

# Traitement des eaux résiduaires

par **Abdelkader GAÏD**

*Docteur ès sciences  
Chef de département Véolia eau  
Direction technique Véolia eau*

<b>1. Pollution</b> .....	C 5220v2 – 2
1.1 Paramètres de la pollution .....	– 2
1.2 Mesure de la pollution .....	– 2
1.2.1 Prise d'échantillon .....	– 2
1.2.2 Mesure de débits .....	– 2
1.2.3 Mesure de pollution .....	– 2
1.2.4 Notion d'équivalent habitant .....	– 3
1.3 Objectifs du traitement .....	– 3
1.3.1 Réglementation française .....	– 3
1.3.2 Norme européenne .....	– 3
<b>2. Étapes du traitement</b> .....	– 4
2.1 Prétraitement .....	– 4
2.1.1 Dégrillage .....	– 4
2.1.2 Dessablage .....	– 5
2.1.3 Déshuilage-dégraissage .....	– 5
2.2 Décantation .....	– 5
2.2.1 Décantation classique .....	– 5
2.2.2 Décantation lamellaire .....	– 6
2.3 Traitements physico-chimiques .....	– 7
2.3.1 Élimination de la pollution colloïdale .....	– 7
2.3.2 Élimination du phosphore .....	– 9
2.4 Traitement biologique des graisses .....	– 9
2.5 Traitements biologiques .....	– 10
2.5.1 Évolution d'une culture bactérienne .....	– 11
2.5.2 Modélisation de la croissance bactérienne .....	– 11
2.5.3 Mécanisme de l'élimination biologique de l'azote .....	– 11
2.5.4 Mécanisme de l'élimination biologique du phosphore .....	– 12
2.5.5 Cultures libres (boues activées) .....	– 12
2.5.6 Cultures fixées .....	– 19
2.5.7 Bioréacteurs à membrane .....	– 22
2.5.8 Lagunage .....	– 27
2.6 Désinfection .....	– 27
2.7 Épuration des eaux résiduaires industrielles .....	– 27
2.8 Traitement des odeurs .....	– 28
2.9 Traitement des eaux pluviales .....	– 31
2.9.1 Type de pollution .....	– 31
2.9.2 Stratégie de traitement .....	– 31
2.10 Intégration au site .....	– 31
<b>Pour en savoir plus</b> .....	Doc. C 5220v2

**L**a pollution des eaux d'une réserve naturelle (superficielle ou profonde) a pour conséquence la perturbation, à plus ou moins longue échéance, de l'équilibre biologique de cette eau, ce qui la rendra susceptible de provoquer des dommages ou des désordres.

# 1. Pollution

Pour de plus amples renseignements, le lecteur pourra se reporter aux articles suivants du présent traité :

- assainissement des agglomérations [1] ;
- contrôle de la pollution de l'eau [2] ;
- eaux de distribution : traitements unitaires [3] ;
- inventaire des traitements d'eaux résiduaires [4].

## 1.1 Paramètres de la pollution

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, aussi se réfère-t-on à quelques paramètres pour les caractériser. Ils sont généralement exprimés en mg/L.

■ Les **matières en suspension (MES)** : c'est la fraction non dissoute de la pollution. La circulaire interministérielle du 4 novembre 1980 relative aux conditions de détermination de la qualité minimale d'un rejet d'effluents urbains (JO du 29 novembre 1980), actualisée par le décret n° 94-469 du 3 juin 1994 relatif à la collecte et au traitement des eaux usées mentionnées, puis par le décret n° 2007-397 du 22 mars 2007 (JO du 23 mars 2007), précise que : « *Les matières en suspension, et particulièrement la fraction décantable de celles-ci, peuvent constituer, à l'aval du rejet, des dépôts qui empêchent la vie d'une faune et d'une flore benthiques normales et qui dégradent la qualité de l'eau sous-jacente par le produit des fermentations. Les MES contribuent aussi à déséquilibrer le milieu aquatique en accroissant la turbidité et peuvent avoir un effet néfaste direct sur l'appareil respiratoire des poissons.* »

■ La **demande biologique en oxygène (DBO)** est un paramètre global qui exprime la quantité d'oxygène qu'une biomasse épuratrice va consommer pour décomposer les matières organiques contenues dans l'effluent. Elle est donc représentative de la somme des matières organiques biodégradables. Elle est généralement mesurée en 5 jours (DBO<sub>5</sub>).

■ La **demande chimique en oxygène (DCO)** est, elle, représentative de la quantité de matières organiques oxydables par voie chimique.

Le rapport entre ces deux paramètres peut donner une idée de la biodégradabilité de l'effluent. Les mêmes textes cités ci-dessus rappellent que : « *La DBO et la DCO sont deux moyens d'apprécier la teneur en matières organiques oxydables. La dégradation de celles-ci dans le milieu naturel s'accompagne d'une consommation d'oxygène et peut entraîner un abaissement excessif de la concentration d'oxygène dissous.* »

■ L'**azote** peut se trouver sous forme minérale (ammoniacal, nitrate) ou organique. La présence d'azote organique ou ammoniacal se traduit par une consommation d'oxygène dans le milieu naturel et par une entrave à la vie des poissons.

■ Le **phosphore** peut également se trouver sous forme minérale (en provenance des lessives ou des rejets industriels) ou organique. Élément indispensable à la vie des algues, la présence de phosphore entraîne un risque d'eutrophisation du cours d'eau ou du lac, c'est-à-dire que celui-ci peut se voir envahi par un développement excessif de la population algale.

■ On mesure également la quantité de **germes** et de **virus**, les teneurs en **graisses**, **détergents** et **métaux lourds**. Chacun de ces paramètres représente une nuisance potentielle.

Pour une meilleure adaptation du traitement, les paramètres globaux s'avèrent insuffisants et l'utilisation de modèles mathématiques pour simuler les processus d'épuration (§ 2.5.5.3) exige une meilleure connaissance des différentes fractions constituant la pollution à traiter :

– la **fraction décantable**, qui correspond à la pollution particulière et qui pourra être enlevée par un simple traitement physique, telle la décantation ;

– la **fraction colloïdale**, qui correspond à la pollution pouvant flocculer par ajout de réactif et être enlevée par traitement physique ;

– la **fraction soluble**, qui correspond à la pollution qui sera éliminée spécifiquement par voie biologique. Une partie de cette pollution soluble n'est pas biodégradable, elle correspond à des molécules complexes (certains détergents et pesticides) et se retrouvera dans l'effluent final.

Pour déterminer la part de ces différentes fractions, des analyses complémentaires sont nécessaires :

- MES, DCO, DBO<sub>5</sub> après décantation pendant 2 heures (ad2) dans un bécher ;
- DCO, DBO<sub>5</sub> solubles, après filtration.

La part de pollution non biodégradable peut être déterminée par une mesure dite de « DCO dure » qui consiste en la mesure de la DCO soluble de l'eau à analyser après son aération pendant 15 à 20 jours.

## 1.2 Mesure de la pollution

On se reportera au dossier *Contrôle de la pollution de l'eau* [C 4 195] de ce traité [2].

### 1.2.1 Prise d'échantillon

L'évaluation des caractéristiques de pollution se fait sur des échantillons qui ont été correctement prélevés. Les analyses du laboratoire n'ont guère de valeur si l'échantillon n'est pas vraiment représentatif des conditions ou de la qualité existant réellement dans la pratique.

En matière d'eaux usées, les difficultés sont accrues car le débit et la composition instantanée varient dans de grandes proportions. Pour cela, il est important de réaliser des échantillons moyens sur 24 h, asservis au débit pour déterminer le **flux journalier de pollution**.

### 1.2.2 Mesure de débits

Faibles débits (0 à 25 m<sup>3</sup>/h) : méthode utilisant une capacité étalonnée et un chronomètre.

Débits moyens (25 à 400 m<sup>3</sup>/h) : déversoirs en parois minces, triangulaires ou rectangulaires.

Au-delà de 700 m<sup>3</sup>/h : moulinets dans portion de canal calibré.

### 1.2.3 Mesure de pollution

■ **Méthode normalisée** :

DBO<sub>5</sub> : normes NF EN 1899-1 et 2

DCO : norme NF T90-101

MES : norme NF T90-105 (2)

: norme NF EN 872

NTK : (azote Kjeldahl) qui correspond à la somme de l'azote sous forme ammoniacale et organique, norme EN 25663

NH<sub>4</sub> : normes NF T90-015-1 et 2

NO<sub>3</sub> : norme ISO 7890-3

phosphore total (PT) : norme NF EN ISO 6878

■ À côté de ces méthodes normalisées, il existe des **méthodes « rapides »** réalisées sur des volumes d'échantillons réduits et qui font souvent appel, en final, à une mesure par colorimétrie. Ces analyses rapides sont proposées par Hach, Merck, Hydrocure...

### 1.2.4 Notion d'équivalent habitant

L'équivalent habitant (eq. h. ou EH) correspond à la quantité de pollution rejetée par un habitant quotidiennement.

L'arrêté du 10 décembre 1991 définit les quantités journalières suivantes pour chaque habitant :

- 90 g de matières en suspension ;
- 57 g de matières oxydables ;
- 15 g de NTK ;
- 4 g de phosphore total.

Les matières oxydables (MO) correspondent à une moyenne pondérée de la DCO et de la DBO<sub>5</sub>, mesurées après une décantation de 2 h, suivant la formule :

$$MO = \frac{DCO + 2DBO_5}{3}$$

## 1.3 Objectifs du traitement

### 1.3.1 Réglementation française

Elle a déterminé des niveaux de qualité types que l'on peut fixer comme objectif à une dépollution d'eaux usées (tableau 1).

Ces valeurs correspondent à celles définies par l'arrêté du 22 décembre 1994.

En 1995, le ministère chargé de l'environnement (circulaire du 12 mai 1995) préconise des valeurs inférieures (tableau 2).

### 1.3.2 Norme européenne

La directive européenne 91/271/CEE du 21 mai 1991, relative au traitement des eaux résiduaires, impose la collecte et le traitement de la globalité des eaux urbaines résiduaires dans des délais qui s'échelonnent entre fin 1998 et fin 2005 selon la taille de l'agglomération.

Pour un réseau unitaire qui collecte à la fois les eaux résiduaires et les eaux pluviales, cette directive implique de prendre en compte, pour le dimensionnement des ouvrages de traitement, les débits et les charges par temps de pluie (§ 2.9).

Les niveaux de rejet exigés après traitement sont fonction de la capacité d'autoépuration du milieu récepteur.

#### ■ Cas général

Le traitement correspond à un traitement biologique :

DBO<sub>5</sub> : 25 mg/L ou 70 % de réduction

DCO : 125 mg/L ou 75 % de réduction

MES : 35 mg/L ou 90 % de réduction

Ce dernier paramètre est optionnel. Les analyses sont réalisées sur des échantillons moyens journaliers.

■ **Zones « moins sensibles »** : certaines zones de rejet en eaux côtières et estuariennes pourront être considérées comme « moins sensibles » après qu'une étude environnementale préalable l'aura justifié.

Les niveaux de rejet applicables pour les zones « moins sensibles » correspondent à un traitement « primaire » : réduction au moins de 20 % de la DBO<sub>5</sub> et de 50 % des MES sur un échantillon moyen 24 h.

**Tableau 1 – Exigences épuratoires minimales (1)**

Zone	Paramètre	Concentration maximale (mg/L)	Rendement minimal (%)	Charge de pollution reçue (eq. h.)	Règles de conformité	
					Nombre de dépassements autorisés	Valeurs réductrices (mg/L) (5)
Zones normales de pollution carbonée	DBO <sub>5</sub> (2)	25	70	2 000 à 10 000	[Doc. C 5 220, Tableau 1] (4)	50
			80	> 10 000		
	DCO (2)	125	75	Toutes charges		250
	MES	35 (3)	90	Toutes charges		85
Zones sensibles azote et/ou phosphore	NGL (7)	15	70	10 000 à 100 000	Valeurs à respecter en moyenne annuelle (6)	
		10		> 100 000		
	PT (8)	2	80	10 000 à 100 000		
		1		> 100 000		

(1) Elles correspondent aux valeurs définies par l'arrêté du 22 décembre 1994 fixant les prescriptions techniques. Elles doivent être respectées pour un fonctionnement dans les conditions normales.

(2) Pour le lagunage : analyses réalisées sur échantillon filtré.

(3) Pour le lagunage, cette valeur est fixée à 150 mg/L.

(4) Un échantillon moyen journalier est déclaré conforme si l'une au moins des deux valeurs (concentration au rejet ou rendement épuratoire) figurant dans l'autorisation de rejet est respectée.

(5) Parmi les échantillons moyens journaliers déclarés non conformes, aucun d'entre eux ne doit dépasser les valeurs réductrices.

(6) La station est déclarée conforme sur l'année considérée pour N ou P, si l'une au moins des deux valeurs (concentration moyenne annuelle au rejet-rendement épuratoire moyen annuel) figurant dans l'autorisation de rejet est respectée.

(7) NGL (azote global) : azote organique + azote ammoniacal + azote nitreux + azote nitrique.

(8) PT : phosphore total.

**Tableau 2 – Exigences épuratoires minimales plus fortes préconisées par la réglementation**

Rejet	Niveau	Paramètre	Concentration maximale (mg/L)	Rendement minimal (%)	Règles de tolérance	
					Nombre de dépassements autorisés	Valeurs réhabilitaires (2) (mg/L)
Pollution carbonée	Épuration poussée	DBO <sub>5</sub>	25	Calculé au point près à partir de la concentration moyenne d'entrée nominale	[Doc. C 5 220v2, Tableau 1] (1)	DBO <sub>5</sub> : 50 DCO : 250 MES : 85
		DCO	90			
		MES	30			
	Épuration très poussée	DBO <sub>5</sub>	15			
		DCO	50			
		MES	20			
Pollution azotée	Nitrification classique  poussée	NTK (4)	15	Calculé à 5 points près à partir de la concentration moyenne d'entrée nominale	Valeurs à respecter en moyenne annuelle (3)	
			5			
	Nitrification-dénitrification classique  poussée	NGL (5)	15			
			10			
Pollution phosphorée	Déphosphatation 1 <sup>er</sup> niveau	PT (6)	2			
	Déphosphatation 2 <sup>e</sup> niveau		1			

(1) Un échantillon moyen journalier est déclaré conforme, si l'une au moins des deux valeurs (concentration au rejet ou rendement épuratoire) figurant dans l'autorisation de rejet est respectée.

(2) Parmi les échantillons journaliers déclarés non conformes, aucun d'entre eux ne doit dépasser les valeurs réhabilitaires.

(3) La station est déclarée conforme sur l'année considérée pour N ou P, si l'une au moins des deux valeurs (concentration moyenne annuelle au rejet-rendement épuratoire moyen annuel) figurant dans l'autorisation de rejet est respectée.

(4) NTK : azote Kjeldahl

(5) NGL : azote total

(6) PT : phosphore total

■ **Zones « sensibles »** : ces zones correspondent à des zones avec risques d'eutrophisation ou à des zones posant problème pour la production d'eau potable.

Le traitement consiste, en plus du traitement général, à éliminer la pollution azotée et phosphorée.

- **Azote total :**

en moyenne annuelle :

15 mg/L pour les agglomérations de 10 000 à 100 000 eq. h.

10 mg/L pour celles de plus de 100 000 eq. h.

ou, en moyenne journalière :

20 mg/L ou 70 à 80 % de réduction pour toutes les agglomérations

- **Phosphore total :**

en moyenne annuelle :

2 mg/L pour les agglomérations de 10 000 à 100 000 eq. h.

1 mg/L ou 80 % de réduction pour les plus de 100 000 eq. h.

Les niveaux de rejet ou les pourcentages de réduction sont à respecter 95 % du temps.

La transcription de cette directive européenne en droit français a été prise en compte dans l'arrêté du 22 décembre 1994 et la circulaire du 12 mai 1995.

## 2. Étapes du traitement

### 2.1 Prétraitement

Tout traitement de dépollution doit comporter ce qu'il est convenu d'appeler un « **prétraitement** » qui consiste en un certain nombre d'opérations mécaniques ou physiques destinées à extraire le maximum d'éléments dont la nature et la dimension constitueraient une gêne ultérieurement. Ces opérations sont : le dégrillage, le dessablage et le déshuilage.

#### 2.1.1 Dégrillage

L'eau brute passe à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 6 à 100 mm. La vitesse moyenne de passage entre les barreaux est comprise entre 0,6 et 1 m/s.

Le nettoyage de la grille est généralement mécanique. Il est réalisé par un râteau solidaire d'un chariot qui se déplace de bas en haut le long d'une crémaillère ou entraîné par deux câbles (figure 1).

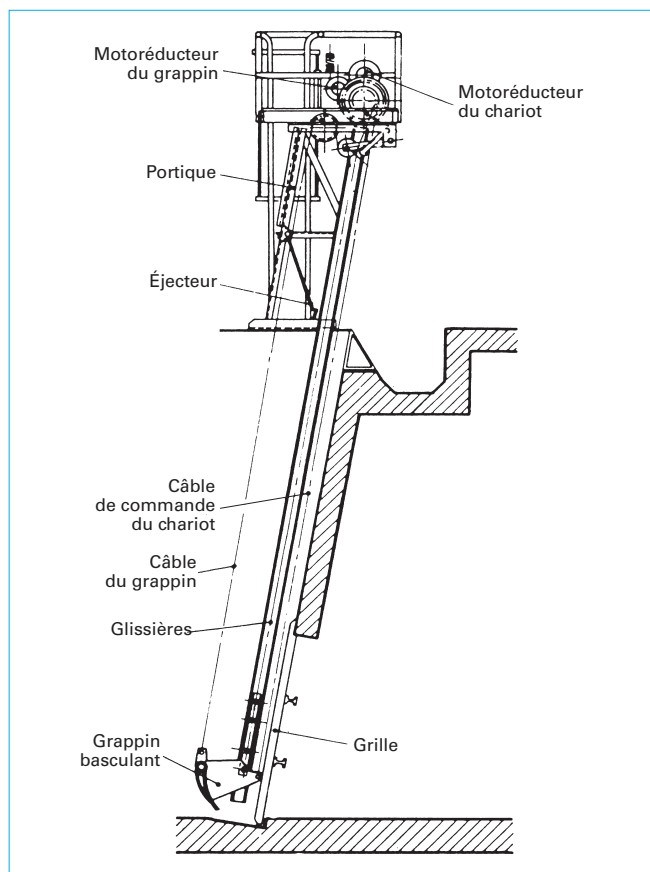


Figure 1 – Grille à câble avec grappin

Le fonctionnement du dispositif de nettoyage peut être commandé par une temporisation ou/et à partir d'un indicateur de perte de charge différentiel. Les matériaux de dégrillage constituent un produit gênant qui est composté ou évacué par camions.

### 2.1.2 Dessablage

Le dessablage s'effectue sur des particules de dimensions supérieures à 200  $\mu\text{m}$ . La vitesse de sédimentation se calcule par la loi de Stokes (chute libre). On calcule la section du dessableur de manière que la vitesse de l'eau ne descende pas au-dessous de 0,30 à 0,20 m/s ; on évite ainsi que les matières organiques se déposent en même temps que les sables.

Les ouvrages à prévoir pour obtenir une vitesse d'écoulement de 0,30 m/s sont, par ordre d'importance :

- les dessableurs couloirs (à écoulement rectiligne), dont la vitesse d'écoulement est variable ou constante ;
- les dessableurs circulaires, à alimentation tangentielle ou à brassage mécanique ou à insufflation d'air (pour éviter le dépôt de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit) ;
- les dessableurs rectangulaires à insufflation d'air. On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit, laquelle, beaucoup plus faible, peut alors être variable sans inconvénient. Le sable est extrait soit mécaniquement par racleur vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant.

