2.2/- Dimensionnement des bassins

A/- Bassin anaérobie

- Charge de DBO à l'entrée : 100 - 400 $g/m^3/j$
- Taux d'accumulation des boues dans les bassins : 30 - 40 $l/personne/an$
- Fréquence d'enlèvement des boues : 2 - 5 ans
- Disposition constructive : prévoir toujours 2 bassins anaérobie en parallèle pour permettre un service alterné en cas de pannes éventuelles.

Démarche de dimensionnement des bassins anaérobie

Calcul de la charge volumique en DBO

$$\lambda_v = L_1 \times Q_i / V$$

λ_v = charge volumique en DBO ($g/m^3/j$), en général comprise en 100 et 400 $g/m^3/j$

Q_i = Débit d'entrée (m^3/j)

V = Volume du bassin à mi-hauteur

L_i = Concentration en DBO₅ à l'entrée (mg/l ou g/m³), en général mesuré sur des échantillons

Avec $L_i = 1000 \times B/q$

B = contribution journalière de DBO (g/hab/j)

q = débit journalier d'eau usée (l/hab/j)

Evaluer le temps de séjour

$t_r = V / Q$ (entre 1 et 2 jours)

B/- Bassin facultatif

Deux méthodes sont généralement utilisées pour dimensionner le bassin facultatif : la méthode des réactions cinétiques et la méthode des empiriques ou méthode des charges admissibles.

La méthode des réactions cinétiques concerne le modèle d'écoulement en piston ou en mélange intégral dans le bassin. Dans la réalité, ce n'est pas souvent le cas. C'est pourquoi, on lui préfère la méthode empirique.

Démarche de la méthode des charges admissibles

Calcul de la charge admissible de DBO par unité de surface (λ_s en kg/ha/j)

Formule INDIENNE

$$\lambda_s = 375 - 6,25L \quad (\lambda_s \text{ en kg/ha/j})$$

où L est la latitude de la zone (en °) et la profondeur requise varie de 1,5 à 2 m.

Formule ARTHUR

$$\lambda_s = 20T - 60 \quad (\lambda_s \text{ en kg/ha/j})$$

où T est la température minimale de l'air du mois le plus froid (en °C)

Formule de MAC GARRY & PESCOD

$$\lambda_s = 20T - 120 \quad (\lambda_s \text{ en kg/ha/j})$$

C/- Bassin de maturation

$$K_b = 2,6 \times (1,9)^{T-20}$$

$$N_e = N_i / (1 + K_b \times t_1)$$

pour un seul bassin de maturation

$$N_e = N_i / (1 + K_b \times t_1) (1 + K_b \times t_2) (1 + K_b \times t_3) \dots (1 + K_b \times t_n)^n$$

pour n bassin de maturation en aval des bassins facultatifs et/ou anaérobie

où

- N_e = Nombre de coliformes fécaux pour 100ml, à la sortie du systèmes (ce nombre est donné par la norme de rejet).
 - N_i = Nombre de coliformes fécaux à l'entrée
 - t_i = Temps de rétention du i^{ème} bassin (en jour)
 - K_b = Constante de vitesse de premier ordre pour l'élimination es bactérie (en J⁻¹).
 - Temps de séjours dans le bassin de maturation est de 5 à 7 jour.
-
-

Détermination des certains paramètres

- Flux polluant (pour la DBO₅) = Débit des rejets multiplié par la concentration de la charge polluante de DBO₅
- Concentration en DBO₅ = Rapport de la DBO₅ totale par personne/Quantité d'eau usée rejetée par personne
- Rendement d'épuration (pour la DBO₅) = $(\text{DBO}_{5\text{entrant}} - \text{DBO}_{5\text{sortant}}) / \text{DBO}_{5\text{entrant}}$

IV.3/- DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

1. Les bassins peuvent être enterrés (bassins en déblais) ou en surface (bassin en remblais). Il est souvent recommandé, en fonction de la disponibilité des terres et du type de sol, de donner aux digues, des pentes de 1/3.
2. Les parois des bassins doivent être parfaitement étanche. A défaut (sol perméable), il est nécessaire de prévoir un revêtement en argile, en limon stabilisé, film plastique, en géomembrane, en béton en fonction des moyens financiers disponibles ou des matériaux locaux mobilisables dans la zone. La hauteur des digues doit être supérieure d'environ 50cm de la hauteur moyenne de l'eau dans le bassin.
3. Il est nécessaire de protéger les digues de l'érosion en prévoyant une maçonnerie de moellon, de pierre, de béton sur au moins 20cm de part et d'autre du niveau de l'eau dans les bassins.
4. Les eaux usées doivent être admises dans les bassins suffisamment loin des digues, afin d'éviter la formation des bancs de boues aux abords des bassins.
5. Pour permettre aux eaux usées d'avoir un long parcours dans les bassins, il est important que les tuyaux d'entrée et de sortie soient aussi diamétralement opposés que possible.

IV.4/- OPERATIONS D'ENTRETIEN DES STATIONS NATURELLES

Ces opérations concernent : la végétation, la nappe d'écume dans les bassins, les insectes, les odeurs, etc.

A/- Désherbage du site

- Faucher régulièrement la végétation autour des bassins pour éviter que celle-ci n'empêche le vent d'avoir accès dans les bassins ;
 - Enlever régulièrement les plantes dans les bassins et aux abords de ceux-ci pour permettre un meilleur échange de rayonnement lumineux, faciliter la photosynthèse des algues et éviter le développement des moustiques ;
-

B/- Les nappes d'écumes

- Ce sont en général les algues flottantes, les particules de boues remontées en surface des bassins par des bulles de gaz. Il faut régulièrement désagréger cette nappe flottante par des jets d'eau, suivi de leur collecte au moyen de râteau. Les écumes retirées doivent être enfouies.
- Un meilleur contrôle des algues consiste à élever des

C/- Les insectes et les odeurs

- La présence d'herbes dans le plan d'eau est généralement à l'origine des moustiques dans le site de la station. Certaines études prouvent cependant que ces moustiques ne sont pas des vecteurs de maladies (genre Anophèle femelle, glocine).
- Les odeurs sont généralement liées au bassin anaérobie.

D/- Le contrôle et le suivi de la station

- Il est important d'effectuer des prélèvements réguliers d'échantillons aux entrées et aux sorties des bassins, pour des analyses en laboratoire et évaluer les performances du système.
- Le contrôle concerne la mesure des volumes d'eaux usées qui s'écoulent d'un bassin à un autre. Ce contrôle permet de mesurer la part de l'évaporation, des pertes par infiltration ou des eaux parasites susceptible de diluer les eaux usées. C'est pourquoi, il est demandé de prévoir en ces points, des ouvrages de mesure des débits tels que le Canal de Venturi et le Canal de Parshall.

IV.5/- CRITERES DE CHOIX DES SITES DES STEP

Le choix de la localisation d'une STEP ne se fait pas au hasard. Elle doit prendre en compte les objectifs de qualité assignés au milieu récepteur et surtout respecter un certain nombre de critères de choix parmi lesquels [EPLF, 93] :

- la disponibilité des terrains (superficie, formes et topographie générale du site, etc.) ;
 - la proximité des habitations et des activités socio-économiques de type collectif ;
 - la nécessité de localiser la STEP au point le plus bas possible de l'agglomération ;
 - la nature et les caractéristiques du milieu récepteur des eaux usées (volumes et courants lacustres des lacs, débits moyens d'une rivière, périodes d'étiages, etc.) ;
 - la position du point de rejet par rapport à la rive ou à la berge (risques de pollution localisée) ;
 - le sens des vents dominants (risques de propagation d'odeurs) ;
-
-

- l'accessibilité du site de la STEP par une route carrossable pour faciliter également le raccordement aux réseaux techniques urbains (eau potable, électricité, téléphone, etc.) ,
- la variation saisonnière (battement) de la nappe phréatique ;
- disponibilité des sites pour le traitement et l'évacuation des sous-produits d'épuration des eaux usées, notamment les boues, les déchets solides des dégrilleurs et dessableurs, etc.

Il convient de remarquer que chaque STEP est un cas particulier adapté aux contraintes locales. Il n'existe pas de station d'épuration standard, mais de technologies et de méthodologies standards et transposable. On ne saurait de ce fait transposer dans un contexte jugé différent, des résultats techniques et des schémas trouver dans un autre contexte. Il convient régulièrement de songer à les adapter aux conditions socio-économiques, culturelles et environnement de la localité considérée. la disposition générale des équipements de la STEP est guidée par la topographie du site, sa forme et son profil en long, la quantité d'eaux usées transportées jusqu'à la station, etc.

CHAPITRE V : TRAITEMENT DES BOUES

Les boues des ouvrages de traitement des eaux usées constituent un autre déchet, source de pollution importante du milieu récepteur. Il s'agit d'un sous-produit de l'épuration contenant 1 à 4% et de l'eau¹¹. Les boues extraites des ouvrages d'épuration (*décanteurs et des autres compartiments du traitement primaire et secondaire*) doivent nécessairement être traitées avant leur rejet dans le milieu récepteur ou avant leur valorisation éventuelle. Ce type de déchet, très putrescible par ailleurs, constitue un danger pour l'homme et la nature. Le but de ce traitement est multiple, à savoir :

- limiter les phénomènes de putréfaction des boues et réduire leur pouvoir fermentescible ;
- réduire le volume des boues à évacuer ;
- faciliter le conditionnement des boues et leur transport vers les lieux de mise en décharge ou de valorisation.

Le traitement des boues requiert quatre principales étapes, à savoir : (1) la stabilisation, (2) l'épaississement, (3) la déshydratation et enfin (4) l'élimination.

Un des procédés de traitement des boues peut être le suivant :

Epaississement → Digestion ouverte → Digestion anaérobie fermée → Stabilisation aérobie.

¹¹ Les boues représentent 60 à 80g de matières sèches par habitant et par jour en France, et dans la pratique du dimensionnement des ouvrages de traitement des boues, il courant de considérer les valeurs de 2 à 3 litres de boues par habitant et par jour. [VALIRON, 91]

V.1/- STABILISATION DES BOUES

Le procédé de fermentation le plus répandu est la digestion anaérobie encore appelée fermentation méthanique. Le digesteur, cuvée hermétiquement fermée est l'équipement permettant la fermentation des boues par digestion en double phases : (a) la liquéfaction avec production d'acides volatiles et (b) la fermentation proprement dite avec production de gaz dont le méthane est en grande proportion (entre 65 et 70% du volume) suivi du gaz carbonique (entre 30 et 35%).

Une bonne stabilisation dans le digesteur s'effectue entre 20 et 30 jours à une température voisine de 35°C. Les boues ainsi stabilisées peuvent être valorisées en agricultures, répandues directement dans les champs (le taux d'humidité reste encore élevé) ou compostées avec de la matière organique végétale, ligneuse, etc. avant d'être utilisées dans les champs. Ces boues peuvent également subir l'épaississement.

La stabilisation des boues intervient pendant 2 à 3 semaines et représente la phase de maturation ou de minéralisation avancée de la matière organique présente dans les boues. Le résultat final d'une bonne stabilisation est l'obtention d'une boue stable de couleur noirâtre et inodore. A l'issue de la stabilisation, la boue digérée doit être séchée. Le séchage s'opère sur un lit de séchage constitué de matériaux filtrants. Le séchage peut se faire, par voie naturelle (séchage au soleil) ou par voie intensive (filtration sous vide, centrifugation, filtres presse, etc.). En climat tempéré, un ratio de 1m² pour 5 à 15 usagers est souvent utilisé pour dimensionner le lit de séchage. Les boues séchées peuvent être incinérées¹², compostées avec les ordures ménagères, utilisées directement en agriculture dans certaines conditions, etc.

La digestion aérobie ouverte se fait par minéralisation de la matière organique par la microflore et la microfaune dans un décanteur à froid (type IMHOFF) pendant 6 à 8 semaines ; il s'ensuit un dégagement lent de méthane ;

La digestion anaérobie fermée se fait en deux phases principales : la digestion en phase mésophile (30 – 35°C) s'opère avec libération d'acide aminé (d'où un pH caractéristique des milieux acides) ; la digestion en phase thermophile (50 – 55°C), caractérisée par un pH alcalin, provoque le dégagement rapide du méthane et la réduction de près de la moitié du temps de digestion ; la digestion permet en outre de diminuer le taux de matières sèches de plus du tiers du volume initial et le taux de matière volatile de plus de la moitié.

V.2/- EPAISSISEMENT ET DESHYDRATATION DES BOUES

L'épaississement des boues peut se faire par injection de bulles d'air afin de les rendre plus légères pour faciliter leur entraînement en surface. Cette étape permet de diminuer le volume de

l'ouvrage de traitement final des boues. L'épaississement peut également se faire avant la stabilisation. Son but essentiel, qui est de déshydrater les boues stabilisées, peut s'opérer de trois manières :

- par décantation : dans un décanteur cylindrique tournant haut d'au moins 3,5m pendant un temps de séjour variant de 2 à 10 jour ; les boues sont, avec la force centrifuge, ramenées vers le centre, tandis que l'eau est ramené vers l'extérieur et piégée.
- par flottation où l'eau est pressurée, entraînant ainsi des fines bulles d'air ;
- par drainage sur un lit de séchage, sur des filtres à bandes presseuses ou des filtres - presses, ou encore sur des filtres à vis.

Pour le lit de séchage, on propose un ratio de 1m² de lit pour 4 à 10 habitants selon le climat. Le lit de séchage fonction par évaporation et par égouttage sur un lit perméable ayant un substrat épais d'environ 20 à 30cm

Tableau : Ordre de grandeur des volumes (en litre) des composantes de quelques systèmes de traitement des boues. [VALIRON, 91], pp212.

	Volume primitif	Lits de séchage	Filtres à bande	Filtration sous vide	Centrifugation	Filtres à presse
50kg de matière sèches avant digestion (soit 35kg après digestion)	1 000	70 – 117	160	140	140	70 – 100
Par habitant et par jour (60 à 80g de matières sèches)	2 – 3	0,14 – 0,23	0,33	0,29	0,29	0,12 – 0,17
Siccité (%)	5	30 – 50	22	25	25	35 – 50

Plusieurs solutions de traitement ou de valorisation des boues d'épuration ou celles issues des ouvrages d'assainissement autonome ont déjà été éprouvées dans le monde aussi bien sur le plan expérimental qu'en grandeur réelle, bien qu'en Afrique, les boues soient encore disposées de manière anarchique. Parmi les solutions les plus répandues, on peut en citer :

1. L'épandage agricole direct, où les boues sont enfouies dans le sol dans le but de valoriser leurs potentialités nutritives. Cependant, il n'est pas conseillé de les utiliser pour les cultures des fruits et légumes poussant à ras de terre et destinées à être consommées à l'état cru. Les risques sanitaires sont en effet élevés. Il est également déconseillé de les utiliser dans des champs agricoles situés à proximité des habitations pour éviter la propagation des odeurs.
2. Le séchage naturel des boues de vidange après dégrillage sur des lits judicieusement dimensionnés en fonction de la quantité à sécher, la température et l'hygrométrie locale¹³.

¹² le PCS des boues est relativement important : 2000 – 3000 th/tonne de boues primaires et entre 1500 et 2000 th/tonne de boues digérées.

¹³ En zone tempérée, on prévoit en général 3000m³ de boues à sécher par an et par hectare sur terrain imperméable. ce chiffre devrait être plus élevé en zone tropicale sec ou humide.

3. Le compostage des boues, en additif avec les ordures ménagères afin d'améliorer la qualité nutritive du compost produit ; les contraintes dans ce cas sont la forte teneur en eau des boues, les odeurs, les risques de contamination, etc.
 4. Le traitement physico-chimique, par floculation pour éliminer la charge organique des boues de vidanges.
-

3^{ème} PARTIE :

LES OUVRAGES D'ASSAINISSEMENT AUTONOME

INTRODUCTION GENERALE

On parlera d'assainissement autonome lorsque le rejet des eaux usées d'une ou de plusieurs habitations ne sont pas raccordées à un réseau collectif public et font l'objet d'un traitement spécifique sous la responsabilité d'un ou de plusieurs propriétaires.