Le sable séparé contient malgré tout des matières organiques et plusieurs dispositifs sont appliqués pour améliorer sa qualité :

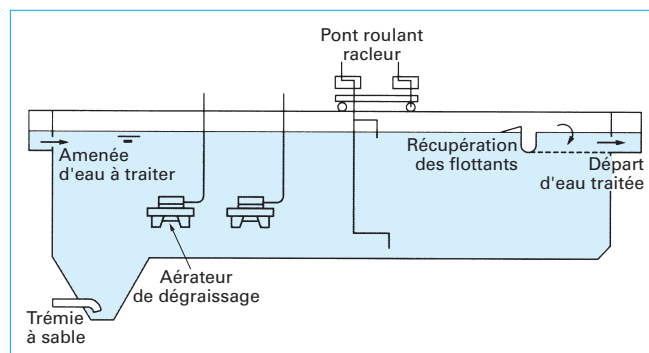


Figure 2 – Ouvrage de dessablage-déshuilage combinés

lavage par hydrocyclone, extraction des fosses de stockage par des moyens mécaniques qui font, en même temps, office de laveur de sable (vis d'Archimède en auge inclinée, classification à mouvement alternatif...).

Le volume de sable extrait par habitant et par an est de l'ordre de 5 à 12  $\text{dm}^3$ .

### 2.1.3 Déshuilage-dégraissage

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de natures très diverses et leur quantité s'estime par la mesure des « matières extractibles par solvants ». La teneur des eaux usées en matières extractibles est de l'ordre de 30 à 75 mg/L. Néanmoins, certains rejets industriels (abattoirs, laiteries...) peuvent élever ces valeurs à 300-350 mg/L.

Les huiles et graisses, lorsqu'elles ne sont pas émulsionnées, sont séparées sous forme de boues flottantes dans des ouvrages comportant une zone d'aération où les bulles d'air augmentent la vitesse de montée des particules grasses et une zone de tranquillisation où s'effectue la récupération.

Le temps de séjour dans ce type d'ouvrage est de 5 à 12 min. Le débit d'air insufflé est de l'ordre de 0,2  $\text{m}^3$  par mètre cube d'eau et par heure.

Le plus souvent, les fonctions de dessablage et de déshuilage sont combinées dans un même ouvrage qui met en œuvre les principes de fonctionnement cités précédemment (figure 2).

## 2.2 Décantation

On se reportera au dossier spécialisé de la base documentaire Archives chimie [6].

La décantation se distingue du dessablage en ce sens qu'elle enlève plus de la moitié des matières en suspension, alors que le dessablage ne vise que l'élimination du sable et des autres matières minérales (plus lourdes que les matières organiques).

### 2.2.1 Décantation classique

Le paramètre de dimensionnement pour les ouvrages de décantation classique est essentiellement la vitesse ascensionnelle notée  $v$ . Les particules dont la vitesse de sédimentation est supérieure à la vitesse ascendante sont retenues.

En pratique courante,  $v$  est comprise entre 1 et 2 m/h sur la pointe de débit  $Q$  de temps sec (hors période de pluie). À partir de cette vitesse ascensionnelle, la surface  $S$  des bassins est déterminée par :

$$S (\text{m}^2) = \frac{Q (\text{m}^3/\text{h})}{v (\text{m}/\text{h})}$$

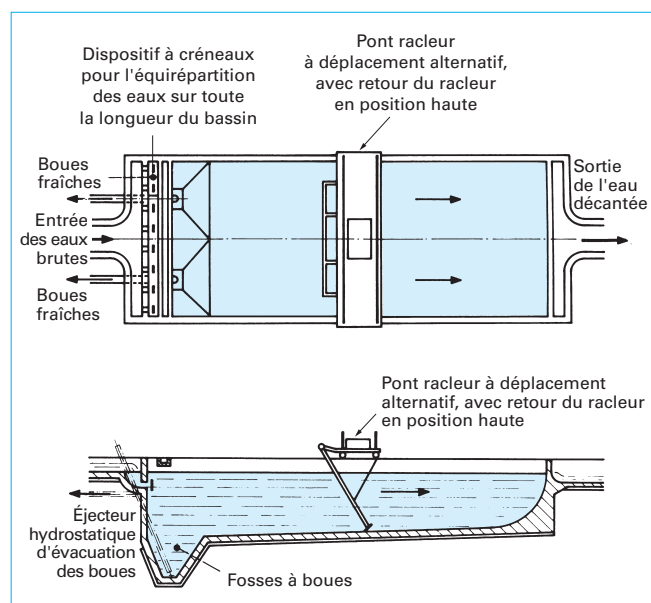


Figure 3 – Décanteur rectangulaire avec raclage de boues

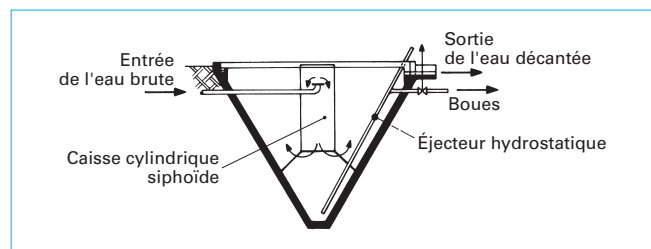


Figure 4 – Décanteur cylindro-conique

Pour avoir une bonne qualité d'eau décantée, une sédimentation efficace et un épaissement correct des boues, différentes zones horizontales de l'ouvrage sont déterminées : zone d'eau claire, zone de sédimentation et zone d'épassement. La zone d'eau claire est comprise entre 0,5 et 1 m de haut, la zone de sédimentation entre 1,5 et 2,5 m et enfin la zone d'épassement entre 0,5 et 1,5 m.

Il existe de nombreux types de décanteurs classiques qui se distinguent, d'une part d'après le sens d'écoulement des eaux et, d'autre part, d'après les dispositions adoptées pour l'évacuation des boues :

- décanteur horizontal avec raclage des boues (figure 3) ;
- décanteur cylindro-conique ordinaire (figure 4) ;
- décanteur circulaire avec raclage des boues (figure 5).

Le raclage s'effectue au moyen d'un pont racleur qui entraîne une ou plusieurs lames poussant les boues vers une ou plusieurs trémies.

## 2.2.2 Décantation lamellaire

De conception plus moderne, ces ouvrages reposent sur le fait que la seule grandeur fondamentale est la surface horizontale  $S_h$  de l'ouvrage. En effet, la capture d'une particule s'effectue si sa vitesse de décantation est supérieure à la vitesse de Hazen (ou charge hydraulique superficielle) :

$$v_h \text{ (m/h)} = \frac{Q \text{ (m}^3 \text{ /h)}}{S_h \text{ (m}^2 \text{)}}$$

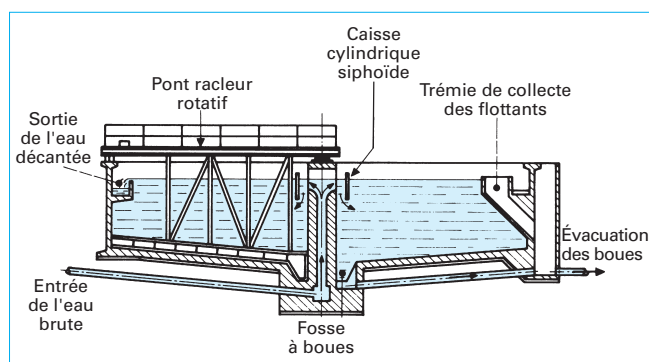


Figure 5 – Décanteur circulaire avec raclage de boues

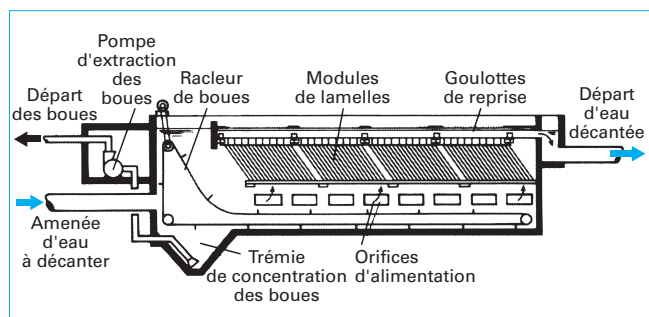


Figure 6 – Décanteur lamellaire à contre-courant

La rétention d'une particule est donc théoriquement indépendante de la hauteur de l'ouvrage.

Le principe de la décantation lamellaire consiste donc à utiliser des plaques proches les unes des autres pour accroître la surface de décantation disponible par volume d'ouvrage. Afin d'assurer l'évacuation des boues, les plaques sont inclinées d'un angle  $\alpha$  par rapport à l'horizontale.

La surface disponible pour la décantation correspond alors à la surface totale projetée  $STP$  sur l'horizontale de l'ensemble des plaques :

$$STP = n S_p \cos \alpha$$

avec  $n$  nombre de plaques,  
 $S_p \text{ (m}^2 \text{)}$  surface unitaire de chaque plaque,  
 $\alpha$  angle d'inclinaison des plaques par rapport à l'horizontale ; selon le modèle des lamelles,  $\alpha$  est de 55° ou 60°.

$v_h$  est de la forme :

$$v_h \text{ (m/h)} = \frac{Q \text{ (m}^3 \text{ /h)}}{STP \text{ (m}^2 \text{)}}$$

Les vitesses de Hazen utilisées pour les eaux usées urbaines sont comprises entre 0,8 et 1,2 m/h sur la pointe de débit de temps sec.

Différents procédés sont appliqués qui se distinguent par le sens de circulation de l'eau et de la boue. Le procédé le plus commun est à « contre-courant » où la boue et l'eau circulent en sens inverses (figure 6).

Le raclage des boues s'effectue au moyen d'un racleur de fond entraîné par des chaînes qui les ramène vers une ou deux trémies.

Avec un décanteur classique ou lamellaire sur des eaux domestiques, le pourcentage de matières en suspension totales éliminées est de 50 à 65 %, celui de la  $DBO_5$  éliminée est de 20 à 35 %.



## 2.3 Traitements physico-chimiques

### 2.3.1 Élimination de la pollution colloïdale

Ce traitement consiste à enlever leur stabilité aux matières colloïdales présentes dans l'eau en provoquant la neutralisation de leur charge électrique superficielle et l'agglomération de ces particules pour former un flocon volumineux décantable nommé « **floc** ».

La première étape est appelée **coagulation** et se réalise dans le traitement d'eau par l'utilisation essentiellement de sels de fer ou d'aluminium.

La deuxième étape est la **floculation** et se réalise par l'ajout de polymère organique (macromolécule à longue chaîne).

De l'addition de sels de fer ou d'aluminium vont résulter la formation d'un précipité d'hydroxyde  $[\text{Fe}(\text{OH})_3]$  ou  $[\text{Al}(\text{OH})_3]$  et une chute d'alcalinité.

Les taux de réactif à mettre en œuvre sont déterminés par des essais de floculation. L'ajustement du pH par ajout d'acide ou de base est parfois nécessaire pour obtenir le pH optimal de coagulation-floculation des réactifs employés : 6,0 à 7,4 pour  $\text{Al}^{3+}$  et 5 à 8,5 pour  $\text{Fe}^{3+}$ .

Le choix des temps de contact, des énergies d'agitation et de la forme des turbines de mélange est également très important et permet des économies substantielles de réactif.

Une coagulation-floculation, suivie d'une décantation appliquée sur une eau domestique, permet d'éliminer jusqu'à plus de 90 % des matières en suspension et de 40 à 65 % de la DBO<sub>5</sub>.

Les procédés de coagulation-floculation utilisés peuvent être de type classique avec décantation lamellaire ou non, mais peuvent faire également appel à de nouvelles techniques comme le décanteur-épaississeur à recirculation de boues ou le décanteur lamellaire à flocs lestés.

#### ■ Décanteur-épaississeur à recirculation de boues : le Densadeg

En parallèle avec les clarificateurs traditionnels Degrémont propose une large gamme de décanteurs-épaississeurs, les Densadegs. Ces ouvrages associent une floculation performante sur le principe des floculateurs à recirculation de boues à une décantation lamellaire intégrant un épaississeur.

Il se présente (figures 7 et 8) sous la forme d'un mélangeur rapide (1), d'un floculateur agité (2) suivi d'un floculateur piston (3), d'une cuve de décantation (4) (90 % des flocs y décantent et s'épaississent sans monter dans la lamellaire), d'un lamellaire cloisonné (5) surmonté par des goulottes crnelées permettant une reprise uniforme de l'eau traitée et d'un circuit (6) de retour des boues épaissies dans le floculateur agité.

Le principe de fonctionnement de ce décanteur-épaississeur est le suivant :

- **Une décantation à recirculation des boues**

On recycle de la boue concentrée à petit débit *via* une pompe à rotor excentré pour ne pas disperser les flocs ; ainsi, les boues recirculées multiplient les surfaces de contact et accélèrent les phénomènes d'agglomération des flocs. La floculation dans le Densadeg est optimale si l'occupation spatiale des flocs dans le floculateur agité est d'environ 10 %.

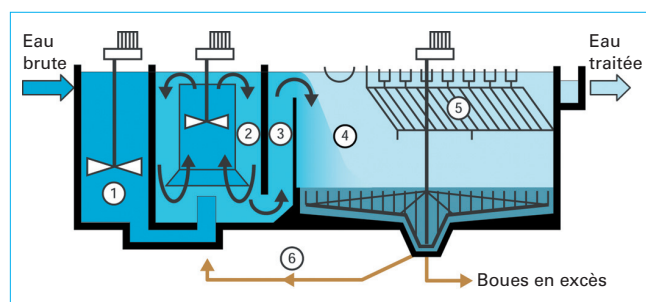


Figure 7 – Principe du Densadeg

- **Un dispositif optimisé de floculation avec trois zones à énergie décroissante**

- **Un décanteur lamellaire épaississeur**

Dans cette partie du Densadeg, trois fonctions sont réalisées :

- une décantation en piston de la majorité des boues. Ceci est rendu possible du fait de la taille et surtout de la densité du floc, induisant des vitesses de décantation très élevées ;

- une finition dans les modules lamellaires : les flocs résiduels sont arrêtés dans les modules lamellaires, de plus mettant en œuvre le système de répartition par l'aval, grâce auquel les flocs ne subissent aucune accélération (contrairement aux répartitions par l'amont) et conservent donc leur intégrité ;

- un épaississement avec un racleur de fond et une herse, permettant, grâce à la densité des flocs, un épaississement très rapide (flux en  $\text{kg}\cdot\text{h}^{-1}\cdot\text{m}^{-2}$ ) très supérieur (2 à 4 fois) à ceux obtenus sur les autres décanteurs à contact de boue plus anciens.

- **Une double injection de polyélectrolyte**

Celui-ci est réparti entre le réacteur de floculation et la recirculation de boues, ce qui optimise l'utilisation du polymère permettant d'obtenir des eaux traitées peu colmatantes (très peu de polymère résiduel) et des boues bien épaissies pouvant être envoyées directement en digestion anaérobie ou en déshydratation.

Le Densadeg est un appareil éprouvé (plus de 200 références en traitement des eaux résiduaires urbaines ou industrielles) et le tableau 3 donne des ordres de grandeur quant aux performances obtenues sur ces différentes applications.

**Remarques :** dans tous les cas, les boues extraites sont proches de leur concentration ultime (telle que mesurée en grande éprouvette) et la dépassent même lorsqu'une double injection de polymère est utilisée.

Pour les stations où l'on recherche une compacité maximale une variante, le Densadeg 4D, incorpore dans le même ouvrage les fonctions de **dessablage**, de **dégraissage**, de **décantation primaire** à grande vitesse et de **densification** des boues produites.

Tableau 3 – Performances du Densadeg

	ERU primaire	ERU tertiaire	Eaux pluviales	ERI
Vitesse lamellaire maximale..... ( $\text{m}\cdot\text{h}^{-1}$ )	35	30	90 (1)	12 à 40
Concentration boues extraction ..... ( $\text{g}\cdot\text{L}^{-1}$ )	30 à 100	25 à 50	30 à 100	30 à 500
Eau traitée MES ..... ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-3}$ )	< 20	< 5	< 50	< 10
(1) pour un rendement entre 75 et 95% sur les MES Eaux résiduaires urbaines (ERU) ou industrielles (ERI)				



Figure 8 – Deux Densadegs de 41 m<sup>2</sup> de l'installation totalement couverte de Marbella

#### ■ Décanteur-épaisseur (Multiflo Trio®, OTV) (figures 9, 10 et 11)

Contrairement aux décanteurs lamellaires traditionnels, consacrés uniquement à la séparation de phases, les décanteurs-épaisseurs permettent, dans le même ouvrage, de séparer les deux phases et de concentrer en toute sécurité la phase lourde, préalablement isolée.

Explication du système Multiflo Trio

- Mise en œuvre d'un traitement physico-chimique performant, comportant les réactifs chimiques nécessaires (coagulant, polymère) permettant le meilleur taux de capture possible ; le Turbomix assure une optimisation du mélange dans la zone de floculation (figure 10).

- Aménagement d'une zone de décantation avancée de taille suffisante pour permettre la séparation des particules lourdes.

- Approfondissement de la zone sous les lamelles afin d'augmenter le temps de séjour de la boue, capturer une partie importante des MES non retenues dans la première zone et éviter la remise en suspension des boues par le courant entrant.

- Limitation de la hauteur des lamelles et de tout risque de stagnation des boues entre les plaques.

- La taille du décanteur équipé de lamelles (surface au miroir, figure 11) dépend du type de floc et permet d'assurer une vitesse ascensionnelle inférieure à celle de réentraînement des boues par le liquide sortant.

- L'écartement et la longueur des lamelles sont un compromis entre la qualité requise de l'eau décantée, la masse des boues susceptible de se déposer sur les plaques et l'adhésivité des boues.

- Le hersage du compartiment des boues permet d'éliminer les poches d'eau et de remélanger la boue fraîche avec celle ayant déjà séjourné dans le décanteur en évitant ainsi la dégradation des dépôts.

- Recirculation contrôlée de la boue déposée, permettant ainsi d'augmenter la concentration initiale par conséquent la concentration finale pour un même temps de séjour SRT.

**Nota :** Sludge retention time (SRT)

- Maintien d'un temps de séjour SRT inférieur à la valeur maximale pour le type de boue donné, afin d'éviter sa dégradation.

- Extraction par syncopage des boues épaissies (cadence-durée), les durées d'extraction étant dépendantes de la masse de boues produites, évitant ainsi l'extraction des boues trop liquides pendant la nuit.

- Maintien d'une **zone de sécurité** entre le lit de boues et les lamelles afin de permettre l'utilisation optimale de la zone réservée aux boues et donc de favoriser l'épaississement.

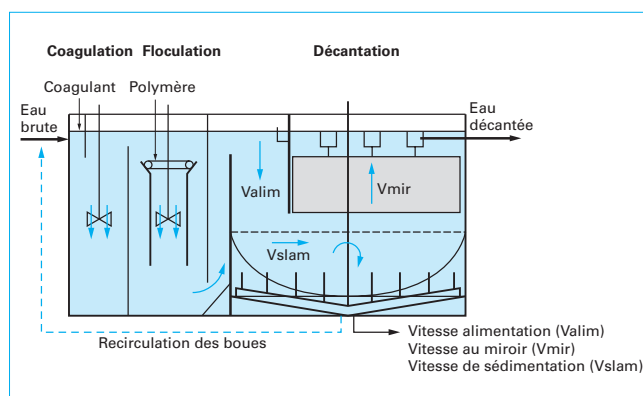


Figure 9 – Principe d'un Multiflo Trio® (OTV)



Figure 10 – Turbomix d'un Multiflo Trio® (OTV)

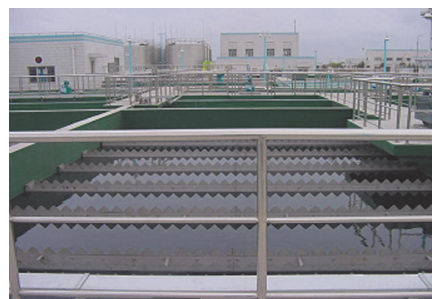


Figure 11 – Surface au miroir (OTV)

#### ■ Décanteur à floc lesté (procédé Actiflo®, OTV)

Le procédé de décantation à flocs lestés consiste à injecter, dans l'effluent brut, du microsable pendant l'étape de coagulation-floculation. Cela comporte plusieurs avantages dont notamment :

- une initiation de la réaction qui est augmentée par l'addition de microsable qui permet lui-même d'accroître le nombre de particules libres. De ce fait, le temps de contact est beaucoup plus court que dans un système conventionnel, induisant un volume de cuve plus petit ;

- une augmentation de la surface d'échange et donc des capacités d'adsorption par rapport à la floculation classique ;

- la formation de flocs plus lourds, décantant plus facilement. Les vitesses de passage sont alors plus élevées.

L'eau brute dégrillée et dessablée traverse successivement (figure 12) :

- une étape de coagulation pendant laquelle est injecté un sel de fer ou d'aluminium ; l'injection des réactifs de coagulation pouvant être réalisée soit dans une cuve spécifique, soit directement dans les canalisations d'amenée de l'eau brute ;



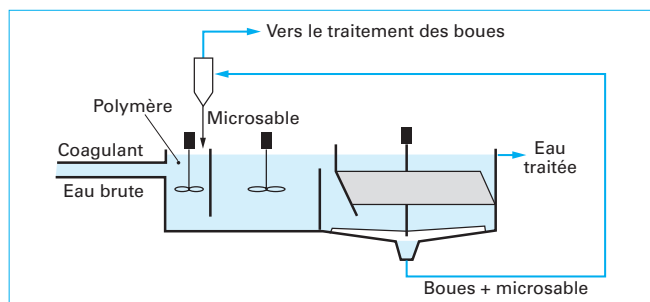


Figure 12 – Principe de l'Actiflo® (OTV)

– une étape de floculation dans un ensemble constitué d'une cuve d'injection et d'une cuve de maturation. Dans la cuve d'injection, les matières en suspension sont en contact avec le polyélectrolyte et le microsable qui a pour rôle d'alourdir les floes et leur permettre de décanter rapidement. Dans la cuve de maturation, le floc s'épaissit et termine sa maturation.

Ces deux cuves sont équipées de mélangeurs dynamiques dont les caractéristiques sont définies afin d'obtenir les gradients de vitesse optimaux ;

– une étape de décantation pendant laquelle l'eau floculée aborde la cuve de décantation lamellaire à contre-courant eau-boues. L'eau décantée est évacuée en partie supérieure par des éléments de collecte et d'équirépartition (goulottes).

Les boues et le microsable déposés au fond du décanteur sont collectés par un racleur ou des trémies avant d'être acheminés au moyen d'un dispositif de pompage vers des hydrocyclones où s'opère une classification granulométrique permettant de récupérer, dans la sousverse, la quasi-intégralité du microsable à recycler.

Le débit de recirculation est inférieur à 4 % du débit entrant afin d'assurer un taux de sable de 3 à 5 kg/m<sup>3</sup>.

La granulométrie du sable doit être inférieure à 160 µm pour être efficace. Le taux de traitement en sable est de l'ordre de 3 à 5 g/L dans le réacteur de floculation.

La concentration en MES de la surverse des hydrocyclones est en général de 5 à 10 g/L.

Les pertes en sable sont d'environ 3 à 5 g/m<sup>3</sup> d'eau traitée.

L'optimisation de cette technique, alliée à l'utilisation d'un polyélectrolyte de synthèse, permet de réduire considérablement le temps de floculation (< 10 min). Les floes lestés ont une densité 2,5 fois supérieure à celle du floc classique et la vitesse de décantation peut atteindre la valeur exceptionnelle de 130 m/h (valeur minimale 80 m/h).

Les performances obtenues en traitement physico-chimique primaire sur des eaux usées domestiques sont variables selon la dose de coagulant et la qualité de l'eau brute.

Elles se situent ainsi :

- matières en suspension : 70 à 90 % ;
- DCO : 50 à 75 % ;
- DBO<sub>5</sub> : 55 à 80 % ;
- azote Kjeldahl : 10 à 30 % ;
- phosphore total en sortie : < 1 ou 2 mg/L.

### 2.3.2 Élimination du phosphore

Les sels de fer ou d'aluminium sont également capables de se combiner avec les ions phosphate pour former un précipité de phosphate de fer ou d'aluminium (FePO<sub>4</sub> ou AlPO<sub>4</sub>).

Du fait de la compétitivité des réactions de formation de précipités d'hydroxyde ou de phosphate, le rapport molaire à mettre en

œuvre entre Fe/P ou Al/P varie de 1 à 3. Cela signifie que, pour éliminer 1 g de P, il faut 1,8 à 5,4 g de Fe soit, exprimé par exemple en FeCl<sub>3</sub> pur, de 5,2 à 15,7 g ou 0,87 à 2,61 g d'Al soit, exprimé en sulfate d'alumine, de 9,3 à 28 g de produit commercial [Al<sub>2</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>3</sub>, 18 H<sub>2</sub>O].

La précipitation chimique du phosphore peut se réaliser à plusieurs étapes dans la filière de traitement :

- au niveau de la décantation primaire ;
- dans le bassin de boues activées, le précipité décantant alors dans le clarificateur ;
- enfin, sur l'eau épurée biologiquement avec un ouvrage spécifique de décantation.

## 2.4 Traitement biologique des graisses

Les prétraitements des eaux usées domestiques génèrent des sous-produits dont les déchets graisseux. Compte tenu de la directive européenne n° 1774/2002 du Parlement européen et du Conseil du 3 octobre 2002 établissant les règles sanitaires applicables aux sous-produits animaux, ces résidus ne seront plus acceptés dans les centres d'enfouissement technique en raison de leur traçabilité, de leur faible siccité et de leur taux élevé en matière organique.

De plus, les résidus graisseux constituent un problème important des rejets urbains. Les quantités rejetées sont élevées. L'insolubilité dans l'eau et la lente dégradabilité sont à l'origine de l'encrassement des ouvrages d'assainissement, du colmatage des canalisations et des perturbations dans la filière de traitement de la station d'épuration.

À l'entrée des stations d'épuration, les graisses sont principalement composées de **triglycérides** (98 % de la masse). La deuxième fraction présente dans les graisses est constituée d'**acides gras libres** (R-COOH). Ce sont des acides aliphatiques à nombre de carbones supérieur à 4, plus légers que les glycérides. Les principales formes rencontrées sont d'origine alimentaire : acide palmitique (C16), acide stéarique, oléique et linoléique (C18). Les déchets graisseux à l'entrée d'une station d'épuration contiennent une part importante d'acides gras en C18 mono-insaturés.

Les matières grasses d'origine laitière contiennent une quantité non négligeable d'acides gras de 4 à 12 carbones.

Le volume des graisses entrant sur la station est fonction de la nature de l'effluent (domestique ou industriel), du type du réseau (unitaire ou séparatif), des apports dus à l'entretien des bacs à graisses et enfin, des apports de matières de vidange.

Les différentes valeurs données par la littérature varient pour une eau résiduaire urbaine standard de 30 à 100 mg/L de MEH (matières extractibles à l'hexane).

Toutefois pour des rejets d'origine industrielle du type abattoir ou laiterie, des teneurs atteignant 250 à 300 mg/L de MEH peuvent être mesurées.

Par ailleurs pour un effluent urbain, il apparaît que 30 % à 35 % (soit environ 1/3) de la charge en DCO totale entrant sur la station est extractible à l'hexane et donc proviendrait des graisses. Sur la base de 150 gDCO/EH/jour, la quantité moyenne de DCO des graisses est de 45 à 50 gDCO/EH/jour.

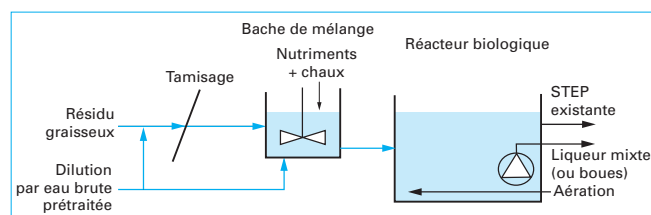
Les principaux procédés de traitement de graisses sont présentés sur le tableau 4.

Le traitement biologique aérobie des graisses par le procédé BIOLIX® repose sur l'utilisation d'une biomasse adaptée, capable de dégrader le substrat particulier que constituent les graisses. Les graisses provenant du dessableur-dégraisseur et/ou provenant d'un apport extérieur sont dégradées dans un réacteur aéré et brassé.

**Tableau 4 – Principaux procédés de traitement des graisses**

Technologie	Procédés existants	Fonctionnement	Application
Traitements physico-chimiques	<b>Lipoval</b> (Ecopur) <b>HydroPac</b> (SDL/Putzmeister)	Préchauffage Flottation et/ou centrifugation	Effluents fortement chargés en MEH
Traitement biologique aérobie intensif mono-étage	<b>Biolix</b> (OTV-Véolia) <b>Biomaster</b> (Ondéo Degrémont) <b>Lipocycle</b> (SAUR Stereau)	Hydrolyse et oxydation des graisses dans un réacteur aéré et brassé	Traitement des graisses issues des prétraitements des STEP urbaines
Traitement biologique aérobie intensif bi-étages	<b>AGIRA</b> (Bio Armor) <b>Carbofil</b> (Carbofil)	Mise en place de 2 réacteurs (un bac d'hydrolyse brassé, non aéré et un bioréacteur brassé et aéré)	Déchets graisseux ou effluents concentrés
Traitement biologique aérobie intensif avec ajout de bactéries spécifiques	<b>Eurobio</b> (Eurobio SA) <b>Lipoclean G ou F</b> (AT Environnement)	Réacteur aéré, brassé et enrichi en micro-organismes spécifiques	Déchets graisseux concentrés ou eaux grasses

STEP : station d'épuration



**Figure 13 – Principe du procédé BIOLIX (OTV)**

Le dispositif du traitement biologique aérobie des graisses est le suivant (figure 13) :

- un dégrillage ou un broyage pour éliminer les flottants qui ne sont pas biodégradables ;
- une bache d'homogénéisation couverte, équipée d'un agitateur, avec introduction des nutriments (N et P) pour favoriser le développement bactérien et éventuellement un apport d'eau de dilution ;
- un réacteur alimenté en continu ou en semi-continu, disposant d'une bonne aération et d'un bon brassage (20 à 30 W/m<sup>3</sup>).

Le réacteur à graisses est alimenté en continu. La liqueur mixte (concentration de 10 à 15 g MES/L selon la charge en entrée) est extraite en continu et envoyée soit vers le traitement biologique, soit vers la filière de traitement des boues.

Les rendements obtenus, sous réserve que le milieu ne soit pas carencé en nutriments (N et P) et que la température dans le réacteur atteigne 30 °C (condition atteinte en régime stabilisé et non carencé), sont :

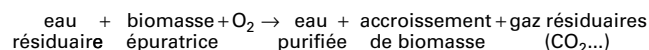
- Par rapport à l'échantillon de sortie global (eau + boue) :  
DCO = 70 %  
MEH = 80 %
- Par rapport à l'échantillon de sortie après décantation (ad2) :  
DCOad2 = 95 %  
MEHad2 = 95 %

## 2.5 Traitements biologiques

L'épuration biologique a pour but d'éliminer la matière polluante biodégradable contenue dans l'eau domestique (décantée ou non) en la transformant en matières en suspension : micro-organismes et leurs déchets, plus facilement récupérables.

La dégradation peut se réaliser par voie aérobie (en présence d'oxygène) ou anaérobie (en l'absence d'oxygène). Dans ce dernier cas, où les réactions s'effectuent à l'abri de l'air, le carbone organique, après dégradation, se retrouve sous forme de CO<sub>2</sub>, méthane et biomasse. Ce type de traitement appelé « **digestion anaérobie** » n'est utilisé que pour des effluents très concentrés en pollution carbonée, de type industriel (brasserie, sucrerie, conserverie...).

Le traitement biologique classique des eaux domestiques s'effectue par **voie aérobie**. Ce traitement consiste à dégrader les impuretés grâce à l'action d'une biomasse épuratrice, à laquelle doit être fourni l'oxygène nécessaire à son développement. En simplifiant, on peut décrire ce processus par l'équation :



La biomasse utilisée dans le traitement des eaux usées constitue un écosystème très simplifié, ne faisant appel qu'à des micro-organismes.

Elle peut être soit libre, c'est-à-dire intimement mêlée au milieu aqueux à épurer (boues activées), soit fixée ; elle est alors accrochée sur un support solide à la surface duquel percole l'eau à traiter (lit bactérien, biofiltre).

Elle est constituée d'êtres vivants de petite taille, inférieure au millimètre, microflore de bactéries et microfaune d'animaux, protozoaires et métazoaires proches des vers. Ces êtres s'y trouvent à de très fortes concentrations, de l'ordre de 10<sup>11</sup> à 10<sup>12</sup> par litre pour les bactéries et 10<sup>6</sup> à 10<sup>8</sup> par litre pour la microfaune.

Les relations entre ces divers groupes sont apparemment simples : les bactéries sont des producteurs primaires qui fixent le substrat apporté par les eaux usées sous forme de matière organique ; la microfaune se nourrit de bactéries et parfois d'autres espèces de la microfaune.

La microfaune est représentée surtout par des protozoaires, organismes prédateurs de taille comprise entre 20 et 200 µm qui jouent un rôle important pour la clarification de l'effluent. Ils sont, en effet, à l'origine de la formation en floc de la biomasse ; celle-ci apparaît alors comme une suspension de particules de quelques millimètres de diamètre, agglomérats constitués de bactéries, levures, protozoaires, matières organiques non assimilées et absorbées, matières minérales floculées ; elle présente alors une aptitude à la décantation, ce qui offre une possibilité de séparation biomasse-liquide interstitiel par une technique simple.

Pour plus d'informations sur les traitements biologiques des eaux résiduaire, le lecteur pourra se reporter au dossier [J 3 942] des Techniques de l'Ingénieur [5].

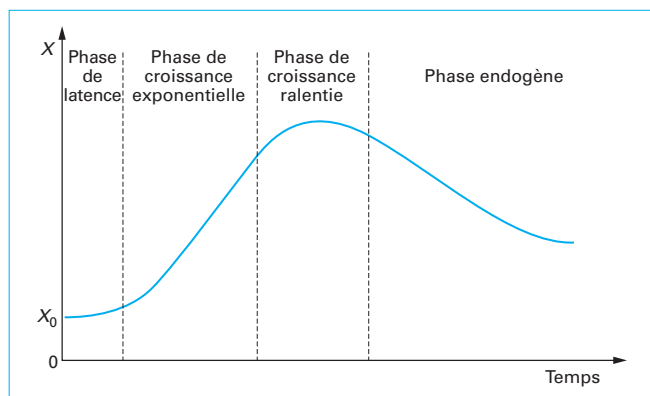


Figure 14 – Développement d'une culture bactérienne

### 2.5.1 Évolution d'une culture bactérienne

La croissance d'une biomasse de concentration  $X$  mise en présence à l'instant zéro d'un substrat dégradé de concentration  $S$  comporte un certain nombre de phases (figure 14).

■ **Phase de latence** : elle correspond à l'adaptation des micro-organismes au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle ou faiblement positive.

■ **Phase de croissance exponentielle** : lorsque le taux de reproduction cellulaire atteint son maximum et reste constant en présence d'une concentration non limitante en substrat. Cette phase de croissance exponentielle peut se décrire par les deux équations suivantes :

$$\frac{dX}{dt} = \mu_m X$$

$$\frac{dS}{dt} = -Y \mu_m X$$

avec  $X$  (g/L) concentration en matières organiques actives,  
 $t$  (h) temps,  
 $\mu_m$  (h<sup>-1</sup>) taux de croissance maximal des micro-organismes par heure,  
 $S$  (g/L) substrat dégradé exprimé en consommation d'oxygène, c'est-à-dire en DBO<sub>5</sub> éliminée,  
 $Y$  (g/g) quantité de cellules produites par gramme de substrat de concentration  $S$  utilisé.  $Y$  est appelé « rendement cellulaire ».

■ **Phase de croissance ralentie** : lorsque la concentration en substrat diminue, la vitesse de croissance diminue et finit par s'annuler en phase ralentie habituellement utilisée ; en pratique, on a l'équation :

$$\frac{S_f}{S_0} = \frac{1}{1 + KXt}$$

avec  $S_f$  (mg/L) DBO<sub>5</sub> restante dissoute,  
 $S_0$  (mg/L) DBO<sub>5</sub> initiale,  
 $K$  [L/(g·h)] constante dans une gamme de charge très étroite ;  $K$  est compris entre 0,8 et 1,4 en moyenne charge et entre 0,4 et 0,5 en aération prolongée (cf. § 2.5.5).

Pour obtenir la DBO<sub>5</sub> totale d'un rejet, il faut ajouter à  $S_f$ , la DBO<sub>5</sub> correspondante aux matières en suspension. Les rapports DBO<sub>5</sub>/MES varient de 0,3 à 0,5 selon la charge de fonctionnement.

■ **Respiration endogène** : lorsque les micro-organismes ne sont plus alimentés, leur masse diminue par respiration endogène. La décroissance est proportionnelle à la concentration en micro-organismes  $S_a$  :

$$\frac{dX_a}{dt} = -b_a S_a$$

avec  $b_a$  (h<sup>-1</sup>) taux de respiration endogène ou taux de mortalité des micro-organismes ; il est de 0,18 à 20 °C et de 0,135 à 13 °C.

Ces différentes phases et les équations qui les régissent sont valables en milieu aérobie et anaérobie. Les valeurs des différents coefficients dépendent de la nature du substrat et de divers paramètres tels la température, le pH.

La croissance bactérienne nécessite la présence d'éléments nutritifs, en particulier de l'azote N et du phosphore P. Il faut que les valeurs de DBO<sub>5</sub>, de N et de P soient dans les rapports 100, 5 et 1. La croissance bactérienne tolère une gamme de pH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6 à 8.

De nombreuses substances peuvent avoir un effet toxique sur l'activité des micro-organismes, en particulier les métaux lourds (Cu, Cr<sup>6+</sup>, Cd), même en faible quantité (0,1 mg/L). Quand certaines substances carbonées organiques comme le phénol et les cyanures arrivent de façon régulière, la population bactérienne peut s'acclimater à une certaine concentration de ces substances (formation de souches adaptées).

### 2.5.2 Modélisation de la croissance bactérienne

Plusieurs modèles mathématiques ont été proposés pour rendre compte de la croissance bactérienne. Le modèle de Monod est le plus ancien, et encore le plus utilisé. Il est du type :

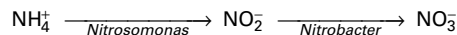
$$\frac{dX}{dt} = \mu X \quad \text{avec} \quad \mu = \mu_m \frac{S}{k + S}$$

avec  $\mu$  (h<sup>-1</sup>) taux de croissance à l'instant  $t$ ,  
 $k$  (mg/L) concentration seuil au-dessus de laquelle le taux de croissance devient très dépendant de la concentration en substrat.

### 2.5.3 Mécanisme de l'élimination biologique de l'azote

Elle se réalise en deux étapes qui sont chronologiquement la nitrification et la dénitrification.