L'assainissement autonome peut être individuel (seul propriétaire) ou pseudo individuel (plusieurs personnes). Il représente le système le plus répandu en Afrique : il intéresse encore plus 70% des ménages dans les centres urbains et 100% des ménages dans les zones rurales.

Ce procédé a été développé pour utiliser d'une part, les capacités auto-épuratrices (en anaérobie ou en aérobie) des sols et d'autre part, l'aptitude de ces sols à pouvoir isoler les eaux usées de tout contact direct par l'homme. Les principaux ouvrages appartenant au procédé d'assainissement autonome sont les latrines (plus ou moins améliorée) et les fosses septiques.

CHAPITRE VI : FOSSE SEPTIQUE

La fosse septique est un dispositif d'évacuation et de traitement (au degré I et II) des eaux usées produites dans un ménage ou un groupe de ménages. En installant une fosse septique on envisage de rendre les effluents à la sortie du dispositif, aptes à l'absorption par le milieu naturel et compatibles avec les objectifs de fonctionnalité et de durabilité des équipements annexes et complémentaires, situés en aval (par exemple l'épandage souterrain, le puits d'infiltration, etc.).

Elle pré-traite l'effluent pour le rendre compatible avec l'infiltration dans le sol de manière à éviter le colmatage. Elle permet de décantier les matières solides, de liquéfier partiellement les matières polluantes.

La fosse septique fonctionne suivant le double principe de décantation et de fermentation anaérobie des matières organiques contenues dans les eaux usées.

- la décantation concerne la sédimentation au fond de la fosse (au niveau des bacs primaire et secondaire) des particules solides et la flottation des graisses et autres matières solides plus légères (cet ensemble forme le « chapeau de digestion » qui empêche les rayons lumineux de pénétrer dans les profondeurs de la fosse et créent ainsi les conditions d'anaérobie). La présence de cloisons dans une fosse septique permet d'éviter la remise en suspension des matières sédimentées.
 - la fermentation ou la digestion anaérobie est due aux micro-organismes anaérobies contenus dans l'effluent brut. Pendant cette phase, il y a d'une part, diminution du volume des matières organiques contenues dans les eaux usées initiales, et d'autre part, production de gaz de digestion (CH_4 , CO_2 , H_2S , etc.) qui assurent la décomposition des matières organiques. Ces gaz, combinés aux acides gras présents dans la fosse entraîne la présence des odeurs nauséabondes. Seule la ventilation continue de la fosse permet de limiter l'intensification de
-

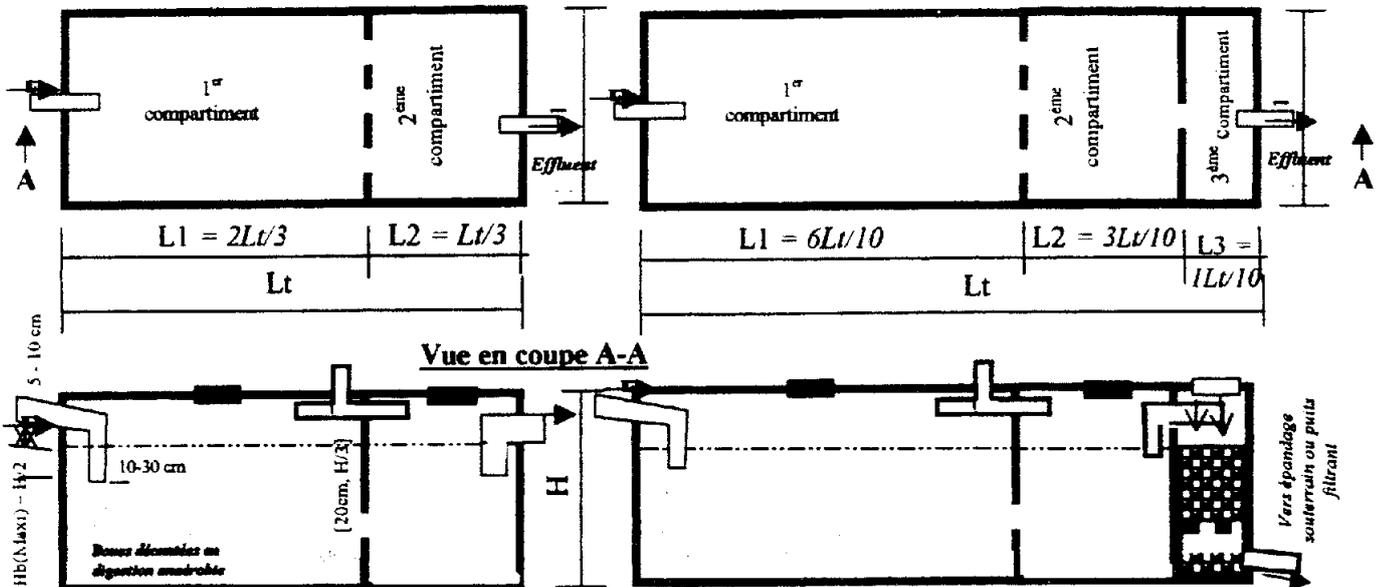
- si par contre $Ll < 2$ (fosse de forme ramassée, proche du carré), il y a risque de faible rendement également.

La hauteur moyenne de la fosse est comprise entre 1 et 2,5m. La fosse septique peut être à double ou à triples compartiments. Les dimensions de chaque compartiment devraient respecter les ratios ci-dessus :

Vue en plan des fosses

Fosse septique à doubles compartiments

Fosse septique à triples compartiments



VI.2.2/- Dispositifs annexes des fosses septiques

1. **Le séparateur de graisse (ou bac dégraisseur)** : il est situé en amont de la fosse septique, proche de la zone de production des graisses ou des huiles (cuisine). Cet ouvrage facultatif n'est envisageable qu'en cas de production accrue de graisse (cantines, hôtel, restaurant, etc.).
2. **Le débourbeur** : il s'agit d'un bac rectangulaire de dimensions $L \times l \times H$ égales à $80 \times 50 \times 50$ cm muni d'un panier amovible qui sert de rétention des déchets lourds et indésirables dans la fosse.
3. **Le filtre bactérien (aérobie ou anaérobie)** : il constitue le 3^{ème} compartiment de la fosse septique qui permet d'éliminer la matière organique en solution ou en suspension colloïdale. Le lit bactérien peut être constitué de graviers, de pouzzolanes, de mâchefers, posés sur un plancher perforé. Le volume minimal¹⁵ du lit bactérien est de 1 m^3 , et la hauteur minimale de la couche d'agrégat est de 1 m . En aérobie, le sens de circulation de l'effluent est descendant et le couvercle supérieur du compartiment est ouvert. En anaérobie, le sens de circulation de l'effluent est ascendant. Son volume n'est pas pris en compte dans le volume utile de la fosse.

¹⁵ Pour un logement de 6 pièces, le volume du lit est de $1,6 \text{ m}^3$, et pour chaque pièce supplémentaire, on le majore de $0,4 \text{ m}^3$.

VI.3/- DIMENSIONNEMENT DES FOSSES SEPTIQUES

Le volume de la fosse « toutes eaux » dépend du nombre d'usagers (Nu), du taux d'accumulation de la boue dans la fosse (Ta) et de la fréquence de vidange (Fv).

Les hypothèses suivantes peuvent être utilisées :

- taux d'accumulation des boues = 0,18 – 0,5 l/hab./j, (ou encore 65 – 180 l/hab./an) ;*
- fréquence de vidange de 2 à 5 ans ;
- hauteur maximale de la boue dans la fosse : au voisinage de 50% de la hauteur utile de la fosse ;
- hauteur d'eau minimale dans la fosse > 1m ;
- hauteur de rétention de la couche flottante au-dessus de l'eau dans la fosse = 20 – 25cm ;
- temps moyen de rétention des effluents dans la fosse = 5 jours ;
- volume minimal de la fosse : de 1,5 à 2m³ ;
- volume additif pour chaque supplément de 2 personnes dans le ménage = de 0,4 à 0,5 m³.

Il existe plusieurs méthode de dimensionnement de la fosse septique « toutes eaux ». Nous en citerons :

• la méthode Française

si Fosse « eaux vannes » : Vu = 2m³ pour un logement de 2 à 3 pièces principales
 = 3m³ pour un logement de 4 à 6 pièces principales
 = 3m³ + 0,5 (ou 0,75)m³ par pièce supplémentaire.

si Fosse « toutes eaux » : Vu = Double des volumes précédents.

• la méthode Belge

si Fosse « eaux vannes » : Vu = 300 l/hab./j X Nu si Nu est inférieur ou égal à 11,
 Vu = 225 l/hab./j X Nu si Nu > 11,

si Fosse « toutes eaux » : Vu = Double des volumes précédents.

• la méthode Canadienne

Elle est liée au nombre de chambres :

Nombre de chambres	Volume utile de la fosse (en litres)	Nombre de chambres	Volume utile de la fosse (en litres)	Valeur de β
1	Vu = 500β	3	Vu = 750β	β = 4,55 litres
2	Vu = 625β	4	Vu = 850β	
Soit, une incrémentation (ou majoration) d'environ de 100 à 125β par chambre supplémentaire				

• la méthode Anglaise

Elle applicable pour les fosses septiques à deux compartiments ayant une fréquence de vidange d'environ 2 à 3 ans, et une hauteur utile de 1,5m au minimum.

Dans les dispositifs par tranchées filtrantes, les tuyaux de distribution, de longueur maximale de 30m, doivent avoir des diamètres supérieurs ou égaux à 100mm, munis d'orifices de 5mm au moins. Les tranchées sur lesquels reposent les tuyaux doivent être garnies de graviers 10/40, et avoir des entraxes supérieurs ou égaux à 1,5m. Les longueurs des tranchées sont établies en situation défavorable : on recommande de les dimensionner lorsque les terrains sont les moins absorbants et quand la nappe phréatique est plus proche du sol. Le dispositif par lits filtrants est envisageable quand le sol est sableux et n'autorise pas l'exécution des tranchées. A la différence du dispositif précédant, la couche de gravier est continue entre les drains. Le dispositif par sols reconstitués est utilisé quand le sol est impropre à l'épandage souterrain en terrain naturel : importance de l'imperméabilité, insuffisance de la perméabilité, etc. Ainsi, on peut être amené à remplacer le sol existant par des matériaux de perméabilité voulue, qui soit convenable et indiqué. En empilant sur plus de 1m des matériaux filtrants de granulométrie homogène et bien ventilés par des courants d'air ascendant, on réalise ainsi un filtre bactérien percolateur. L'épaisseur de ce sol « artificiel » doit être supérieure à 0,7m, au fond d'une fouille d'environ 1,5m de profondeur. Dans le cas des travaux en sols aquifères (nappes < 1m), on peut être amené choisir un relèvement de la zone d'épandage avant la pose des tuyaux distributeurs.

Tableau : Superficie utile et dispositions nécessaires. [VALIRON, 91]¹⁶.

Hydromorphie	Sol perméable Coef K de Darcy 500→50 mm/h	Sol assez perméable Coef K de Darcy 50→20 mm/h	Sol médiocre Coef K de Darcy 20→10 mm/h	Sol très peu perméable Coef K de Darcy 10→6 mm/h ¹⁷
<i>Sol bien drainé, pas de nappe superficielle sensible</i>	25m ² de lit, ou 15m ² de tranchées	25m ² de tranchées de 60 à 75cm de profondeur (ou défaut, 45m ² de lit)	40m ² de tranchées de 60cm de profondeur	25m ² de tranchées peu profondes (50cm). Réserver une possibilité d'extension
<i>Sol moyennement drainé, niveau haut de nappe (de 1m à 1,5m) au-dessus du sol naturel</i>	35m ² de lit, ou 20m ² de tranchées de 60cm de profondeur	30m ² de tranchées de 50cm de profondeur	50m ² de tranchées de 60cm de profondeur	
<i>Sol assez mal drainé, niveau haut de nappe (de 50cm à 100cm) au-dessus du sol naturel</i>	tertre d'infiltration couvrant 30m ²	30m ² de tranchées de 50cm de profondeur et drainage du sous-sol (ou tertre d'infiltration couvrant 50m ²)	50m ² de tranchées de 50cm de profondeur et drainage du sous-sol (ou tertre d'infiltration couvrant 80m ²)	Drainage du sous-sol (ou tertre d'infiltration couvrant 120m ²)

VI.5/- MISE EN PLACE ET L'EXPLOITATION DES FOSSES SEPTIQUES

Lors de la mise en place, les précautions suivantes sont nécessaires :

- éviter la contamination de l'eau souterraine par l'azote organique ou ammoniacal contenu dans les eaux usées : pour cela, ne pas situer les ouvrages à proximité de la nappe phréatique ;
- limiter les vitesses de percolation afin d'éviter les risques de contamination de la nappe phréatique par le phosphore ;

¹⁶ Ces résultats sont établis en climat tempéré en admettant comme hypothèses, un logement de deux chambres, avec fosse septique « toutes eaux » construit sur un sol de perméabilité mesuré par un test percolation à niveau constant.

¹⁷ Pour K<6mm/h, l'épandage souterrain est déconseillé dans le sol en place ; à défaut, faite le dans un sol reconstitué.

- procéder à chaque fois, au décolmatage naturel du sol en suscitant les activités biologiques des bactéries du sol ;
- prolonger le temps de percolation des effluents en prévoyant, à plus de 60cm du terrain naturel, un socle peu perméable pour favoriser l'élimination des germes pathogènes ;

Pour assurer un fonctionnement efficace et durable des fosses septiques il faudrait pendant son exploitation veiller à :

1. vérifier annuellement le niveau des boues et désobstruer les conduites de ventilation ;
2. curer puis vidanger chaque trimestre les dispositifs annexes de la fosse, et notamment le lit bactérien s'il en existe ;
3. vidanger la fosse après 2 et 5 années de fonctionnement : ne jamais vidanger la totalité des boues dans le premier compartiment. Il est recommandé de laisser environ 20% des boues digérées qui serviront par la suite d'ensemencement des boues fraîches en microorganismes. Les autres compartiments peuvent être totalement vidangés.

CHAPITRE VII : LES OUVRAGES D'ASSAINISSEMENT AUTONOME A FAIBLE COUT : LES LATRINES AMELIOREES.

Plusieurs formes de latrines améliorées ont été développées dans les pays en développement. Les plus répandues en Afrique francophone sont les latrines à fosses ventilées (ou latrines VIP) et les latrines à siphon (ou latrines à chasse d'eau).

VII.1/- ANALYSE COMPARATIVE DES PRINCIPAUX SYSTEMES AUTONOMES A FAIBLE COUT

Le tableau ci-dessous ressort une analyse comparative des systèmes à fosse ventilées et à chasse d'eau.

	Les latrines à fosses ventilées	Latrines à chasse d'eau
Eléments fondamentaux	Fosses circulaires ou rectangulaires à paroi consolidée ou non, Dalle en béton ou autre avec deux orifices, superstructure en matériaux locaux, tuyau d'aération, toit couvert.	Fosses d'infiltration circulaires ou rectangulaires, Dalle en béton ou autre avec deux orifices, Siphon hydraulique, Conduites de liaison, Superstructure en matériaux locaux, Tuyau d'aération, toit couvert.
Lieux et contraintes d'application	zones rurales et périurbaines peu denses ; zones de faible consommation d'eau en réseau ; zones à utilisation de matériaux relativement durs pour le nettoyage anal ; zones de perméabilité > 2mm/h	zones rurales et urbaines ; zone de consommation d'eau en réseau relativement élevée ; zones d'utilisation d'eau pour le nettoyage anal ; zones à nappe phréatique relativement haute (possibilité de relevage des fosses).