■ La **nitrification** consiste en l'oxydation de NH<sub>4</sub><sup>+</sup> en NO<sub>3</sub><sup>-</sup> par l'intermédiaire de deux espèces de bactéries autotrophes :



Ces bactéries sont dites « autotrophes » car elles utilisent du carbone minéral pour constituer leurs cellules. Leur taux de croissance est plus faible que celui des bactéries dégradant la pollution carbonée (bactéries hétérotrophes).

Les cultures mixtes ne pourront se maintenir de façon stable que si le taux de croissance des bactéries hétérotrophes est ramené, par diminution de la charge carbonée, au même taux que celui des bactéries autotrophes.

L'effet de la température est très important. La cinétique de nitrification, dans une plage de 10 à 20 °C, varie linéairement avec la température, la cinétique à 20 °C étant 2 fois plus élevée qu'à 10 °C. Au-dessus de 10 °C et au-dessus de 30 °C, l'activité nitrifiante chute rapidement.

La présence de CO<sub>2</sub> ou de carbonate est indispensable. La réaction ne peut se faire qu'en milieu aérobie.

■ La **dénitrification** consiste en la réduction des nitrates formés en azote gazeux par des bactéries hétérotrophes placées dans un milieu pauvre en oxygène. L'oxygène combiné des nitrates sert à dégrader le carbone organique nécessaire à la croissance de ces bactéries.

Les sources de matières organiques peuvent être diverses :

- le méthanol, le glucose, l'éthanol ;
- des effluents industriels, par exemple, les eaux de lavage de laiteries, les eaux résiduaires de sucreries ;
- l'eau à traiter qui est la source économiquement intéressante.

Pour une bonne dénitrification, il faut un rapport pollution carbonée  $\text{DBO}_5/\text{NO}_3^-$  minimal  $> 2$ .

## 2.5.4 Mécanisme de l'élimination biologique du phosphore

Le principe de la déphosphatation biologique consiste en une suraccumulation de phosphore dans une biomasse. Si des teneurs de 2 à 3 % en phosphore dans les boues sont obtenues sous des conditions normales de dégradation d'un substrat organique, le mécanisme de suraccumulation nécessite de placer la biomasse alternativement en phase anaérobie (sans oxygène même lié à un composé chimique) et aérobie.

Pour les procédés assurant en plus une élimination de l'azote, la zone de dénitrification, caractérisée par la présence de nitrate, est donc assimilée à une zone aérobie. Mis dans ces conditions, les micro-organismes accumulent du phosphore, jusqu'à 10 % de leur poids sec, sous forme de granules de polyphosphate.

En globalité, une biomasse déphosphatante, dans laquelle bien entendu existent d'autres bactéries, pourra stocker jusqu'à 6 % de son poids sec en phosphore.

Les réactions intervenant dans chaque zone peuvent être résumées ainsi (figure 15) :

- **zone anaérobie** : synthèse de réserves de polyhydroxybutyrate (PHB) via les ions acétate produits à partir du substrat organique de l'eau à traiter, relargage par les micro-organismes déphosphatants du phosphore intracellulaire ;
- **zone aérobie** : suraccumulation du phosphore sous forme de granules de polyphosphate, consommation des réserves de PHB.

Ces phénomènes, indispensables au processus de déphosphatation biologique, vont conditionner la conception des filières de traitement.

Le schéma de base devra comporter au moins une zone anaérobie où se produira le relargage du phosphore et au moins une zone aérée où les réactions de surassimilation se réaliseront.

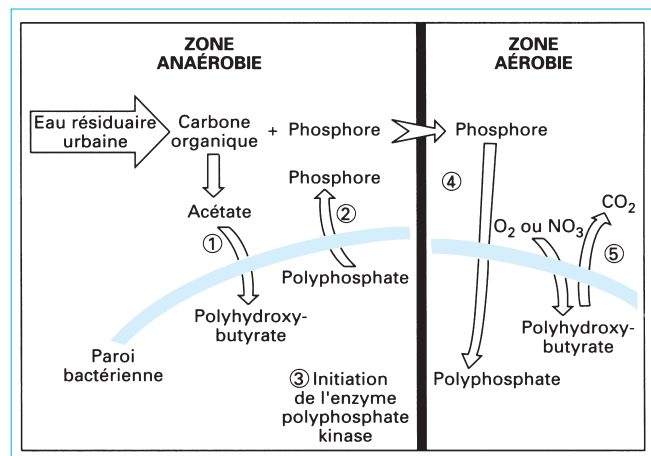


Figure 15 – Principales étapes de la déphosphatation biologique

Pour obtenir une bonne déphosphatation biologique, l'élément essentiel est la présence d'une quantité suffisante de matières organiques facilement assimilables dans l'eau à traiter. À partir d'une eau usée urbaine classique, on obtient, en moyenne, un rapport de 3,5 % de phosphore éliminé par  $\text{DBO}_5$  consommée. Cela conduit à n'assurer par voie biologique qu'entre 50 et 65 % d'élimination du phosphore.

Cette limitation oblige, pour atteindre les niveaux PT (cf. tableau 1), à envisager des solutions mixtes où la part de phosphore restante sera précipitée par l'ajout de réactif.

Les réactions de précipitation sont celles décrites au paragraphe 2.3.2.

## 2.5.5 Cultures libres (boues activées)

Le terme « cultures libres » regroupe les procédés où l'on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocs au sein du liquide à traiter. Pour cela, on utilise un bassin brassé, pour conserver en suspension la culture, dans lequel est maintenue :

- soit une concentration d'oxygène, pour les procédés aérobies ;
- soit une absence d'oxygène, pour les procédés anaérobies.

Le procédé par « boues activées » est le plus commun des procédés par « cultures libres ».

### 2.5.5.1 Caractéristiques

Différents paramètres permettent de définir le fonctionnement d'une boue activée :

- la charge volumique  $C_v$  qui correspond à la quantité journalière de  $\text{DBO}_5$  (en  $\text{kg/j}$ ) à dégrader dans le volume  $V$  ( $\text{m}^3$ ) de l'ouvrage. Elle s'exprime en  $\text{kg DBO}_5/\text{j} \cdot \text{m}^3$  ;
- la charge massique  $C_m$  qui est la quantité de  $\text{DBO}_5$  (en  $\text{kg/j}$ ) rapportée à la masse de matières en suspension totales contenues dans l'ouvrage de volume  $V$ . Elle s'exprime en  $\text{kg DBO}_5/(\text{kg MEST} \cdot \text{j})$  ; la charge massique est parfois rapportée à la masse de micro-organismes ou de matières volatiles sèches (MVS) contenues dans l'ouvrage. Elle s'exprime alors en  $\text{kg DBO}_5/(\text{kg MVS} \cdot \text{j})$  ;
- l'âge des boues qui est le rapport entre la masse de boues présentes dans le réacteur et la masse journalière de boues extraites. Il s'exprime en jours.

**Nota :** matières en suspension totales (MEST)

### 2.5.5.2 Schémas possibles

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas (figure 16) :

- un bassin dit « d'aération », dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice ;
- un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation de l'eau épurée et de la culture bactérienne ;
- un dispositif de recirculation assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur. Cela permet de maintenir dans ce bassin la quantité (ou concentration de micro-organismes) nécessaire pour assurer le niveau d'épuration recherché ;
- un dispositif d'extraction et d'évacuation des boues en excès, c'est-à-dire du surplus de culture bactérienne synthétisée en permanence à partir du substrat ;
- un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.

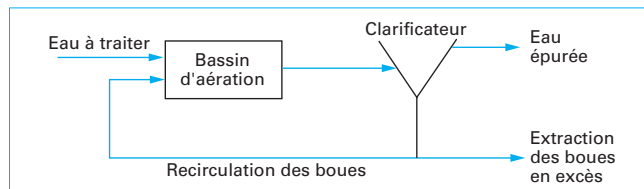


Figure 16 – Schéma minimal d'un traitement par boues activées

Ce type de filière permet d'éliminer la pollution carbonée et les matières en suspension de l'eau.

Le mode d'alimentation, l'aménagement de zone non aérée dans le bassin de boues activées, la recirculation de liqueur mixte permettent de distinguer différents procédés pour réaliser l'élimination du carbone (figure 17 a, b, c), de l'azote (figures 17 d, e, f et 1818 g) et du phosphore (figure 18 h).

### 2.5.5.3 Dimensionnement

#### ■ Volume du bassin des boues activées

Le dimensionnement se réalise à partir de la charge massique  $C_m$  choisie en fonction des objectifs de traitements visés :

- une élimination de l'azote qui demande, pour une nitrification totale à 12 °C,  $C_m < 0,15 \text{ kg DBO}_5/(\text{kg MEST} \cdot \text{j})$  ;
- un degré de stabilisation des boues en excès produites : une respiration endogène poussée conduisant à une biomasse bien minéralisée ;
- un rendement d'élimination de la  $\text{DBO}_5$  défini par les équations suivantes :

$$\frac{S_f}{S_0} = \frac{1}{1 + KXt} \quad \text{ou} \quad \frac{S_f}{S_0} = \frac{1}{1 + 24K \frac{S_0}{C_m}}$$

avec  $C_m = \frac{S_0 Q}{XV}$

$K$  constante liée à la dégradation de la  $\text{DBO}_5$ , en  $\text{L}/(\text{g} \cdot \text{h})$  ;

$Q$  débit, en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;

$t$  temps de contact, en j ;

$V$  volume du bassin d'aération, en  $\text{m}^3$  ;

$S_f$  et  $S_0$  concentration finale et initiale de la  $\text{DBO}_5$ , en g/L.

La valeur de  $X$  à adopter dépend de la décantabilité de la boue, définie par l'indice de boue  $IB$ , qui correspond au volume occupé par 1 g de boue après décantation de 30 min dans une éprouvette de un litre en réalisant, si nécessaire, une dilution avec de l'eau épurée pour obtenir un volume de boue décantée compris entre 100 et 250 mL. La concentration en matières en suspension dans la couche de boues est de  $10^3/IB$  en g/L.

Soit  $X_r$  la concentration des boues de retour ; pour un taux de recirculation moyen des boues  $r$  de 1 à 2,  $X_r$  est égal à 1,2 ( $10^3/IB$ ).

$$X(1+r) = X_r r$$

$$X = X_r \frac{r}{(1+r)}$$

$$\text{soit } X = 1,2 \frac{10^3}{IB} \times \frac{r}{(1+r)}$$

L'expérience montre que  $IB$  est fonction de  $C_m$ . La figure 19 donne la courbe obtenue pour des eaux domestiques. Connaissant  $X$ , le volume  $V$  de l'aérateur en est déduit.

En pratique, différents types de traitements par boues activées sont définis suivant la charge massique, la charge volumique et la concentration des boues dans le bassin permettant d'obtenir une décantation convenable (tableau 5).

Les rendements annoncés sont donnés dans l'hypothèse d'une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.

#### ■ Quantité de boues produites

Les boues activées en excès sont constituées de matières solides de nature hétérogène, provenant de deux sources :

- préexistantes dans l'eau à l'entrée du bassin d'aération, de nature minérale et organique inerte ;
- produites par l'épuration biologique, de nature organique et qui résultent de la somme algébrique de la synthèse cellulaire et de l'auto-oxydation de la biomasse.

Au total, on a :

$$\Delta S = a_m S_e - bX + S_{\min} + S_{\text{dur}}$$

avec  $a_m$  augmentation de la biomasse par élimination de la  $\text{DBO}_5$ ,

$b$  diminution de la biomasse par respiration endogène,

$\Delta S$  (kg/j) boues en excès,

$S_e$  (kg/j)  $\text{DBO}_5$  éliminée,

$X$  (kg) boues organiques dans le bassin (MVS),

$S_{\min}$  (kg/j) matières minérales en suspension apportées par l'effluent,

$S_{\text{dur}}$  (kg/j) matières organiques en suspension difficilement biodégradables apportées par l'effluent : 25 % des MVS.

Les coefficients  $a_m$  et  $b$  sont dépendants des caractéristiques de l'effluent et de la charge. Le tableau 6 donne les valeurs utilisées pour des eaux usées urbaines à différentes charges de fonctionnement des boues activées.

#### ■ Besoins théoriques en oxygène

##### • Besoins pour l'oxydation des matières carbonées

$$\text{O}_2 \text{ théorique (kg/j)} = a' S_e + b' X$$

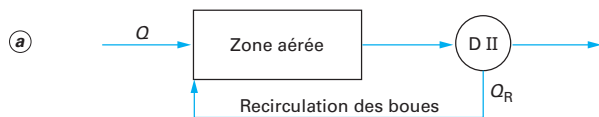
Les coefficients  $a'$  (besoin pour la synthèse de la biomasse) et  $b'$  (besoin pour la respiration) dépendent des caractéristiques de l'effluent et de la charge. Le tableau 7 donne les valeurs utilisées pour des eaux urbaines à différentes charges de fonctionnement des boues activées.

**Tableau 5 – Classement des procédés par boues activées**

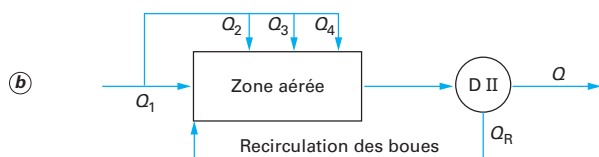
Caractéristiques	Aération prolongée	Faible charge	Moyenne charge	Forte charge	Très forte charge
Charge massique ..... [kg $\text{DBO}_5/(\text{kg MEST} \cdot \text{j})$ ]	< 0,08	0,08 à 0,25	0,25 à 0,5	0,5 à 1	> 1
Charge volumique ..... [kg $\text{DBO}_5/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$ ]	< 0,32	< 0,4	0,8 à 1	1 à 1,5	> 5
Âge des boues ..... (j)	> 18	13 à 18	3 à 7	1 à 3	0,3 à 0,7
Concentration des boues ..... (kg/m <sup>3</sup> )	4 à 6	3 à 5	3 à 4	2 à 3	< 3
Rendement d'élimination de la $\text{DBO}_5$	> 90 % nitrification possible	90 % nitrification possible	80 à 90 %	< 80 %	



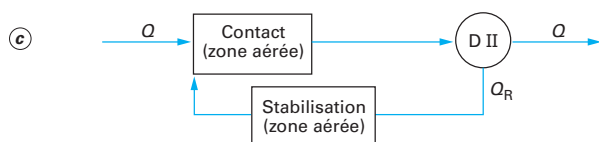
## ÉLIMINATION DE LA POLLUTION CARBONÉE



(a) **Flux piston** : l'eau à traiter de débit  $Q$  entre à l'extrémité du bassin d'aération en poussant la liqueur aérée vers le décanteur secondaire D II.

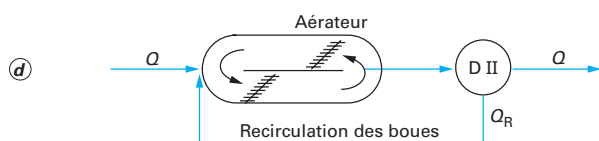


(b) **Alimentation étagée** : l'eau à traiter est répartie sur la longueur du bassin d'aération. L'avantage du procédé est qu'il fonctionne avec des concentrations en boues variables dans le bassin d'aération (proches de la concentration des boues de retour en début de cuve, de concentration  $\frac{Q_R}{Q + Q_R} \times$  concentration des boues de retour en fin de cuve) et, qu'en conséquence, un fonctionnement à charge massique donnée peut se faire à charge volumique plus élevée.

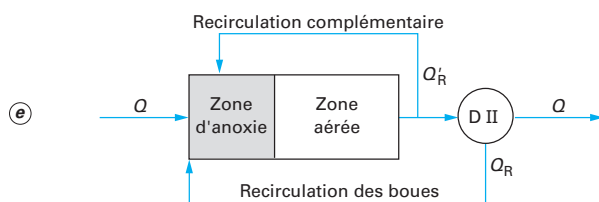


(c) **Contact-stabilisation** : le principe du contact-stabilisation est de faire un traitement à forte charge avec la totalité du flux polluant à traiter dans la cuve dite « de contact » à l'amont du clarificateur final, puis de ramener, après décantation, les boues de retour dans une cuve dite de « stabilisation » où les boues séjournent en aérobiose et en absence de pollution un temps suffisant pour leur permettre d'éliminer leurs réserves nutritives. Ce procédé permet de réduire les espèces filamenteuses dans les boues.

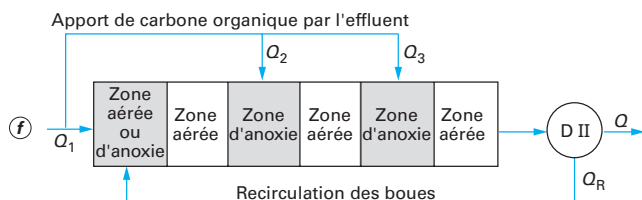
## ÉLIMINATION DE LA POLLUTION CARBONÉE ET AZOTÉE



(d) **Chenal d'oxydation** : le bassin de boues activées, dit à boucle fermée, assure un long circuit à l'eau à traiter en ménageant des zones d'anoxie entre les aérateurs, ce qui permet l'élimination des nitrates (formés à proximité des zones d'aération). En effet, il se crée, naturellement, un recyclage important interne à la cuve par mise en mouvement de la liqueur par les brosses d'aération recyclant, dans les zones mal aérées, les nitrates formés dans les zones bien aérées, permettant ainsi une dénitrification efficace.

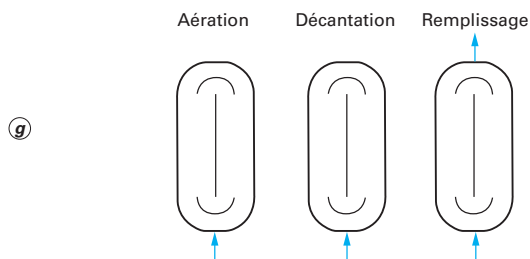


(e) **Procédé en deux cuves (anoxie + aérobiose)** : le bassin de boues activées, comprend deux zones : une première zone d'anoxie (sans aération), suivie d'une zone aérée. La position de la zone d'anoxie, placée en tête, permet d'utiliser la totalité des eaux usées comme source de carbone et d'assurer, au stade suivant aérobiose, la nitrification et l'élimination de la pollution carbonée. Par les recirculations des boues de retour et complémentaire, une fraction importante des nitrates sortant de la zone aérobiose est renvoyée en tête d'installation pour être dénitrifiée dans des conditions très favorables en ce qui concerne le rapport pollution carbonée-nitrates.



(f) **Procédé à alternance de zones et à alimentation échelonnée** : le bassin de boues activées est formé d'une succession de zones anoxiques et de zones aérées. L'alimentation en eau à traiter est répartie sur les zones anoxiques. Le processus de nitrification-dénitrification se fait progressivement au fil de l'eau. Le flux d'azote réduit amené par la fraction de débit  $Q_1$  est oxydé en nitrate dans la première zone aérobie aval, puis dénitrifié dans la zone anoxique suivante grâce au carbone apporté par la fraction de débit  $Q_2$  et ainsi de suite. Le flux de  $\text{NO}_3^-$  en sortie de la dernière zone aérobie est réparti en deux, une partie sortant avec l'eau épurée, une partie étant recyclée par les boues de retour.