(Suite)

	Les latrines à fosses ventilées	Latrines à chasse d'eau
Fonctionnement	Latrines à fosse unique ou à doubles fosses, recevant les excréta, les urines et les eaux de nettoyage de la dalle. Superstructure unique ou à compartiments multiples (cas des équipements socio-collectifs) aérée, ventilée et couvert d'un toit.	Fosse à paroi consolidée (maçonnerie de parpaings, de moellons, de briques stabilisées, etc.), couverte d'une dalle munie d'une cuvette plate ou avec « chaise » (en béton, en céramique, en PVC, etc.) relié à un siphon hydraulique (empêchant la remontée des odeurs et des insectes). Un tuyau de liaison relie le siphon aux fosses couvertes. La superstructure est unique et peut être relativement distante des fosses.
Avantages	absence de mouches et d'odeurs – possibilité de valorisation des matériaux locaux – coût relativement moins élevé.	absence de mouches et d'odeurs – possibilité de valorisation des matériaux locaux – coût relativement élevé, mais moindre que les fosses septiques – possibilité d'être construite à l'intérieur de la maison – système améliorable
Type d'entretien	Nettoyage quotidien du plancher – Drainage des eaux parasites (eaux de toilette corporelle, eaux de pluie, eaux de cuisines, etc.) – Vidange après 2 à 5 années de fonctionnement.	IDEM, sauf que la vidange de la première fosse pleine se fera après digestion complète et assèchement des boues.

VII.2/- PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT DES VOLUMES DES FOSSES.

VII.2.1/- Cas des latrines VIP

Les paramètres à fixer sont les suivants :

1. pour les fosses circulaires, le diamètre des fosses F , en m varie entre 0,9m et 2,0m ;
2. pour les fosses rectangulaires, la largeur et la longueur sont compris entre 1,0m et 2,3m ;
3. la revanche (h_r) ou hauteur libre entre la dalle et le niveau haut des eaux dans la fosse ne doit pas dépasser 0,5m ;
4. le repose pied ont les dimensions suivantes : longueur de 25cm à 30cm ; largeur de 12,5cm à 15cm et épaisseur entre 1,5cm et 2cm ;
5. la durée de vie maximale de la fosse (avant vidange), est de 5 an ;

La profondeur finale de la fosse est établie à partir de la relation : $H_f = H_u + h_r$

Le volume utile de la fosse se calcule par la formule suivante : $V_u = T_a \cdot N_u \cdot D_v$

Le volume final a pour expression : $V_f = V_u + v_r$

- V_u = volume final de la fosse (en m3),
- V_f = volume utile de la fosse (en m3),

- v_r = volume de vide au-dessus du niveau d'eau (il est fonction de h_r) (en m³),
- H_r = hauteur utile de la fosse (en m),
- H_u = hauteur utile des eaux usées dans la fosse (en m),
- T_a = taux d'accumulation de la boue dans la fosse (en m³/hab./an),
- N_u = nombre d'usagers de la fosse (habitants),
- D_v = durée de vie de la fosse (en années).

VII.2.2/- Cas des latrines à chasse

Aux paramètres ci-dessus énumérés seront ajoutés les suivants :

1. le tuyau de liaison (généralement en PVC) a une longueur maximale de 15m, un diamètre de 100mm et une pente variant entre 20% et 30% ;
2. les dimensions (longueur et largeur) de la chambre de liaison entre le tuyau de liaison et le siphon hydraulique sont choisies entre 0,2 et 0,5m ;
3. le diamètre de la fosse (Φ) circulaire ne doit pas dépasser 2m.

Le volume utile de la fosse se calcule par la formule suivante : $V_u = T_a \cdot N_u \cdot D_v$

Deux approches pour la détermination de la hauteur utile de fosse de forme circulaire :

- **approche par la hauteur utile de stockage :**

le volume utile de la fosse est $V_u = (3,14 \cdot H_s \cdot \Phi^2)/4 = T_a \cdot N_u \cdot D_v$

la hauteur de stockage correspondante est donc : $H_s = (4 \cdot T_a \cdot N_u \cdot D_v) / (3,14 \cdot \Phi^2)$

- **approche par la hauteur d'infiltration dans la fosse :**

- la revanche (h_r) est fixée d'avance (en général $h_r > 15\text{cm}$) ;
- la charge hydraulique (l/j) est exprimée par la formule : $Q_h = q_0 \cdot N_u$
- la surface d'infiltration (*maximale*)¹⁸ (m²) est : $S_i = Q_h / T_i = (H_i \cdot \text{Périmètre de la fosse})$
- la hauteur d'infiltration pour une fosse circulaire¹⁹ est donc : $H_i = S_i / (3,14 \cdot \Phi)$
- la hauteur utile à considérer est $H_u = \text{Max} [H_i, H_s]$
- la profondeur finale de la fosse est établie à partir de la relation : $H_r = H_u + h_r$

q_0 = quantité d'eaux usées rejetées par habitant (en l/j/hab.),

T_i = taux moyen d'infiltration latérale du sol au voisinage de la fosse (l/m²/j),

¹⁸ elle est dite maximale parce qu'elle néglige l'infiltration par le bas (fond) de la fosse et ne tient compte que de l'infiltration latérale ; ce qui a pour conséquence de diminuer le taux d'infiltration surfacique, et donc d'augmenter le volume de stockage de la fosse.

¹⁹ le périmètre d'une fosse circulaire est donc $P = 3,14 \times \Phi$.

Valeur de H_r en fonction du type de fosse

- si la fosse est du type « humide » :
 - alors : $H_r = 1,96 \cdot H_i$
 - si la fosse est du type « unique sèche » :
 - alors : $H_r = H_i + H_s$
 - si la fosse est du type « unique humide » (= fosse toutes eaux) :
 - alors : $H_r = 1,96 \cdot H_i + H_s$
-
-

BIBLIOGRAPHIE

- AFFEE (1987)** : (Association Française pour l'Etude des Eaux). *L'entretien des réseaux d'assainissement : Etudes et synthèse*. Diffusion Technique et documentation de Lavoisier. Paris. 1987. 199 pages.
- BABA-MOUSSA A., (1988)**. *Cours sur la collecte des eaux usées destiné aux étudiants de spécialisation en Génie Sanitaire à l'EIER de Ouagadougou*. EIER/EPLF. Ouagadougou. 1988. 96 pages.
- BERRAJA M., (1995)**. *Hydrologie et gestion des ressources en eau en Afrique*. Notes de cours au Département de Gestion de l'environnement de l'Université Senghor d'Alexandrie - Egypte. Promotion 1993-1995. Avril 1994.
- BONNIN Jacques (1986)**. *Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance*. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France. EYROLLES. Paris. 1986. 228 pages.
- CEMAGREF (19)** : Centre nationale du Machinisme Agricole du Génie Rural, des Eaux et Forêts. *Le traitement des eaux usées de type collectifs au Burkina Faso et au Sénégal*. Rapport de mission effectuée du 05 au 16/10/91 par Mme Boutin Catherine et Mr Lago Serge. Edition Groupement de Lyon, Division Qualité des eaux, pêche et pisciculture. 52 pages.
- COSTE C., & LOUDET M., (1987)**. *L'assainissement en milieu urbain ou rural. Tome 1 : Les réseaux et les ouvrages de retenue : conception, calculs, exécution des ouvrages d'écoulement*. Second édition mise à jour. Editions du Moniteur, Paris, 1987. 237 pages.
- DEJOUX C., (1988)**. *La pollution des eaux continentales africaines : expériences acquises, situation actuelles et perspectives*. Edition de l'ORSTOM, Paris, France. Chapitre EI. pp289 – 330.
- EKENFELDER W., W., (1983)**. *Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation, technique d'épuration, aspects économiques*. Traduit de l'américain VANDEVENNE L. Technique et documentation Lavoisier, Paris. 1983. 495 pages sans annexes.
- ENSP, (1995)**. *Rapport du séminaire sur le thème "Maîtrise de l'environnement urbain"*. FICUAUPEL-UREF. Yaoundé, Cameroun. Novembre 1995.
- GUERREE H. & GOMELLA C., (1978)**. *Les eaux usées dans les agglomération urbaines ou rurales. Tome 1 : la collecte. Tome 2 : le traitement*. Collection des cours de l'école chez soi (ECS). Edition Eyrolles. Paris. 1978. 250 pages.
- LE COZ C., TASSIN B., THEVENOT D., (1996)**. *Transfert des polluants dans les hydrosphères*. Actes des 6èmes journées du DEA – Sciences et techniques de l'environnement, organisées les 11 et 12 mai 1995 à Paris. Presse de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. Paris. 1996.
- LESEAU/ENSP, (1997)** – Laboratoire Environnement et Science de l'Eau de l'ENSP. *Gestion de l'eau et Protection de la ressource en eau (GEPRE)*. Rapport de recherche dans le cadre du Programme Solidarité Eau. Financement du Ministère français de la coopération. Yaoundé. 1996-1997.
- MAYSTRE L., Y., (Pr) & KRAYENBUHL L., (1992)**. *Assainissement des agglomérations N°2*. Destiné aux étudiants de la section Génie Rural, environnement, mensuration et 3^{ème} année. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne – EPLF (Suisse). Département de Génie Rural de l'Institut de Génie de l'Environnement, Lausanne, Septembre 1994. 125 pages.
- MAYSTRE L., Y., (Pr) & KRAYENBUHL L., (1993)**. *Cours de traitement des déchets : La station d'épuration des eaux usées (STEP)*. Destiné aux étudiants de la section Génie Rural, orientation environnement et 3^{ème} année. Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne – EPLF (Suisse) ? Département de Génie Rural de l'Institut de Génie de l'Environnement, Lausanne, Février 1993. 129 pages.
- MAYSTRE L., Y., (Pr) & KRAYENBUHL L., (1994)**. *Cours d'Assainissement des agglomérations, Volume II, 2^{ème} édition*. Destiné aux étudiants de la section Génie Rural, environnement et mensuration. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne – EPLF (Suisse). Département de Génie Rural de l'Institut de Génie de l'Environnement, Lausanne, Août 1994. 129 pages.
- NGNIKAM E., WETHE J., VERMANDE P., (1994)**. *Gestion et traitement des déchets solides urbains de Yaoundé, horizon 2010*. Rapport en 3 volumes. ENSP – FEICOM, Yaoundé, mars 1994. 320p.

- OMS et PNUD, (1990).** *L'urbanisation et ses incidences sur la santé de l'enfant : possibilités d'action.* Chirac – France. 1990.
- RADOUX M., (1995).** *Qualité et traitement des eaux : note de cours à l'Université Senghor d'Alexandrie, 1er et 2ème partie.* Fondation Universitaire Luxembourgeoise – Arlon, Belgique. 1995. 329p + annexes.
- REMENIERAS G., (1986).** *L'hydrologie de l'ingénieur.* Nouveau tirage de 1986.
- REQUIER-DESJARDINS D., (1998).** *Impact environnemental de l'urbanisation. Notes de cours photocopiés.* Département de Gestion de l'environnement – Université Senghor. Octobre 1998.
- SHAMY M., (1992).** *L'homme, l'environnement et la santé.* Notes de cours au Département de Gestion de l'environnement. Université Senghor. Promotion 1997-1999. Février 1998.
- VALIRON F., (1989).** *Gestion des eaux : alimentation en eau, assainissement.* Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Tome 2. 2^{ème} édition revue et corrigée. ISBN 2-85978-131-5. Presses de l'ENPC, Paris. 1989. 505 pages.
- VALIRON F., (1994).** (Sous la direction de). *Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome 1 : L'eau et Moyens de gestion – Techniques et exploitation de l'eau potable. Tome 2 : Assainissement Urbain. Tome 3 : Gestion administrative et financière, cas de certains pays et monographie de service.* Edition Technique et documentation de Lavoisier. Paris. 1994. ISBN : 2-85206-935-0. 1247 pages pour T1, T2, T3.
- WETHE J., (1997).** *Mobilisation et gestion participative des points d'eau dans les quartiers spontanés : analyse à partir du cas de Yaoundé – Cameroun. Rapport de recherche (Convention no 005/96/CREPA). Programme RAGEDE – CREPA.* Yaoundé et Ouagadougou 1997. 76 pages.
- WETHE J., (1999).** *Urbanisation et protection de la ressource en eau : une approche par les Système d'Information Géographique appliquée à Yaoundé - Cameroun.* Mémoire de fin d'études de DEPA. Département de Gestion de l'environnement. Université Senghor, Alexandrie (Egypte). Mai 1999. 104p.
-

ANNEXES



ANNEXES 1

Dans les pays occidentaux, et notamment en France, chaque habitant rejette environ de 54 à 74g de DBO5 par jour selon que le réseau est du type séparatif ou unitaire : la quantité de par volume d'eaux usées rejetées qui end écoule varie de 360 à 370g/m³ d'eaux usées, en considérant que le volume rejeté par habitant est d'environ de 150 à 200 litres par jour et par habitant. En suisse, ce taux varie de 80 à 100g par jour. Dans les pays en développement par contre, le rejet de DBO5 est plus faible : 35 à 40g/l. En général, on estime qu'une chasse d'eau consomme en moyenne 10 litres d'eau, et les eaux vannes d'un habitant représentent en moyenne 12 à 15g/j de DBO5, et de 15 à 50g/j de matières en suspension.

Tableau : Pollution, par la DBO5, correspondant à quelques produits alimentaires en France [VALIRON, 91]

Désignation	Quantité de DBO5 (kg/m ³ d'eaux usées)
Sans (abattoir)	30 - 40
Petit lait	60 - 70
Lait entier	>100

Tableau : Pollution (en Equivalent - Habitant) rejetée par certaines activités industrielles en France.

Désignation	Quantité	Eq - Hab.
Papiers	1 tonne	100 - 300
Tannerie (peaux traitées)	1 tonne	1 000 - 4 000
Linges sales	1 tonne	700 - 2 300
Carcasse (à l'abattoir)	1 tonne	300 - 400
Brasseries (production de la bière)	1 m ³	300 - 2 000

Le rapport Carbone/ Azote - Phosphore (C/N/P) est un paramètre très important permettant de comprendre ce qui se passe au point de vue traitement biologique des eaux usées. Le tableau ci-dessous, en donne en fonction des sources des eaux usées quelques valeurs.

Corps organique	C/N/P	Corps organique	C/N/P
Urine	4/4/1	Fèces	12/1,5/1
Eaux usées brutes	70/17/1	Boues des STEP	106/16/1
Eaux usées traitées	30/20/1		

En d'autres termes, les eaux usées brutes sont plus riches en N et P que les boues des STEP ; en conséquence, les eaux épurées sont proportionnellement plus chargées en azote et en phosphore que les eaux brutes. D'où la nécessité d'avoir recours à un traitement complémentaire.

ANNEXE 2 : AUTRE DEMARCHE DE DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION PAR BOUES ACTIVEES

I/- RATIOS DE DIMENSIONNEMENT A CONSIDERER.

- Charges massiques et charges volumiques des divers polluants à épurer ;
- Taux d'accumulation des boues (pendant le temps de séjour dans les compartiments considérés) ;
- Vitesse ascensionnelle dans les décanteurs ;
- Indice de Mohlmann (qui doit être < 150 pour espérer une épuration meilleure).

II/- DONNES GENERALES DE BASES

- Quantités journalières (l/hab./j) d'eaux usées produites, en fonction des types de tissus ;
- Quantité de DBO5 (g/hab./j) présente dans les eaux usées à traiter ;
- Quantité de MES (g/hab./j) présentes dans les eaux usées à traiter ;
- Normes de rejet des polluants : *exemple DBO5 <= 30 mg/l en 24h (ou <= 40mg/l en 2h) ; MES <= 30mg/l en 24h.*
- Choix définitif des filières de traitement des eaux usées : exemple, boues activées moyenne charges, épaissement des boues par stabilisation anaérobie puis aérobie) ;
- Répartition, en cas d'indication, des flux polluants en fonction des périodes de la journées (diurne & nocturne)

III/- TRAVAUX PRELIMINAIRES

1. Evaluer les quantités totales d'eaux usées (Qt, en m³/j), de DBO5 (QDBO5, en kg/j), et de MES (QMES, en kg/j), en fonction éventuellement des tissus urbains rencontrés ;
2. Calculer le débit moyen d'eaux usées Qm (en m³/h et en l/s) ;
3. En déduire le débit de pointe²⁰ d'eaux usées correspondante (Qpm) à partir du coefficient de pointe calculé :

²⁰ Qpm est souvent considéré comme étant le débit de pointe par temps sec. Le débit de pointe prenant en compte les eaux parasites est Qpm1 = 1,5 Qpm, parfois utilisé pour des raisons de sécurité.