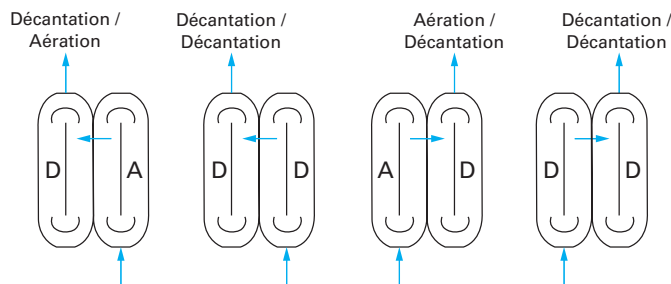
Figure 17 – Boues activées : schémas de différents procédés (suite en figure 18)



	Aération	Décantation	Déversement
Durée	2,5 à 3 h	0,5 à 0,8 h	0,8 à 1 h
Aération	Continue ou séquencée	Non	Non
Objectif	Nitrification Dénitrification Élimination du Carbone	Décantation (séparation liquide/ solide)	Effluent traité Évacuation des boues
Vanne déversante	Levée	Levée	Baissée

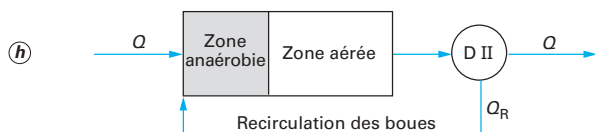
g **Procédé SBR (Sequence batch reactor)** : le procédé SBR est un bassin ou une série de bassins à boues activées fonctionnant en discontinu, selon des phases alternatives de remplissage et de déversement des eaux usées traitées.

L'intérêt principal de ce procédé est qu'il n'existe pas de clarificateur. Celui-ci étant virtuellement présent au sein même du bassin de boues activées. De ce fait, la séparation liquide-solide a lieu pendant l'arrêt de l'aération et la décantation des boues. Ainsi, le SBR cumule les fonctions d'un bassin de boues activées et d'un clarificateur. Le mécanisme biologique, les conditions d'aération et de mélange sont identiques à ceux des procédés classiques à boues activées. Le plus souvent, l'étape de décantation primaire n'est pas incorporée dans la filière de traitement.



**Procédé D-Ditch (Kruger)** : ce procédé comprend deux bassins fonctionnant en série, collés l'un à l'autre et permettant ainsi d'alimenter le premier pendant que le second fonctionne en décantation, et vice versa. Il existe également une version Tri Ditch.

#### ÉLIMINATION DE LA POLLUTION PHOSPHORÉE



h **Procédé A/O (anaérobie/oxydation)** : le bassin de boues activées est composé de deux zones : une zone anaérobie (non aérée et sans présence de forme oxydée de l'azote), suivie d'une zone aérée où se réalise l'élimination de la pollution carbonée. Dans la zone anaérobie, en présence du carbone organique apporté par l'eau à traiter, se produit le relargage du phosphore ; dans la zone aérée, les réactions de surassimilation s'effectuent.

Figure 18 – Boues activées : schémas de différents procédés (suite de la figure 17)

**Tableau 6 – Valeurs de  $a_m$  et  $b$  en fonction du type de traitement par boues activées**

Type de traitement	$a_m$	$b$
Faible charge	0,65	0,05
Moyenne charge	0,6	0,07
Forte charge	0,55	1,00

**Tableau 7 – Valeurs de  $a'$  et  $b'$  en fonction du type de traitement par boues activées**

Type de traitement	$a'$	$b'$
Faible charge	0,65	0,065
Moyenne charge	0,60	0,08
Forte charge	0,55	0,12

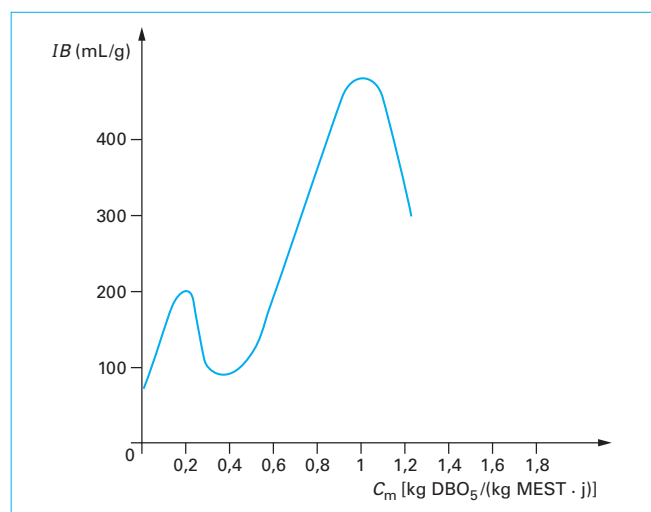
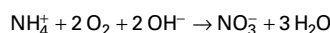


Figure 19 – Indice de boue  $IB$  en fonction de la charge massique  $C_m$  pour des eaux domestiques

#### • Besoins pour l'oxydation de l'azote

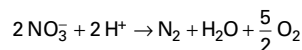
La réaction de nitrification s'écrit :



Pour transformer 1 mg d'azote de  $\text{NH}_4^+$  en  $\text{NO}_3^-$ , il faut 4,57 mg d' $\text{O}_2$ .

#### • Restitution d'oxygène par la dénitrification

La réaction de dénitrification s'écrit :



La transformation de 1 mg de  $\text{NO}_3^-$  en  $\text{N}_2$  apporte 2,86 mg d' $\text{O}_2$  utilisés pour l'élimination de la pollution carbonée.

#### ■ Modèles de simulation

Le dimensionnement des boues activées se fait de plus en plus par l'utilisation de modèles de simulation. La représentation des phénomènes biologiques et les calculs sont souvent issus de modèles mathématiques comme celui développé par le groupe de travail de l'IAWPRC (International Association Water Pollution Research and Control) ou celui de l'ATV (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall).

Dans ce modèle, le paramètre de base des calculs est la DCO. En effet, la  $\text{DBO}_5$  ne représente qu'une partie de la dégradabilité de l'effluent. Cette DCO est divisée en différents compartiments : DCO soluble, particulière, dégradable, non dégradable. Le modèle réalise alors un bilan matière infaillible :

$$\text{DCO entrée} = \text{DCO sortie} + \text{DCO des boues produites} + \text{oxygène consommé}$$

Les processus biologiques sont modélisés par des équations de type Monod. Cette méthode de dimensionnement est différente des méthodes classiques, mais les logiciels informatiques développés à partir de tels modèles permettent d'ajuster le dimensionnement à la spécificité de l'eau à traiter. De plus, ils permettent de prendre en compte le facteur température qui joue un rôle important dans les cinétiques de réactions biologiques.

Les constructeurs développent leurs propres logiciels de dimensionnement à partir de pilotes de laboratoires et des retours d'expérience des stations d'épuration.

Les réactions biologiques sont réalisées par l'intermédiaire de deux biomasses pouvant cohabiter au sein d'une même boue activée : une biomasse hétérotrophe pour l'élimination de la pollution organique, une biomasse autotrophe pour la nitrification ; la dénitrification y est traitée comme un fonctionnement particulier de la biomasse hétérotrophe.

Les processus biologiques sont modélisés par des équations de type Monod. Les calculs sont basés sur l'activité bactérienne en utilisant des relations quantitatives, substrat directement assimilable par biomasse *via* les taux de croissance et de mortalité des bactéries concernées (cf. § 2.5.2).

La pollution (pour tous les paramètres) est scindée en diverses fractions : directement, lentement et non biodégradable, soluble ou particulaire.

Le substrat directement dégradable est seul utilisable par la biomasse, les autres formes devant, au préalable, subir une hydrolyse en fonction des conditions opératoires (âge des boues, température, concentration en  $\text{O}_2$  dissous...) générant des conditions favorables ou limitantes au développement des espèces. Un bilan précis d'équilibre est établi, donnant les résiduels de pollution (dégradable ou non dégradable), les concentrations en biomasses actives hétérotrophe et autotrophe, les concentrations en matières inertes issues de la réaction biologique (résidu cellulaire) et celles dues à l'accumulation des matières non biodégradables apportées par l'effluent. Le modèle en déduit les cinétiques d'élimination des divers polluants.

La biomasse hétérotrophe, *via* un rendement de conversion, élimine de la DCO dégradable, consomme de l'oxygène et génère de la biomasse qui titre elle-même en DCO particulaire.

Un bilan matière précis est réalisé sur tous les paramètres de la pollution. Ce bilan final est à la fois fonction des caractéristiques spécifiques de l'effluent et des conditions opératoires.

Le bassin de boues activées est traité comme une succession de cuves en nombre ajustable, chaque cuve pouvant recevoir une fraction du débit et de la recirculation. Le niveau d'oxygène dissous est, de plus, réglable par cuve. Cette organisation permet de simuler toutes les configurations possibles de bassins (mélange intégral, flux piston, contact-stabilisation, alimentation échelonnée, zones d'anoxie, etc.) et d'en définir le fonctionnement d'équilibre spécifique.

#### 2.5.5.4 Aération des bassins

L'apport d'oxygène dans une eau résiduaire se fait au moyen de systèmes d'aération de conceptions diverses. La vitesse de dissolution de  $\text{O}_2$  dans l'eau est proportionnelle au gradient de concentration  $C_s - C_x$  et à un coefficient de transfert  $K_{La}$  qui tient compte de l'équipement d'aération, de la géométrie du bassin, du débit de gaz et de la profondeur d'insufflation :

$$\frac{dC}{dt} = K_{La} (C_s' - C_x')$$

avec  $C_s'$  (mg/L) concentration en oxygène dans l'eau usée quand on arrive à la saturation,

$C_x'$  (mg/L) concentration dans l'eau usée au temps  $t$ ,

la notion « prime » étant affectée aux eaux usées.

Pour l'utilisation technique, on a précisé la capacité d'oxygénation ( $CO$ ) d'un système comme étant la quantité d'oxygène fourni en une heure à une eau propre, à teneur en oxygène constante et nulle à 10 °C et sous 1 bar (760 mm Hg).

$$CO = K_{La} C_s$$

$K_{La}$  est un coefficient expérimental. Il se détermine par la méthode de l'état instable, l'eau étant désaérée au départ par du sulfite de sodium en présence de sulfate de cobalt agissant comme catalyseur. On calcule ensuite les différents taux de transfert, d'après les mesures de l'oxygène dissous, au moyen de prélèvements effectués dans tous les azimuts à intervalles déterminés, jusqu'à ce que ce taux atteigne environ la moitié de la saturation dans les conditions de l'expérience.

La capacité d'oxygénation varie très peu en fonction de la température, car les coefficients  $K_{La}$  et  $C_s$  varient en sens inverse.

Dans l'aération de la liqueur mixte d'un bassin d'aération, il faut tenir compte de l'utilisation de l'oxygène par les boues activées ( $O_2$  théorique en kg) et écrire :

$$\frac{dC}{dt} = K_{La}(C'_s - C'_x) - D$$

avec  $t$  temps,

$D$  demande en oxygène ; c'est le déficit qui résulte de la consommation d'oxygène par les boues.

Lorsque l'équilibre est atteint :

$$K_{La}(C'_s - C'_x) = D$$

$$K_{La}C_s = \frac{DC_s}{(C'_s - C'_x)}$$

Les correctifs suivants sont à appliquer lorsque l'on passe en eau usée :

$$\frac{K'_{La}}{K_{La}} = \alpha \quad \text{et} \quad \frac{C'_s}{C_s} = \beta$$

La capacité d'oxygénation à prévoir sera donc telle que :

$$D = K \cdot CO$$

$$\text{avec } K = \frac{\alpha\beta\gamma(C_s - C)}{C_{s10}} \times \frac{p}{p_0}$$

$\alpha$  coefficient fonction de la nature physico-chimique des eaux et du mode d'aération (tableau 8),

$\beta$  coefficient qui dépend de la salinité des eaux mais aussi, dans une plus large mesure, des différentes impuretés contenues dans ces eaux (tableau 8),

$\gamma$  coefficient de diffusion qui tient compte de la température  $\gamma = 1,02^{T-10}$  (tableau 9),

$p/p_0$  rapport entre la pression à l'altitude de la station et la pression au niveau de la mer (tableau 10),

$C$  concentration en oxygène dissous à maintenir dans la cuve,

$C_s$  concentration à saturation à la température où l'on opère (tableau 9),

$C_{s10}$  concentration à saturation dans l'eau à 10 °C.

Le constructeur connaît les caractéristiques de ses équipements.

Dans le cas d'insufflation d'air, il déterminera, pour obtenir la capacité d'oxygénation caractéristique de l'eau, le débit d'air en  $m^3/h$  par  $m^3$  de bassin et le rendement de transfert en oxygène dissous. Dans le cas d'un aérateur de surface, il calculera, en fonction du couple bassin-aérateur, l'apport horaire nominal (AH), c'est-à-dire le produit  $CO \times V$  (volume du bassin) et choisira son aérateur en conséquence.

**Tableau 8 – Valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  pour les différents types de traitement par boues activées**

Type de traitement	$\alpha$	$\beta$
Faible charge	0,95	0,97
Moyenne charge	0,9 à 0,95	0,95
Forte charge	0,8	0,95

**Tableau 9 – Saturation de l'eau en oxygène et coefficient de diffusion  $\gamma$  en fonction de la température**

Température $T$ (°C)	Concentration à saturation $C_s$ de l'oxygène dans l'eau à 1 013 mbar (g/m <sup>3</sup> )	Coefficient de diffusion $\gamma$
5	12,74	0,906
6	12,42	0,924
7	12,11	0,942
8	11,81	0,961
9	11,53	0,980
10	11,26	1,000
11	11,01	1,02
12	10,77	1,04
13	10,53	1,061
14	10,30	1,082
15	10,08	1,104
16	9,86	1,126
17	9,66	1,149
18	9,46	1,173
19	9,27	1,195
20	9,08	1,219
21	8,90	1,244
22	8,73	1,268
23	8,57	1,294
24	8,41	1,320
25	8,25	1,346

**Tableau 10 – Valeurs du rapport  $p/p_0$  pour différentes altitudes**

Altitude (m)	$p/p_0$
0	1
500	0,939
1 000	0,882
1 500	0,829
2 000	0,779

### 2.5.5.5 Automatisation. Régulation

Les capteurs et analyseurs en continu sont de plus en plus utilisés pour réguler et contrôler le fonctionnement des installations de traitement des eaux usées.

L'aération peut être régulée par sonde à oxygène dissous ou encore mieux par potentiel redox pour réaliser la nitrification-dénitrification dans un seul bassin.

L'extraction des boues des bassins peut être générée par sonde de mesure des matières en suspension.

Pour protéger la biomasse épuratrice contre des effluents toxiques, un pHmètre ou, mieux, un capteur de toxicité par respirométrie peuvent être installés sur l'eau à traiter.

Sur les paramètres tels que les débits, DCO, DBO<sub>5</sub>, NH<sub>4</sub><sup>+</sup>, NO<sub>3</sub><sup>-</sup>, PO<sub>4</sub><sup>3-</sup>, des capteurs permettent de contrôler en continu la qualité ou la caractérisation de l'eau reçue (influent) et sa modification le long de la filière jusqu'au rejet (effluent).

À partir des mesures délivrées par ces capteurs, des systèmes experts sont capables d'apporter une aide à la décision en temps réel en prenant en compte instantanément les variations de débit et de qualité d'eau, ainsi que les prévisions sur les mêmes valeurs et sur les différentes stratégies possibles pour obtenir le meilleur résultat au meilleur coût en fonction des possibilités de chaque étape de traitement.

### 2.5.5.6 Clarification

Le clarificateur est un ouvrage qui permet la séparation du floc biologique et de l'eau épurée. L'eau épurée est évacuée en surface par goulotte alors que les boues sont récupérées au fond de l'ouvrage pour être recirculées dans le bassin de boues activées et, pour une partie (boues en excès), envoyées au traitement des boues.

#### ■ Clarificateur classique

La charge hydraulique superficielle [ $\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ], plus communément appelée « vitesse ascensionnelle », est la caractéristique principale d'un clarificateur vis-à-vis du débit qu'il est capable de traiter.

Cette vitesse ascensionnelle est déterminée par la qualité des boues et plus particulièrement par le « volume corrigé ».

Le volume corrigé  $V_c$  tient compte à la fois de la décantabilité des boues et de leur concentration :

$$V_c (\text{mL/L}) = IB \times C_b$$

avec  $IB (\text{mL/g})$  indice de boue, défini au paragraphe 2.5.5.3,

$C_b (\text{g/L})$  concentration des boues.

La figure 20 donne la courbe de la charge superficielle (ou vitesse ascensionnelle) admissible par un clarificateur à flux vertical en fonction du volume corrigé.

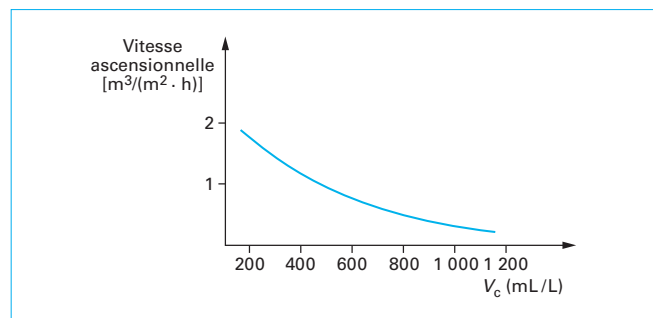


Figure 20 – Vitesse ascensionnelle admissible par un clarificateur à flux vertical en fonction du volume corrigé  $V_c$

Pour les types de boues activées utilisées, cela détermine, pour le traitement d'un effluent domestique, les vitesses ascensionnelles suivantes :

Type de traitement	Aération prolongée	Moyenne charge	Très forte charge
Vitesse ascensionnelle sur le débit de pointe (m/h)	0,6 à 0,8	1,0 à 1,25	1,2 à 1,5

Pour assurer la présence d'une zone d'eau clarifiée en surface, une sédimentation et un épaississement des boues corrects, une profondeur de 2 à 3,5 m à la périphérie de l'ouvrage est nécessaire, fonction du diamètre de l'ouvrage.

La figure 21 donne le schéma de divers types de clarificateurs avec soutirage des boues par gravité, par raclage et par succion.

De nouveaux types de clarificateurs (procédé Clariflo® (OTV), Rim-Flo® (USFilter)) ont été développés ces dernières années. Ce sont des clarificateurs secondaires circulaires à fond plat, avec une alimentation et une récupération des eaux clarifiées périphériques (figure 22).

Cette configuration autorise des vitesses plus importantes, de plus de 30 % par rapport à un clarificateur classique, et permet une utilisation optimale du volume de l'ouvrage, donc une réduction de l'emprise au sol des ouvrages.

De plus, le fond du clarificateur Clariflo® est plat, ce qui facilite grandement sa construction.

La liqueur mixte est introduite par une goulotte d'alimentation périphérique à section variable afin de conserver une vitesse constante et, ainsi, d'éviter la formation de dépôt. Des orifices placés sur le fond de la goulotte sont espacés et dimensionnés pour contrôler les pertes de charge et assurer une distribution uniforme de la boue.

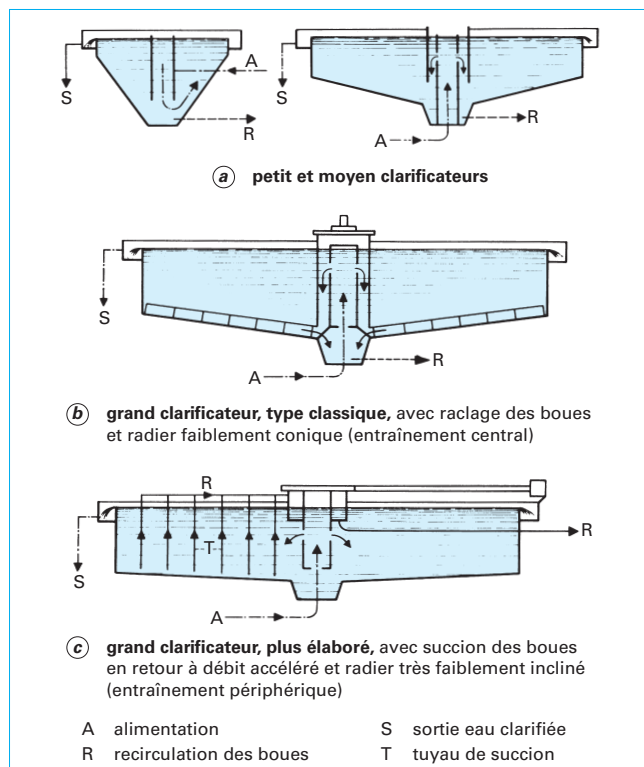


Figure 21 – Clarificateurs secondaires





Figure 22 – Clarificateur de type Clariflo® (source : OTV)

L'utilisation de dispositifs de brise-jet sous chaque orifice empêche la constitution de courants forts orientés vers le bas, susceptibles de remettre en suspension le voile de boue par effet de jet.