- Etablir la répartition, diurne (%) & nocturne(%)2), des rations ci-dessus fixée en fonction des pourcentages correspondants : Calculer ainsi, $Q_{pm,diurne,nocturne}$, $Q_{DBO5,diurne,nocturne}$, $Q_{MES,diurne,nocturne}$, Concentration (mg/l) en DBO5 ou MES en diurne & nocturne, etc. .
- Opérer la répartition des matières solides en suspension (MES) : les hypothèses généralement admises sont : 70% de Matières volatiles en suspension (MVS) et 30% des Matières en suspension minérales (MESM).²¹, en en faire une répartition en diurne & nocturne.

IV/- CALCUL DES PRETRAITEMENTS

IV.1/- Dimensionnement des dégrilleurs

Choix initiaux :

- Type de fonctionnement (en automatique ou en manuel) ;
- Mailles du dégrilleur : largeur des barreaux (lb , en cm) et espace libre entre barreaux (eb , en cm)
- Coefficient de colmatage CC : (pour une grille automatique, $Cc = 0,4$) ;
- Vitesse de flot (Vf en m/s) dans le dégrilleur : $Vf = 1$ m/s en général ;
- Hauteur maximale de l'eau dans la grille (Hg , en m).

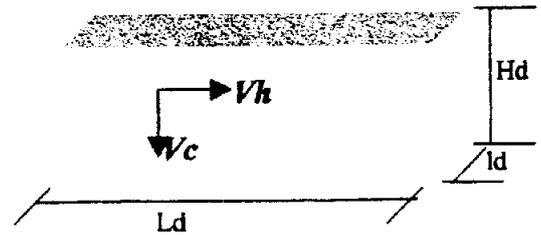
Démarche de calcul :

- Calcul de la surface minimale des grilles (Sg , en m^2) : $Sg = (Q_{pm} \times eb) / Vf \times Cc \times lb$;
- En déduire la largeur du chenal (lc , en m) à partir de la relation : $lc = Sg / Hg$;
- Connaissant le débit moyen diurne (Q_{pmd}) et le débit moyen journalier (Q_{pm}), vérifier enfin si les vitesses correspondantes à ces deux variables appartiennent à l'intervalle $[0,6\text{m/s}, 1\text{m/s}]$ ²². Si oui, alors passer à l'étape suivante : sinon, modifier les dimensions, etc. et recommencer le processus.

IV.2/- Dimensionnement des dessableurs

Données de base :

- Vitesse de chute (Vc , en m/h) des particules dans le dessableur (en général, $Vc = 60$ m/h pour qu'on soit sûr que pendant le passage dans le dessableur, la particule solide s'est effectivement déposée) ;
- Pour des raisons de continuité et de mise en œuvre on considère en général que la largeur du dessableur est égale à celle du dégrilleur calculée précédemment ;
- Le rapport de la longueur du dessableur sur la hauteur de celui-ci est tel que $10 < Ld/Hd < 15$. en général, on prend toujours $Ld = 12,5 \times Hd$.



Démarche de calcul :

- Poser la condition de dépôt des particules solides : $(Hd/Vc) \Leftarrow (Ld/V)$, où $V = Q_{pm} / (ld \times Hd)$, soit que $(Ld/Hd) \Leftarrow (Q_{pm} / ld \times Vc)$.
- Fixer la largeur du dessableur égale à celle du dégrilleur et en déduire enfin Ld , et Hd en considérant que $Ld = 12,5 Hd$.

IV.3/- Dimensionnement du déshuileur

Données de base :

- Temps de séjour minimum ($tsm1$) dans l'ouvrage : en général, $tsm1 = 5$ mn ;
- Débit de pointe Q_{pm} (en m^3/h) ;
- Vitesse ascensionnelle $Vas1$, en m/h) dans l'ouvrage : en général $Vas1 = 15$ m/h.

Démarche de calcul :

- Déterminer le volume du déshuileur (Vdh , en m^3) à partir de la relation : $Vdh = Q_{pm} \times tsm1$;
- En déduire la surface horizontale (Sh , en m^2) du déshuileur : $Sh = Vdh / Vas1$;
- Se fixant une hauteur Hdh du déshuileur, en déduire le diamètre (cas des déshuileurs circulaire) ou le côté du carré correspondant (cas des déshuileurs carrés) ;
- En se fixant la valeur du volume d'aire par unité de surface ($Vair$, en $m^3/m^2/h$) nécessaire pour la mise en émulsion des graisses présentes dans les eaux usées entrant dans le déshuileur, en déduire le débit d'aire ($Qair$, en m^3/h) correspondant : $Qair = Sh \times Vair$.

²¹ $MES = 0,7MVS + 0,3MESM$.

²² la valeur de 0,6m/s à la vitesse nécessaire pour qu'il n'y ait pas de dépôt prématurés des déchets dans le chenal ; la valeur de 1m/s est la vitesse nécessaire pour éviter le colmatage rapide de la grille.

V/- CALCUL DU TRAITEMENT PRIMAIRE ET SECONDAIRE

V.1/- Dimensionnement du décanteur primaire

Données de base :

- Choix de la forme du décanteur (circulaire ou rectangulaire ?) ;
- Choix de la vitesse de raclage θ contre courant (V_{rac} , en cm/s) : en général, $V_{rac} = 3 \text{ cm/s}$;
- Choix de la vitesse ascensionnelle maximale (V_{as2} , en m/h) correspondant au débit de pointe d'avenir Q_{pm} : en général, $V_{as2} = 3 \text{ cm/s}$;
- Choix du temps de rétention minimal ($trm1$, en h) : en général, $trm1 = 1 \text{ h } 30 \text{ mn}$;

Démarche de calcul :

1. Calculer la surface du décanteur primaire ($Sd1$, en m^2) : $Sd1 = Q_{pm}/V_{rac}$;
2. Déterminer le volume du décanteur primaire ($Vd1$ en m^3) : $Vd1 = Q_{pm} \times trm1$;
3. En déduire le rayon du décanteur primaire ($Rd1$, en m) : $Rd1 = [Sd1/3,14]^{1/2}$;
4. Calculer alors la hauteur du décanteur primaire ($Hd1$, en m) : $Hd1 = Vd1/Sd1$;
5. Déterminer la performance du décanteur primaire à partir des hypothèses et de la démarche suivantes :

Hypothèses :

- le rendement du décanteur primaire est d'environ :
- $\alpha = 50 - 60\%$ de MES (identique pour les MVS et les MESD) ; $\beta = 25 - 30\%$ de DBO5 ;
- le débit moyen de la lame d'eau déversante du décanteur primaire qui ne faut pas dépasser est de $15 - 20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$;

Démarche :

Déterminer les valeurs décantées et sortant de MES et de DBO5 à partir des relations suivantes :

- $Q_{MES_{sortant}} = \alpha Q_{MES_{entrant}} + (1-\alpha)Q_{MES_{sortant}}$ (en kg/j), $Q_{DBO5_{sortant}} = \beta Q_{DBO5_{entrant}} + (1-\beta)Q_{DBO5_{sortant}}$ (en kg/j)
- Calculer le débit de la lame d'eau déversante (Q_{ld}) correspondant au débit de pointe Q_{pm} et le périmètre du décanteur : $Q_{ld} = Q_{pm}/(3,14 \times \phi)$;
- Toujours vérifier la condition suivante : $Q_{ld} < 15 - 20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

V.2/- Dimensionnement du bassin d'aération

Données de base :