L'alimentation périphérique en liqueur mixte des clarificateurs Clariflo® permet d'avoir une vitesse d'introduction de la liqueur mixte très faible, beaucoup plus faible que dans le cas des clarificateurs à alimentation centrale.

La conception du clarificateur Clariflo® permet d'utiliser l'intégralité du volume de l'ouvrage, ce qui n'est pas le cas d'un clarificateur à alimentation centrale, en créant un mouvement tridimensionnel hélicoïdal qui permet d'allonger le chemin hydraulique des particules et d'en faciliter ainsi la décantation.

La reprise des eaux clarifiées s'effectue par déversoir dans une goulotte périphérique, concentrique à la goulotte d'alimentation (figure 22b).

Les boues sont évacuées par un bras suceur radial/diamétral qui les extrait au fur et à mesure de leur dépôt.

Le bras suceur radial reprend la boue uniformément sur toute la surface du clarificateur. La boue est aspirée grâce à un siphon au niveau du fût de récupération centrale. La section rectangulaire du bras décroît du centre vers la périphérie pour maintenir une vitesse de succion des boues uniforme sur toute sa longueur et prévenir ainsi tout colmatage.

#### ■ Clarificateur lamellaire

Le principe et la technologie du décanteur primaire lamellaire sont appliqués mais aménagés à la clarification : espacement entre lamelles augmenté, vitesses d'alimentation diminuées...

Les vitesses de Hazen appliquées (débit d'alimentation/surface totale projetée) sont, tout comme pour la clarification classique, fonction de l'indice de boue et de la concentration des boues.

L'extraction des boues se réalise par l'intermédiaire de trémies ou par succion.

### 2.5.6 Cultures fixées

Ce terme regroupe tous les procédés où la biomasse épuratrice est accrochée sur un support solide à travers lequel percole l'eau à traiter.

#### 2.5.6.1 Lit bactérien

Le plus ancien procédé à biomasse fixée est le lit bactérien (figure 23). La biomasse est fixée sur un matériau de grosse granulométrie (3 à 8 cm) sur lequel percole l'effluent à traiter. L'air est transféré par diffusion à travers le film d'eau ruisselant à la surface du matériau. Une vitesse hydraulique suffisante, assurée par un recyclage d'eau traitée, permet l'évacuation des boues en excès qui sont séparées de l'effluent traité dans un ouvrage de décantation situé en aval.

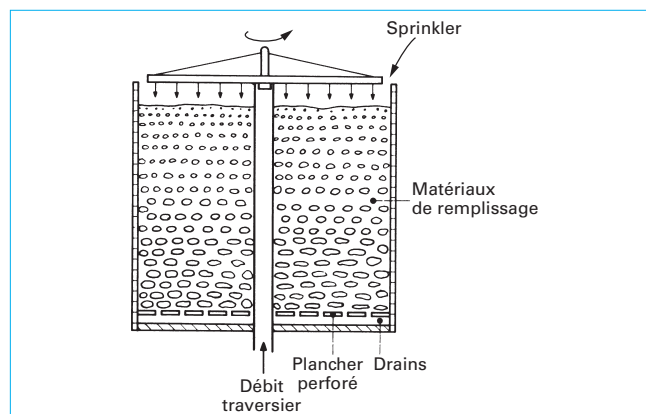


Figure 23 – Lit bactérien

Les charges volumiques appliquées sont de l'ordre de  $0,8 \text{ kg DBO}_5/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$  pour des rendements proches de 90 % sur la pollution carbonée.

#### 2.5.6.2 Lit immergé fixé (biofiltre)

Ce procédé permet une concentration de la biomasse épuratrice par utilisation d'un milieu granulaire fin et l'apport d'oxygène par insufflation d'air. L'ouvrage de clarification est supprimé.

##### ■ Principe

Les biofiltres se présentent comme des filtres garnis en matériau de granulométrie suffisamment faible pour obtenir un effet de filtration efficace. Le matériau sert simultanément de support à la biomasse fixée.

L'oxygène nécessaire à la biomasse pour la dégradation de la pollution est apporté par insufflation d'air dans le biofiltre.

Lors du fonctionnement, le biofiltre se colmate progressivement du fait du développement de la biomasse et des matières en suspension retenues. Des lavages périodiques sont donc nécessaires. Ils sont déclenchés par une horloge ou par une détection de perte de charge. Ces lavages sont effectués habituellement la nuit, lors des creux de charges hydrauliques et polluantes. Ils sont réalisés à l'air et à l'eau suivant différentes phases, l'eau de lavage est de l'eau épurée stockée dans une bêche.

##### ■ Intérêt

La technique des biofiltres permet de concentrer une biomasse active, ce qui accroît les cinétiques d'élimination de la pollution et élimine davantage de pollution par unité de volume. Cette compacité permet une emprise au sol faible, facilite la couverture et la désodorisation des ouvrages.

Les problèmes, liés à l'aptitude de la biomasse à la décantation (indice de boue) qui s'avère un paramètre limitant et déterminant pour la quantité de biomasse présente dans une cuve de boues activées, sont éliminés.

##### ■ Domaine d'application

Les biofiltres se placent après une décantation primaire (traitement secondaire) ou après un traitement biologique type boues activées (traitement tertiaire) pour réaliser le traitement suivant :

- élimination des seules matières en suspension et matières oxydables (en traitement secondaire) ;
- élimination des matières en suspension, matières oxydables plus nitrification (en traitement secondaire) ;
- élimination des matières en suspension, matières oxydables, nitrification-dénitrification (en traitement secondaire) ;
- nitrification seule (en traitement tertiaire) ;
- dénitrification seule avec ajout d'une source carbonée (en traitement tertiaire).

## Technologie et dimensionnement

Les procédés biofiltres existant actuellement varient par la nature et la granulométrie du support, la technologie du transfert d'air, le sens de filtration, le mode de lavage.

Les premiers biofiltres conçus ont mis en œuvre des matériaux naturels (du type argile, schiste expansé...) de densité par rapport à l'eau comprise entre 1,5 et 2.

De ce fait, le lit granulaire (1 à 4 m de hauteur) repose sur un plancher crépiné et l'alimentation de l'eau à traiter est réalisée soit à flux descendant (procédé Biocarbone® (OTV), figure 24), soit à flux ascendant (procédé Biofor® (Degremont), figure 25). Il existe de nombreux autres types de biofiltres comme les Biobead de Brightwater, Biopur de Wabag, BAF de Stereau...

La granulométrie du matériau est comprise entre 2 et 6 mm suivant le niveau de traitement recherché.

Pour l'élimination de la pollution carbonée, les charges volumiques appliquées sont comprises entre 2,5 et 3,5 kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup> de matériau par jour.

La nitrification seule est réalisée pour des charges de DBO<sub>5</sub> plus faibles [1,5 à 2,5 kg DBO<sub>5</sub>/(m<sup>3</sup>.j)] et des charges en azote comprises entre 0,4 et 0,6 kg NH<sub>4</sub>/(m<sup>3</sup>.j).

Il est possible de réaliser la nitrification-dénitrification en associant un filtre anoxique qui assure la phase de dénitrification (figure 26).

Le procédé Biostyr®, plus récent (développé par OTV), met en œuvre un support granulaire synthétique flottant sous forme de billes de polystyrène expansé. Il est souvent utilisé spécifiquement pour l'élimination de l'azote total en un seul réacteur par la mise en place d'une zone anoxique et d'une zone aérée au sein d'une même cellule (figure 27).

L'eau à traiter circule dans le sens ascendant, elle traverse successivement la zone anoxique puis la zone aérée séparée de la première par la rampe d'air procédé.

Un plafond de dalles crépinées assure le maintien du matériau. L'eau de lavage est stockée au-dessus des filtres et l'évacuation des boues se fait par simple chasse hydrostatique.

Le débit de recyclage de l'eau filtrée pour ramener les nitrates au niveau de la zone anoxique varie entre 100 et 400 % du débit d'eau traitée.

Ce procédé peut aussi être utilisé en nitrification tertiaire, la rampe d'air de lavage sert alors également de rampe d'air procédé.

Du fait d'une granulométrie et d'une qualité de matériau parfaitement maîtrisées, les rendements d'élimination de l'azote sont améliorés. Les charges volumiques appliquées pour atteindre les niveaux NGL (cf. tableau 1) sont de l'ordre de 0,8 à 1 kg de NH<sub>4</sub>/(m<sup>3</sup>.j).

Un biofiltre permettant de s'affranchir du décanteur primaire et traitant directement les effluents bruts a été développé : il s'agit du procédé B2A® (OTV). Ce procédé se singularise par le fait qu'il accepte une eau brute simplement tamisée et qu'il traite ainsi la pollution carbonée, la pollution azotée et, si nécessaire, phosphorée. Il peut combiner en un seul réacteur, l'élimination du carbone, la nitrification et la dénitrification par voie biologique. Le carbone nécessaire à la dénitrification est amené par l'eau brute.

Le filtre (figure 28) se présente comme un réacteur garni de plusieurs couches de matériau (hauteur totale 3 à 4 m) dont l'alimentation en eau se fait de bas en haut à cocourant de l'air. L'air peut être insufflé à différents niveaux en fonction de l'utilisation recherchée. Ce biofiltre est équipé d'un plancher spécial afin qu'aucune crépine ne soit en contact avec de l'eau à traiter. Les matériaux supports utilisés le plus souvent sont du gravier, du sable et du Biodagène.

**Nota :** le Biodagène est une roche volcanique à base de schiste constituée d'une structure alvéolaire.

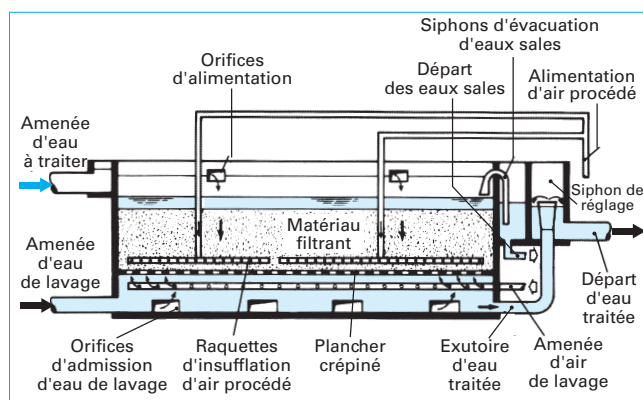


Figure 24 – Biofiltre à flux descendant Biocarbone® (OTV)

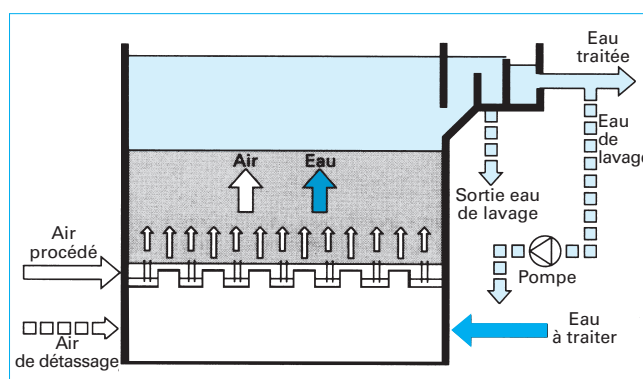


Figure 25 – Biofiltre à flux ascendant Biofor® (Degremont)

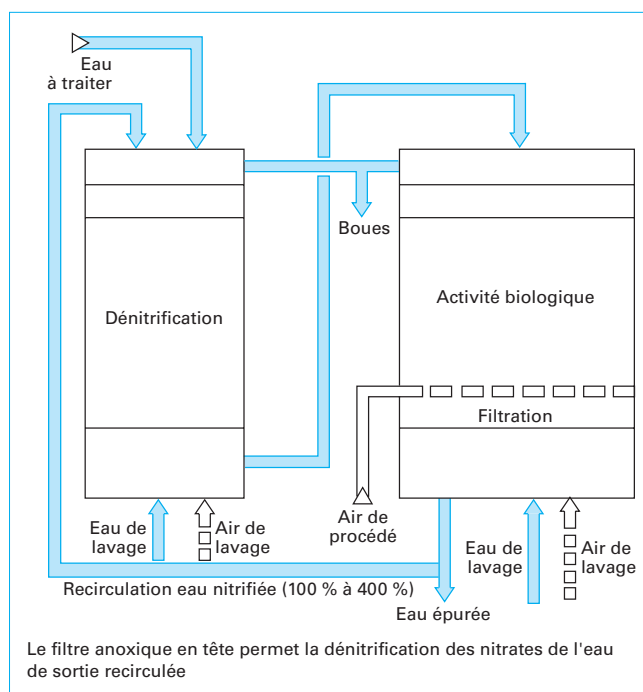


Figure 26 – Procédé Biocarbone® (OTV) pour réaliser la nitrification-dénitrification

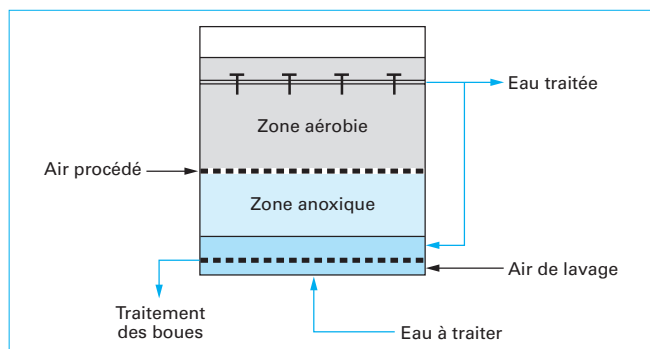


Figure 27 – Procédé Biostyr® (OTV) en nitrification-dénitrification

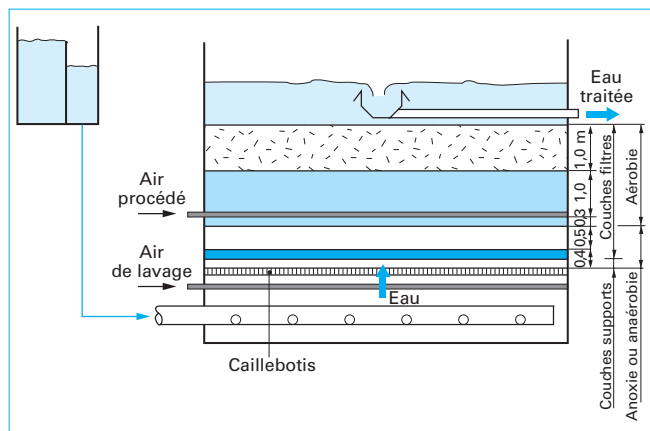


Figure 28 – Procédé B2A® (OTV)

En raison des différentes couches de granulométrie présentes dans le biofiltre, le décanteur primaire et le clarificateur sont supprimés. Les couches qui se colmatent en premier sont les couches de granulométries les plus grosses, ce qui permet d'allonger significativement les durées de cycle. Des lavages périodiques sont réalisés par chasse puis envoi d'air et d'eau. L'air et l'eau sont introduits à la base du filtre.

En élimination de la pollution carbonée, la charge appliquée peut s'élever jusqu'à  $25 \text{ kg DCO}/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$ . La vitesse de passage peut aller jusqu'à  $10 \text{ m/h}$ . Pour un effluent brut à  $600 \text{ mg/L}$  de DCO, on obtient un effluent traité titrant moins de  $90 \text{ mg/L}$  de DCO pour une charge appliquée égale à  $15 \text{ kg DCO}/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$ .

En nitrification primaire et dénitrification, la charge appliquée peut s'élever à  $1 \text{ kg d'azote-NH}_4/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$  à  $14^\circ\text{C}$ .

### 2.5.6.3 Lits fluidisés

Le procédé Biolift® (OTV) présente un exemple de lit fluidisé biologique (figure 29). Le matériau support est maintenu en suspension dans le réacteur par une vitesse ascendante constante du fluide interstitiel.

Cette fluidisation est assurée par un dispositif de type *air lift* extérieur au réacteur proprement dit. L'*air lift* crée une recirculation intense qui, augmenté du débit de l'influent, représente le flux ascendant nécessaire à la fluidisation. L'air ainsi injecté appelé « air moteur » a plusieurs rôles :

- il participe à l'oxygénation du milieu ;
- il assure la maîtrise du développement du biofilm et de la biomasse fixée par une action de nettoyage en continu des grains.

L'équilibre biologique du réacteur repose sur une autorégulation par recirculation dans l'*air lift* des particules les plus légères, celles

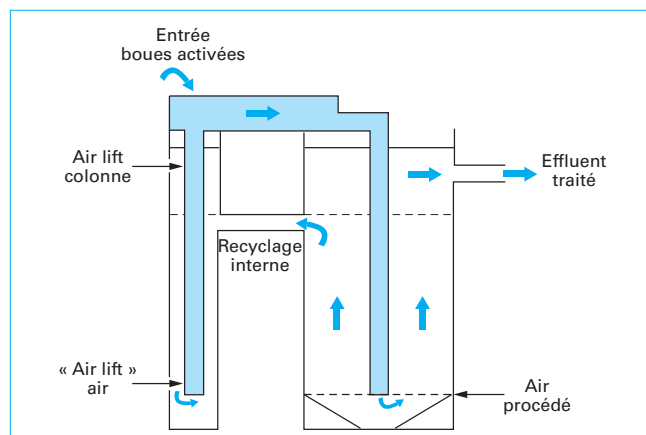


Figure 29 – Principe du Biolift® (OTV)

dont le film biologique s'est développé de façon trop conséquente. Ces particules sont débarrassées de l'excès de biomasse grâce à la turbulence et au brassage intense, puis recyclées gravitairement dans le réacteur.

Le niveau de turbulence élevé qui caractérise les réacteurs dans lesquels on maintient en suspension le matériau, en présence d'air, favorise les fonctions de transfert dans le fluide interstitiel et dans le biofilm présent sur les grains du matériau.

La présence de biofilm sur un matériau de très faible granulométrie (quelques centaines de micromètres) en forte quantité (10 à 20 % en volume) représente une surface spécifique d'accrochage bactérien considérable ( $10\,000$  à  $12\,000 \text{ m}^2/\text{m}^3$  de matériau soit  $1\,100$  à  $2\,700 \text{ m}^2/\text{m}^3$  de réacteur).

Les fortes capacités de nitrification couplées à un réacteur de hauteur élevée amènent à des solutions compactes, seul recours parfois pour réhabiliter des stations se retrouvant en milieu urbain.

Le réacteur à lit fluidisé est intercalé entre la cuve de boues activées transformée (en totalité ou en partie) en zone anoxie et le clarificateur existant.

### ■ Procédé Sessil-Contact® (Stereau)

Le Sessil se compose d'un ensemble de rubans en polyéthylène qui sont suspendus à une grille en bois imputrescible directement fixée sous la répartition de l'eau à épurer (*sprinkler*).

La surface spécifique des rubans est entre  $100$  et  $300 \text{ m}^2/\text{m}^3$  installé. L'utilisation en tête de filière d'un bioréacteur Sessil a pour objectif l'abatement de  $60$  à  $70 \%$  de la  $\text{DBO}_5$  avant un traitement complémentaire.