- Normes de rejet de la DBO et des MES à la sortie du bassin d'aération ;
- Volume journalier d'eaux usées entrant dans le bassin (V_j , en m^3/j) ;
- Débit moyen horaire (Q_{mh} , en m^3/h) des eaux usées produites ;
- Débit de pointe horaire d'eaux usées rentrant dans le bassin (Q_{pm} , en m^3/h) ;
- Quantités de DBO5 ($Q_{DBO5_{sortied1}}$, en kg/j), et de MES ($Q_{MES_{sortied1}}$, en kg/j) à la sortie du décanteur primaire ;
- Déduction des variations des quantités diurne et nocturne de DBO et de MES, ainsi que des débits ;
- Connaissance des charges massique de DBO5 correspondant à la MVS (C_m , exprimée en kg de DBO5/ kg de MVS) : en général, C_m appartient à $[0,35, 0,40]$;
- Connaissance de la concentration de l'effluent en MVS ($CMVS$, en g/l) : en général prendre $CMVS$ entre $2,5$ et 3 g/l ;

Démarche de calcul :

Travail préliminaire

- A partir des normes de rejet après le bassin d'aération, évaluer les valeurs seuil de rejet de la DBO5 particulaire ($DBO5p$) et de la DBO5 dissoutes ($DBO5d$). Pour une norme de rejet inférieure à 30 mg/l de concentration de DBO5 et de MES (cad : $DBO5 \leq 30 \text{ mg/l}$, et $MES \leq 30 \text{ mg/l}$) :
- $DBO5_{sortieba} = DBO5p + DBO5d \leq 30 \text{ mg/l}$
- Or, la quantité de $DBO5p$ correspondant à la quantité de MVS représentant 70% de la MES contenue dans l'effluent à la sortie.
- Donc : $DBO5_{sortied1} = 0,7 Q_{MES_{sortied1}} \leq 0,7 \times 30 \text{ mg/l} (= 21 \text{ mg/l})$ à la sortie du décanteur primaire.
- On admet en général que 1 g de MVS correspond à environ $0,5$ à $0,7 \text{ g}$ de DBO. Ce qui revient à dire que la quantité maximale de DBO5 particulaire est $Q_{DBO5p_{maxi}} = 0,7 \times 21 = 14 \text{ mg/l} < 15 \text{ mg/l}$.
- En d'autre terme : $Q_{DBO5d} = Q_{DBO5_{sortie}} - Q_{DBO5p} \leq 15 \text{ mg/l}$.

Démarche de calcul du bassin d'aération :

1. A partir de la formule de calcul de la charge massique :

$$C_m = Q_{DBO5_{entréd1}} / (V_{ba} \times CMVS),$$

2. on en déduit le volume du bassin d'aération (V_{ba} , en m^3) par la relation :

$$V_{ba} = Q_{DBO5entree} / C_m \times CMVS$$

- Les dimensions du bassin d'aération sont choisies pour correspondre au volume du bassin ainsi calculé.
- A partir de la démarche suivante, déterminer le temps de séjour moyen (t_{sm2}) de l'effluent dans le bassin d'aération pour provoquer la décantation secondaire pour que l'effluent à la sortie ait une charge en $DBO_5 \leq 15 \text{ mg/l}$.

$$t_{sm2} = [(K_2 \times CMVS)^{-1}] \times [(C_{DBO5entree} - C_{DBO5d}) / C_{DBO5d}]$$

où : K_2 est une constante (prise égale à 1), $C_{DBO5entree}$ = Concentration de $DBO_{5entree}$ dans le bassin d'aération :

- C_{DBO5d} = Concentration de DBO_5 dissous à la sortie du bassin d'aération ($\leq 15 \text{ mg/l}$) $CMVS$ = Concentration des MVS à l'entrée du bassin.
- On vérifie ensuite si le volume final du bassin des eaux usées entrant dans le bassin pour le débit moyen horaire (Q_{mh}) et le temps de séjour moyen dans ce bassin est inférieur au volume du bassin d'aération calculé plus haut. Si cette condition n'est pas vérifiée, alors modifier le temps de séjour.

$$V_f = Q_{mh} \times t_{sm2} \leq V_{ba} ?$$

Données à reporter :

- La quantité de DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération ($Q_{DBO5entree}$, en kg/j) :
- La quantité de DBO_5 à la sortie du bassin d'aération ($Q_{DBO5sortie}$, en kg/j), convertir 15 mg/l en kg/j :

Démarche de calcul :

$$QO_2 = a(Q_{DBO5entree} - Q_{DBO5sortie}) + b \times CMVS$$

où $a = 0,6$ et $b = 0,08$ (cas des systèmes à moyennes charges).

Remarque : $Q_{DBO5} \leq 15 \text{ mg/l}$ est souvent négligée dans cette relation. Il en est de même du phénomène de nitrification qui a parfois lieu dans l'aérateur et consomme de l'oxygène.

En définitive : $QO_2 = 0,6 Q_{DBO5entree} - 0,08 CMVS$

Certains pays (Japon par exemple) utilisent la relation suivante : $QO_2 / Q_{DBO5entree} = 3 \text{ à } 8$ fois. Il considère en moyenne que $QO_2 = 5 Q_{DBO5entree}$.

V.3/- Dimensionnement du clarificateur

Données de base et hypothèses simplificatrices :

- La vitesse ascensionnelle (V_{asc}) doit être inférieure à la vitesse de décantation :
- V_{asc} , correspondant au débit de pointe considéré est en générale égale à $1,3 \text{ m/h}$:
- Le temps de rétention minimal (t_{mini}) est égal à $1 \text{ h } 30 \text{ mn}$:
- Le débit de pointe à considérer est Q_{pm} .

Démarche de calcul :

- Calculer la surface du clarificateur (S_{cl} , en m^2) : $S_{cl} = Q_{pm} / V_{asc}$.
- Déterminer le volume du clarificateur (V_{cl} , en m^3) : $V_{cl} = Q_{pm} \times t_{mini}$.
- En déduire le diamètre (Φ_{cl} , en m) et la hauteur du clarificateur (H_{cl} , en m) dans le cas cylindrique.
- Calculer en fin, le débit par mètre de lame déversante (Q_{mld} , en $\text{m}^3/\text{m/h}$) du clarificateur correspondant au débit de pointe Q_{pm} : $Q_{mld} = Q_{pm} / (3,14 \times \Phi_{cl})$
- Vérifier enfin la condition suivante, permettant d'éviter la création de courants préférentiels à la reprise : $Q_{mld} < 5 \text{ m}^3/\text{m/h}$.

VI/- CALCUL DE LA PRODUCTION DES BOUES DANS UEN STEP

Données de base :

- Accroissement de la masse des matières organiques (M_{mo}) ;
- Accroissement de la masse des matières minérales (M_{mm}) ;
- Accroissement de la masse des matières volatiles difficilement biodégradables (M_{mvdb}) ;
- Accroissement de la masse des boues évacuées par l'effluent (M_{bef}), qui dépend de la MES à la sortie (et dont parfois négligeable compte tenu de la norme de rejet $\leq 30 \text{ mg/l}$) ;

Remarque : $Q_{MVS} = M_{mm} + M_{mvdb}$ et en moyenne charge, $0,7 \leq MVS/MES \leq 0,8$.

Démarche de calcul :

- Déterminer la masse totale des boues (en kg/j) produites par la relation :

$$M_{tb} = M_{mo} + M_{mm} + M_{mvdb} - M_{bef}$$

$$\text{où : } M_{mo} = 0,53 \times Q_{DBO5entree} - 0,055 \times CMVS$$

$$M_{mm} = 0,3 \times Q_{MESentrantes}$$

$$M_{mvdb} = 0,23 \times Q_{MESentrantes}$$

- Déterminer l'âge moyen des boues (A_{mb}) par la formule : $A_{mb} = (CMES \times V_{ba}) / M_{tb}$

où $CMES$ est la concentration en $MES = (CMVS \times Q_{MES}) / Q_{MVS}$; en général, $CMES$ est égale à $2,5 \text{ g/l}$.