### ■ Lit flottant circulant Turbo N® (Degrémont)

Le principe consiste en la séparation verticale du réacteur en deux zones aérée et non aérée, l'introduction d'un support flottant (densité inférieure à celle de l'eau) à faible granulométrie ( $0,5$  à  $5 \text{ mm}$ ) et l'induction d'une circulation ordonnée des trois phases par l'injection de gaz.

Les charges appliquées en nitrification tertiaire sont de  $0,5$  à  $2,5 \text{ kg d'azote-NH}_4/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$  et en nitrification secondaire entre  $0,15$  et  $0,7 \text{ kg d'azote-NH}_4/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$ .

La charge organique appliquée en nitrification secondaire est de  $1,2$  à  $4 \text{ kg DCO}/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$ .

Ce procédé permet un autocontrôle de l'épaisseur et de l'activité du biofilm constitué principalement de biomasse bactérienne. Pendant le fonctionnement en traitement secondaire, la population nitrifiante reste un constituant important du biofilm (jusqu'à  $22 \%$  de la masse bactérienne).

### 2.5.7 Bioréacteurs à membrane

Le développement des membranes connaît ces cinq dernières années, au niveau mondial, un net accroissement avec l'exigence des collectivités et des agences de l'eau qui préconisent fortement des solutions compactes produisant un effluent de haute qualité bactériologique et physico-chimique.

De ce fait, on assiste à l'apparition sur le marché de nouveaux fournisseurs de membranes qui proposent diverses membranes de type fibres creuses ou planes, selon des technologies en membranes immergées ou sous pression...

Ces membranes traitent également une large variété d'eaux usées industrielles permettant très souvent un recyclage des effluents traités au sein des procédés de fabrication de l'usine. Elles produisent un effluent de haute qualité bactériologique sans toutefois pouvoir en assurer une garantie en raison de la reviviscence bactérienne dans les canalisations ou parce que le type de membrane utilisée (type membranes planes) ne permet pas de disposer d'un test d'intégrité.

■ Le **principe de fonctionnement** des bioréacteurs à membrane est basé sur le couplage de deux opérations intimement liées :

- un traitement biologique pour dégrader la pollution ;
- un traitement physique de séparation par membranes d'ultrafiltration ou de microfiltration.

Dans le réacteur biologique, les micro-organismes sont essentiellement des bactéries qui transforment la pollution en gaz ( $\text{CO}_2$  et  $\text{N}_2$ ) et en biomasse.

L'eau issue des réacteurs à membrane est toujours parfaitement désinfectée et de qualité constante, les membranes constituant une barrière physique pour les matières en suspension, les bactéries et les virus.

Les premières générations de bioréacteurs à membranes mettent en œuvre des membranes tubulaires organiques ou inorganiques placées dans des boucles externes de recirculation. La biomasse est pompée à grande vitesse dans ces boucles (3 à 6 m/s) de façon à ralentir le colmatage des membranes et à réduire la fréquence des lavages chimiques.

Les **bioréacteurs à membranes immergées** sont plus récents par souci de simplifier la mise en œuvre de ces systèmes et de réduire leurs coûts de fonctionnement. Dans cette nouvelle configuration, les membranes sont directement immergées dans les cuves contenant les boues biologiques et le perméat (eau traitée) est soutiré par aspiration.

Ces procédés associent le traitement biologique par boues activées à une filtration à l'aide de membranes immergées.

Grâce aux membranes, ce procédé permet de s'affranchir de tous les problèmes liés à la clarification finale. Il s'agit d'un système d'épuration compact, permettant d'atteindre une qualité d'eau traitée poussée (tableau 11).

La mise en œuvre consiste en un ou plusieurs bassins de boues activées dans lesquelles sont immergées des membranes. L'eau traitée est aspirée en dépression par pompage.

Le domaine de filtration de ces membranes est souvent intermédiaire entre l'ultrafiltration et la microfiltration. Le seuil de coupure des membranes se situe entre  $0,04 \mu\text{m}$  et  $0,3 \mu\text{m}$ , permettant de produire une eau traitée de bonne qualité bactériologique.

Les membranes permettent de conserver la totalité de la biomasse épuratrice dans le bassin, de maintenir l'âge de boues et d'atteindre de fortes concentrations au droit des membranes (de l'ordre de 12 à 18 g/L).

La filière de traitement incluant une membrane de ce type comprend une première étape de dégrillage (3 mm) afin d'éviter le développement de filasses dans le bassin biologique et l'encrassement des membranes.

À l'issue du prétraitement, l'eau à traiter pénètre dans un bassin biologique constitué de plusieurs compartiments (anoxie, anaérobie, aérobie) qui traitent la pollution organique et azotée. L'eau arrive enfin dans le compartiment à membranes qui permettent la séparation liquide-solide (figure 30).

Ce compartiment peut inclure des membranes de type fibres creuses immergées, des membranes planes immergées et des membranes tubulaires à boucle externe.

#### ■ Procédés à fibres creuses immergées

Chaque élément est constitué d'un cadre qui maintient les membranes verticales. Les éléments sont regroupés en cassettes (figure 31).

Sur chaque cassette, une ou deux canalisations permettent l'extraction par pompage de l'eau filtrée (figure 32). Un autre système de canalisations permet l'arrivée de l'air membrane (l'air membrane évite un colmatage trop important des membranes en phase de filtration par agitation des fibres, figure 33).

Les membranes immergées directement dans la boue activée assurent la séparation liquide-solide par filtration (figure 34) en aspiration sous faible pression ( $< 0,5 \text{ bar}$ ) indépendamment des qualités physiques de la boue. Elles viennent en remplacement du clarificateur, supprimant ainsi les contraintes de décantabilité liées à la boue.

L'effluent directement épuré est extrait de la liqueur mixte par aspiration, dans un sens externe-interne.

Les membranes permettent une rétention absolue de la biomasse à l'intérieur du système et donc la maîtrise de l'âge de la boue.

Dans ce type de procédé, la forte dissociation entre le temps de séjour hydraulique et l'âge des boues permet une grande souplesse d'utilisation notamment vis-à-vis des variations des charges hydrauliques.

L'âge de boues élevé qui résulte de ce *process* favorise le développement de bactéries à faible taux de croissance, comme les bactéries nitrifiantes, et explique les performances élevées en matière d'élimination de l'azote ammoniacal.

Ce procédé permet d'associer de fortes charges à moyennes charges volumiques ( $\text{kg DCO}/(\text{m}^3 \cdot \text{j})$ ) à de faibles charges massiques ( $\text{kg DCO}/\text{kg MS}/\text{j}$ ), conduisant à des systèmes compacts qui produisent peu de boues et offrent une épuration poussée.

**Tableau 11 – Bioréacteurs à membranes**

Principaux domaines de traitement	Domaines d'applications
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Traitement de la pollution carbonée</li> <li>• Nitrification</li> <li>• Nitrification/dénitrification</li> <li>• Traitement simultané du carbone, de l'azote et du phosphore</li> <li>• Abattement bactérien important (5 lg)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Effluents concentrés du type effluent industriel</li> <li>• Réhabilitation de stations existantes</li> <li>• Fortes contraintes d'implantation</li> <li>• Besoin d'une qualité d'eau très poussée : recyclage de l'eau traitée sur site, réutilisation de l'eau pour irrigation, infiltration de l'eau traitée, rejet situé en zone sensible</li> <li>• Prétraitement pour filtration secondaire de type osmose inverse</li> </ul>



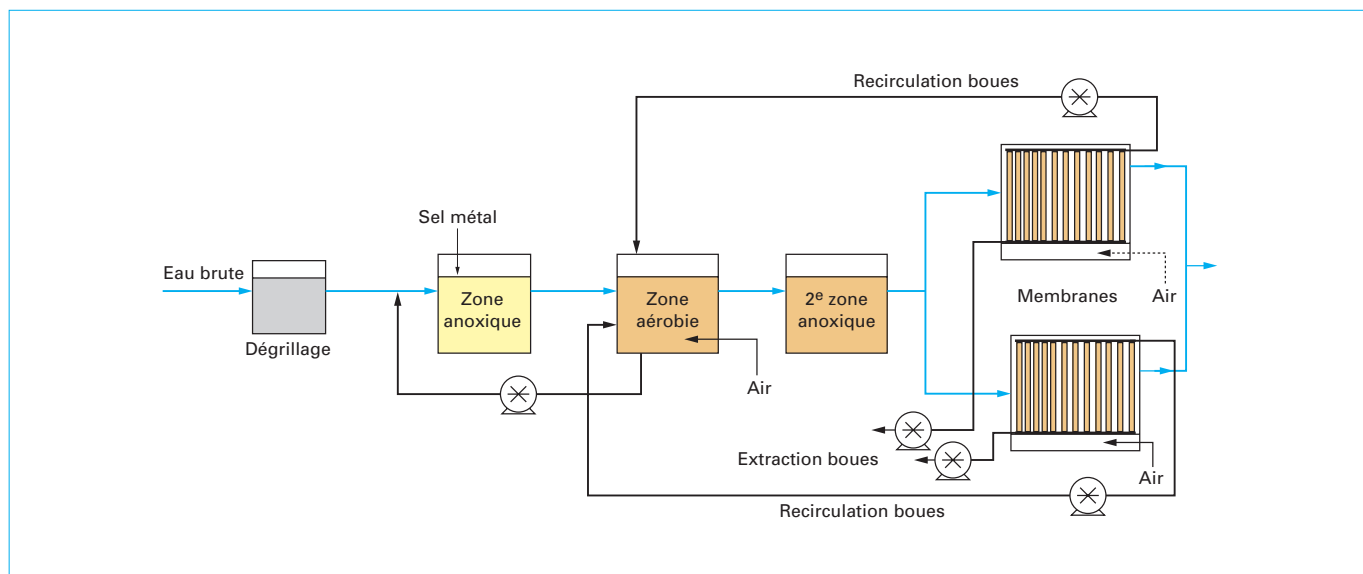


Figure 30 – Traitement par bioréacteur à membrane

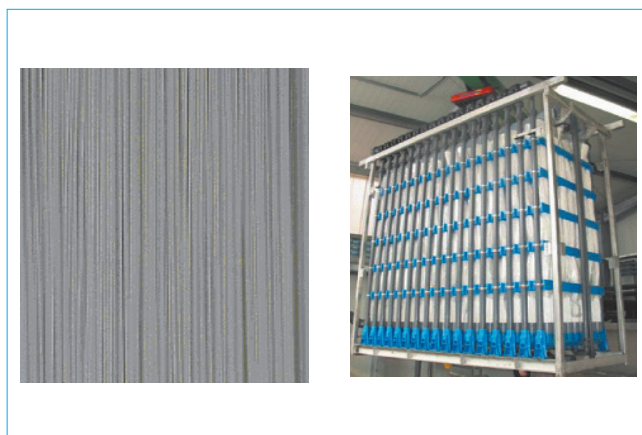


Figure 31 – Membranes fibres creuses « Puron (Koch Membrane System) »

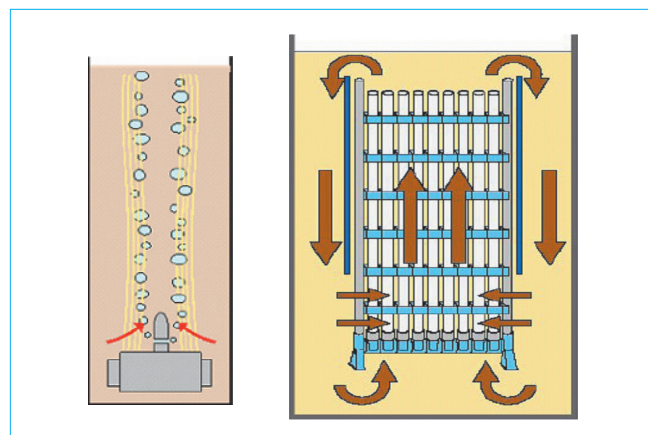


Figure 33 – Sens de circulation de l'air au sein d'une cassette de membranes Puron

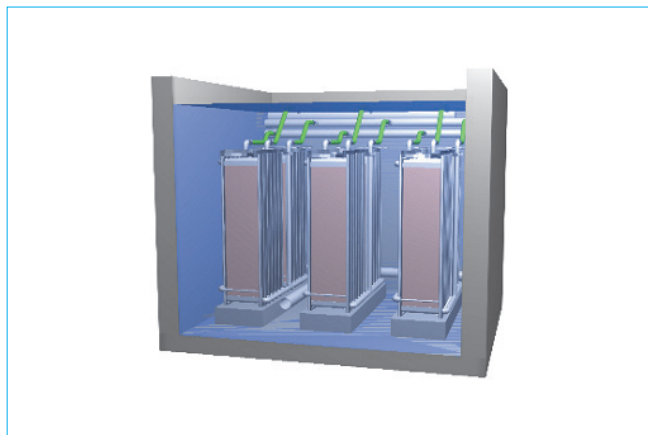


Figure 32 – Cassette de membranes immergées (Zenon) dans une cuve biologique

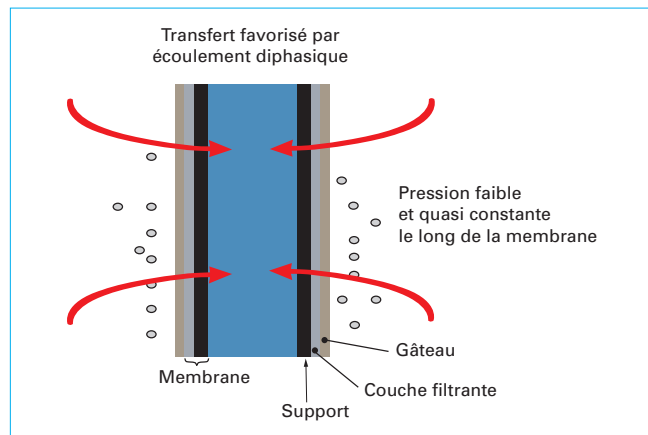


Figure 34 – Mode filtration d'une membrane fibre creuse



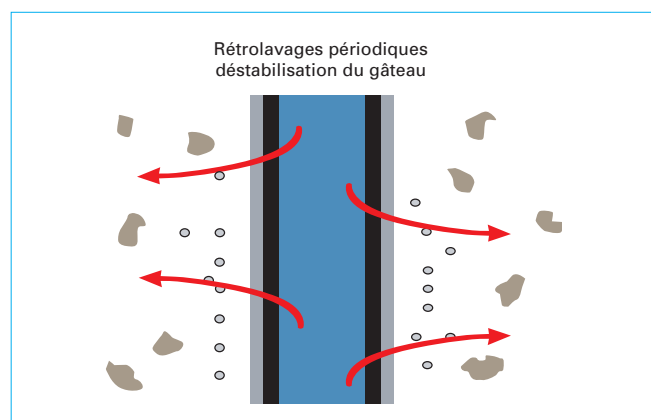


Figure 35 – Mode rétrolavage d'une membrane à fibre creuse

L'eau traitée, exempte de matières en suspension, est de bonne qualité bactériologique. La présence de membranes permet une bonne élimination des micro-organismes de l'effluent.

Il est tout à fait possible d'envisager un recyclage direct de l'eau traitée pour des besoins d'irrigation ou de nettoyage par exemple.

L'épuration est très poussée, la DCO résiduelle observée est très proche de la DCO non biodégradable dite « DCO dure » ou « ultime ». On observe, dans le cas des eaux usées urbaines, une DCO résiduelle se situant entre 30 et 40 mg/L.

Le colmatage des membranes est limité de deux manières :

- **Physiquement :**

- par une **agitation permanente** consistant en une injection d'air sous forme de grosses bulles directement sous les éléments durant la filtration (créant ainsi un flux ascendant le long des fibres, et en corollaire un décollement du gâteau colmatant) ;
- par des **rétrolavages** fréquents à l'eau filtrée, consistant en un contre-courant d'eau à travers les pores des membranes (figure 35) ;
- il faut également signaler que les arrêts de fonctionnement favorisent le maintien des performances par **relaxation** des fibres.

- **Chimiquement :**

- en effectuant un **nettoyage de maintenance** sur les membranes, consistant à injecter une solution chlorée à l'intérieur des membranes tout en les maintenant dans le bassin ;
- en effectuant un nettoyage poussé dit « **nettoyage exceptionnel** ». Ce nettoyage se fait hors de la boue. Il consiste en un nettoyage de la cassette (pour éliminer la boue), puis en un trempage actif ou passif de longue durée dans une solution de nettoyage (chlore, acide).

De nombreux fournisseurs de membranes à fibres creuses existent sur le marché. Les principaux sont Zénon (General Electric), Puron (Koch membranes system), Memcor (Siemens), Mitsubishi (Mitsubishi-Hydranautics).

## ■ Procédés à membranes planes

Les procédés impliquant des membranes planes conduisent à utiliser des cassettes en acier inox immergées dans le bassin biologique et aérées à l'aide de diffuseurs placés sur le plancher (figures 36 et 37). Les membranes sont installées au sein même du bassin d'activation biologique duquel elles filtrent l'eau interstitielle (figure 38).

La porosité des membranes se situe entre 0,2 et 0,4  $\mu\text{m}$ , ce qui couvre les dimensions des molécules organiques, telles que les protéines, ainsi que les matériaux cellulaires ou exocellulaires (figure 39).

L'eau traitée (ou perméat) est extraite par le haut des cassettes en créant une aspiration (figure 40). La filtration est effectuée de l'extérieur vers l'intérieur des plaques sous l'effet de la pression transmembranaire.

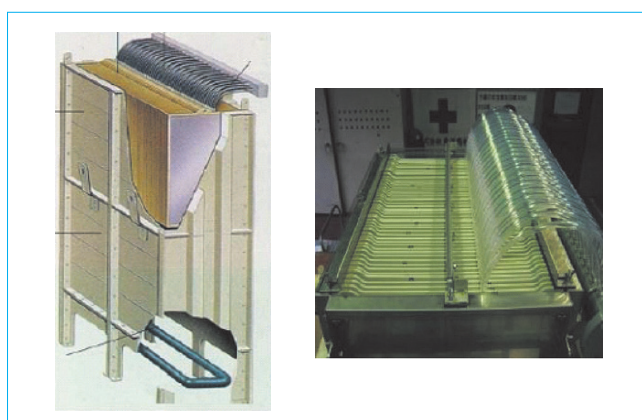


Figure 36 – Membranes planes « Toray »

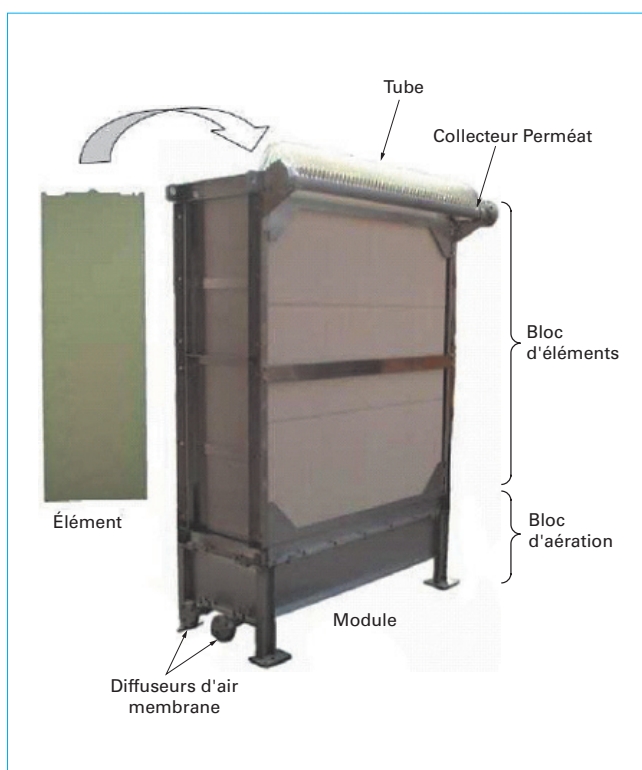


Figure 37 – Membranes planes incluses dans une cassette Toray

Les performances hydrauliques sont assurées par :

- des séquences de relaxation (2 minutes toutes les 30 minutes) qui consistent à stopper la filtration tout en maintenant l'agitation des membranes, ce qui évite, ainsi, le dépôt d'un « gâteau » sur les membranes ;
- un balayage de la surface des plaques par l'air membrane qui réduit le colmatage en surface.

Chaque cassette possède deux canalisations : une pour l'extraction de l'eau traitée par le haut et une seconde pour l'arrivée d'air d'agitation.

Les membranes planes peuvent être installées sur deux étages (double Deck), ce qui permet de réduire l'installation au sol mais induit des profondeurs importantes du bassin.

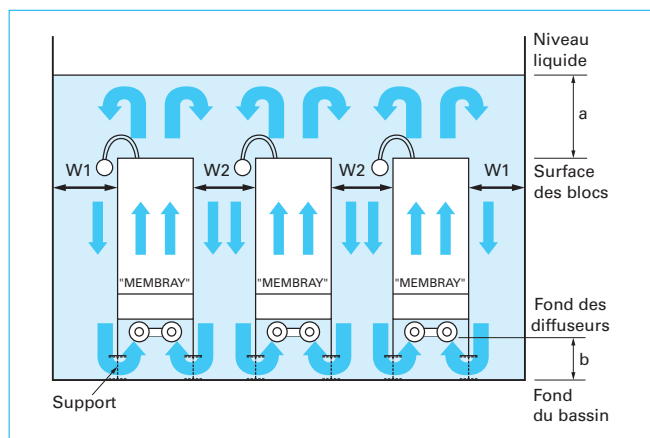


Figure 38 – Cassettes de membranes planes introduites dans un bassin biologique

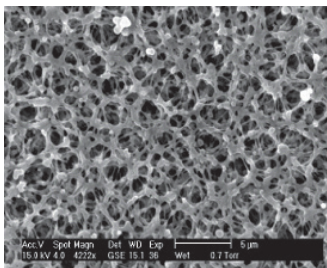


Figure 39 – Surface d'une membrane plane (microscopie électronique à balayage)

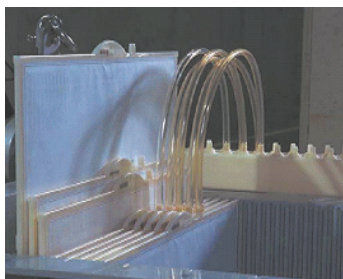


Figure 40 – Tubes d'aspiration du perméat

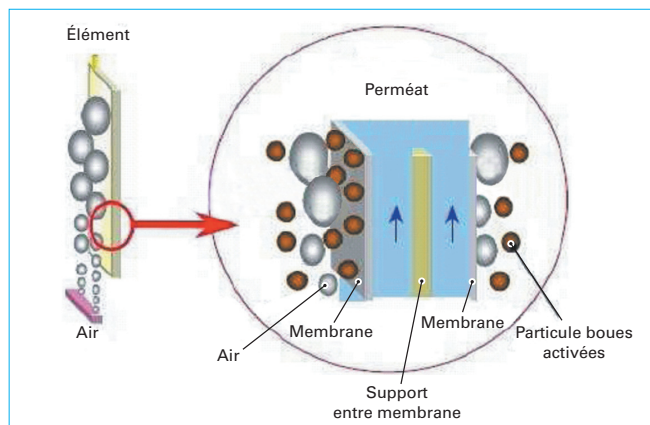


Figure 41 – Principe de barrière physique d'une membrane plane

La surface unitaire des membranes est de l'ordre de  $0,8 \text{ m}^2$ . Le nombre de membranes et de cassettes dépend du flux appliqué et du débit d'effluent à traiter.

Les flux de perméat se situent selon les valeurs suivantes :

- moyenne :  $30 \text{ L/m}^2 \cdot \text{h}$  ( $20^\circ \text{C}$ ) ;
- pointe journalière :  $44 \text{ L/m}^2 \cdot \text{h}$ .

Deux types d'aération sont installés :

- l'aération (par diffuseurs) appelée « aération process », nécessaire aux besoins de l'activité biologique ;
- l'aération membranes (grosses bulles) destinées au « nettoyage » des membranes afin d'éviter une accumulation de biomasse sur la surface membranaire et limiter ainsi le colmatage (figure 41).

Le ratio d'air se situe entre  $0,35$  et  $0,60 \text{ Nm}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ .

La concentration de la biomasse dans le bassin se situe autour de  $15$  à  $20 \text{ g/L}$ .

L'élimination du phosphore est, le plus souvent, réalisée par addition de sel d'aluminium ou de sel de fer selon les dispositions habituelles du ratio métal/P.

La qualité de l'eau issue de l'étape membranaire permet sa réutilisation en agriculture (irrigation) ou comme traitement préalable à une membrane d'osmose inverse en vue de fabriquer de l'eau de process industriel (figure 42).

#### ■ Procédés à membranes tubulaires

Ces procédés utilisent des membranes tubulaires qui fonctionnent en filtration membranaire externe et selon un mode tangentiel (figure 43).

Le système de filtration est disposé à l'extérieur du bassin d'aération ; la boue activée en est extraite et envoyée vers le module membranaire. Le sens de filtration est interne-externe, ce qui permet à la boue de traverser la membrane. L'eau interstitielle qui traverse les fibres forme alors le perméat (figure 44).

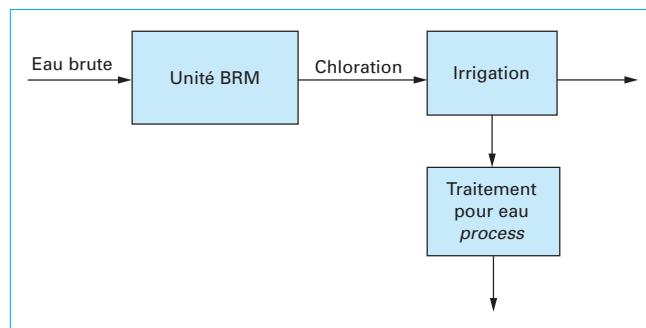
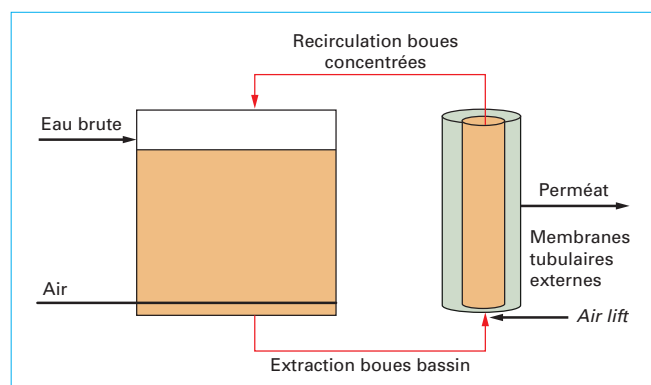


Figure 42 – Réutilisation des eaux usées utilisant de l'eau traitée à l'aide d'un bioréacteur à membrane



Figure 43 – Membranes tubulaires X-Flow Norit



**Figure 44 – Principe de fonctionnement d'un procédé à membrane en boucle externe**

À titre d'exemple, la surface d'une membrane tubulaire X-Flow Norit est d'environ 29 m<sup>2</sup>.

La concentration en boues activées passe d'une concentration initiale d'environ 3 à 5 g/L à une concentration en sortie de membrane qui se situe entre 8 et 15 g/L. De l'air lift est injecté (toutes les 5 à 10 min pendant 5 à 10 s) au niveau du système membranaire afin de maintenir un flux entre 30 et 50 L/m<sup>2</sup>·h et réduire la consommation énergétique à moins de 0,7 kWh/m<sup>2</sup>.

La pression transmembranaire reste relativement faible et se situe à moins de 0,3 bar.

Appliquée initialement pour des effluents industriels, cette technique s'installe peu à peu au niveau des eaux municipales.

Les performances en termes de qualité d'eau produite sont identiques à celle des membranes immergées.

Les conditions de nettoyage chimique dépendent du type d'effluent traité. Les fréquences se situent entre une fois par mois et une fois par an ; les réactifs chimiques sont l'acide citrique (1 à 2 %), un mélange détergent-soude et l'eau de Javel NaOCl (500 ppm).



**Figure 45 – Évolution de la qualité de l'eau au cours du traitement membranaire**

#### ■ Durée de vie des membranes

La durée de vie des membranes varie actuellement entre cinq et sept ans selon les fournisseurs. Très souvent, la garantie de remplacement des membranes est donnée au *pro rata temporis*.

Il a été observé sur certaines installations qu'au bout de cinq années de fonctionnement, seulement 40 % des membranes avaient besoin d'être remplacées.

Cette durée de vie nécessite le respect des conditions de fonctionnement des membranes préconisées par les constructeurs ainsi que le respect des conditions de nettoyage par exemple un nettoyage chimique régulier à l'hypochlorite de sodium (0,5 à 1 %) et des nettoyages chimiques de maintenance qui ont lieu tous les trois ou six mois (addition d'acide oxalique à 1 % ou d'acide citrique à 1 % et de soude).

#### ■ Performances de qualité d'eau produite par les membranes

Le tableau 12 présente quelques indications de performances obtenues avec les bioréacteurs à membranes.

Le lecteur pourra également se reporter au dossier [W 4 140] des Techniques de l'Ingénieur [7].

La figure 45 présente les différentes qualités d'eau : eau brute (à gauche), liqueur mixte (au centre) et eau traitée (à droite) qui fait apparaître la qualité finale de l'eau obtenue après un traitement membranaire. La limpidité de l'eau obtenue montre bien l'absence de couleur et de MES.

**Tableau 12 – Garanties et performances produites par les membranes**

Paramètres	Performances	Garanties à donner
<b>Traitement biologique</b>		
DCO	≥ 95 %	≤ 40 mg/L (1)
DBO <sub>5</sub>	≥ 97,5 %	≤ 5 mg/L
MES	≤ seuil détectabilité	≤ 1 mg/L (2)
NT (azote total)	comparable à une boue activée classique	10 à 15 mg/L (3)
PT	comparable à une boue activée classique(1)	selon CCTP (déphosphatation physico-chimique)
<b>Désinfection</b>		
Coliformes totaux	5 lg (4)	≤ 500/100 mL
Coliformes thermo-tolérants	5 lg (4)	≤ 100/100 mL
Streptocoques fécaux (groupe D)	5 lg (4)	≤ 100/100 mL
Bactériophages	3 lg (4)	3 lg

(1) La valeur à garantir pour la DCO est en fait la DCO dure de l'eau brute. La valeur de 30 mg/L est valable pour une eau brute française standard.

(2) Cette valeur est valable si les fibres de membranes ne sont pas cassées, dans le cas contraire, cela provoquerait une fuite en MES.

(3) Il est difficile de garantir un niveau de rejet en azote total inférieur à 10 mg/L car, en période de sous-charge, la dénitrification est très difficile à maîtriser du fait d'un apport d'oxygène par l'air membrane, parfois supérieur aux besoins en O<sub>2</sub>.

(4) La garantie à donner est une quantité pour 100 mL. Les performances indiquées dans le tableau sont valables pour des eaux brutes ayant des concentrations supérieures à 10<sup>6</sup> ou 10<sup>7</sup>/100 mL.

## 2.5.8 Lagunage

### ■ Principe

Le lagunage naturel est un procédé rustique de traitement des eaux usées domestiques. Les effluents sont dirigés dans des bassins étanches, à l'air libre. Sous l'action du soleil, les algues photosynthétisent leur matière première en fournissant de l'oxygène à la population bactérienne.

La profondeur des lagunes naturelles est faible : de 0,4 à 1,2 m.

### ■ Dimensionnement

Une charge journalière de 50 kg DBO<sub>5</sub> par hectare et par jour est une base habituelle de dimensionnement. Cela correspond environ à 10 m<sup>2</sup> par habitant et à un temps de séjour de 50 à 60 j.

La teneur en matières en suspension de l'effluent traité varie de 50 à 150 mg/L. De ce fait, la DBO<sub>5</sub> totale d'un effluent urbain traité par lagunage est généralement supérieure à 50 mg/L.

## 2.6 Désinfection

La réduction de la pollution bactériologique des effluents avant rejet dans le milieu récepteur est peu pratiquée en France. Cependant, l'opportunité de la mise en œuvre d'un tel traitement peut se justifier dans un certain nombre de cas : protection sanitaire des zones de baignade et de loisirs, protection sanitaire des zones littorales abritant des activités industrielles de types conchylicole ou ostréicole, réutilisation d'effluents à des fins d'irrigation, etc.

Les germes pathogènes présents dans les effluents sont très divers ; ils restent cependant peu nombreux par rapport aux germes d'origines tellurique et fécale non pathogènes qui les accompagnent. L'évaluation du risque de contamination et l'efficacité de la désinfection sont donc généralement appréhendées via le dénombrement de germes indicateurs (coliformes totaux, coliformes fécaux, streptocoques fécaux). Dans les effluents secondaires, après traitement par boues activées, on dénombre généralement 10<sup>5</sup> à 10<sup>8</sup> coliformes totaux par 100 mL, 10<sup>4</sup> à 10<sup>7</sup> coliformes fécaux par 100 mL et 10<sup>4</sup> à 10<sup>6</sup> streptocoques fécaux par 100 mL. Selon la qualité du milieu récepteur, on cherchera à atteindre, lors de l'étape de désinfection, une diminution moyenne pour chacun des germes indicateurs de 3 à 4 unités logarithmiques par 100 mL.

Les procédés de désinfection les plus couramment mis en œuvre font appel au chlore ou à ses dérivés, à l'ozone ou au rayonnement ultraviolet.

■ L'utilisation du **chlore** est la plus ancienne mais elle présente des contraintes de transport et de manutention. Pour agir correctement, le chlore impose d'une part que l'eau soit préalablement bien épurée et, d'autre part, qu'un temps de contact de 30 min soit respecté. Le chlore se combine à l'ammoniac contenu dans l'eau pour former des chloramines qui deviennent alors l'agent désinfectant. Ces sous-produits moins efficaces que le chlore lui-même et leur rémanence dans l'environnement, en parallèle avec divers produits de réaction du chlore et des matières organiques résiduelles, les rendent toxiques pour la faune et la flore aquatiques.

Si le chlore est peu onéreux et donne de bons résultats sur les bactéries, il s'avère cependant peu efficace sur les virus.

Les doses habituellement adoptées se situent entre 5 et 10 g/m<sup>3</sup> de chlore.

■ Dérivé du chlore, le **bioxyde de chlore** (ClO<sub>2</sub>) peut être produit directement sur le site. Plus puissant que le chlore en termes d'efficacité désinfectante, il agit directement sur les germes pathogènes. Toutefois, sa mise en œuvre est très délicate et nécessite une surveillance continue et permanente.

■ L'**ozone** offre un large spectre d'action. Il est efficace aussi bien contre les virus que contre les bactéries et agit avec un temps de contact de courte durée (10 min). Produit sur site, il nécessite pour son exploitation du personnel qualifié.

Les doses habituellement adoptées se situent entre 2 et 5 g/m<sup>3</sup> d'ozone.

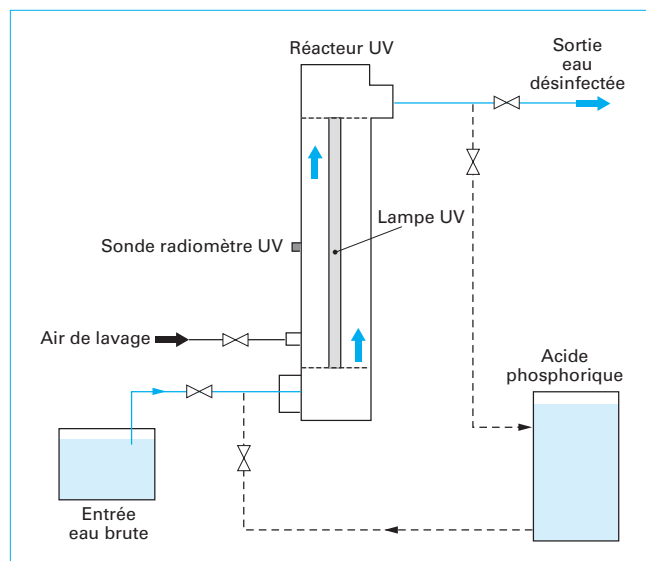


Figure 46 – Principe d'une désinfection UV avec une lampe moyenne pression (procédé Uvaster®) (OTV)

■ La **désinfection aux ultraviolets** tend à se développer de façon plus intense car elle présente un certain nombre d'avantages comme des temps de contacts très courts, pas d'utilisation de produits chimiques, une bonne efficacité sur les bactéries et sur les virus.

Le principe d'action des UV repose sur le fait que les rayons ultraviolets sont des ondes électromagnétiques qui correspondent à une gamme de longueur d'onde comprise entre 100 et 400 nm. L'absorption de ces rayons par les micro-organismes provoque une modification de leur ADN qui bloque toute réplication du matériel génétique et engendre leur mort.

Il existe des lampes basse pression qui émettent des UV sur la longueur d'onde de 254 nm. Elles ont un rendement énergétique optimal (27 à 32 %), mais sont mal adaptées aux gros débits (grand nombre de lampes, nettoyage manuel...) ou à une dégradation de la qualité de l'eau brute. La puissance de ces lampes varie entre 100 et 300 W.

Les lampes moyenne pression émettent sur plusieurs longueurs d'onde mais sont bien adaptées aux gros débits. Elles compensent leur moins bonne efficacité énergétique par le maintien d'un pouvoir de transmission UV élevé, par l'automatisation du lavage et par la possibilité de régler la puissance émise en fonction de la qualité de l'effluent à traiter. La puissance des lampes varie selon les techniques entre 3 kW et 16 kW.

Le schéma d'une telle opération est donné figure 46.

## 2.7 Épuration des eaux résiduelles industrielles

Le traitement des eaux résiduelles industrielles commence par l'étude détaillée de leurs constituants. Encore plus que pour les effluents urbains, la connaissance des paramètres globaux tels que les demandes biologiques en oxygène et matières en suspension s'avère tout à fait insuffisante pour l'établissement d'une filière d'épuration.

La pollution organique susceptible d'être épurée par voie biologique peut s'accompagner de polluants minéraux toxiques qu'il faut traiter auparavant par voie chimique (réduction et précipitation du chrome dans les tanneries et les usines de traitements de surface, oxydation de sulfures dans les effluents pétrochimiques, etc.).



Les traitements biologiques analogues à ceux qui sont appliqués pour les effluents urbains doivent néanmoins être adaptés pour tenir compte de la concentration et de la nature des matières organiques à décomposer : phénols des cokeries, glucoses des effluents de raffinage de sucre, lipides des laiteries, etc.

Pour les effluents très concentrés en matières organiques, une première digestion par voie anaérobie permet d'obtenir l'élimination de 70 à 90 % de la pollution par conversion en gaz combustible, formé principalement de méthane, réutilisé pour les besoins énergétiques de l'usine.

Dans chaque cas, une étude, souvent accompagnée d'essais en laboratoire ou à l'échelle semi-industrielle, est nécessaire pour concevoir la chaîne de traitement la plus efficace.

## 2.8 Traitement des odeurs

Les eaux usées, chargées en matières organiques particulières et dissoutes, en composés azotés et phosphorés, peuvent dégager des odeurs désagréables suivant un processus biologique bien connu qui se déclenche en milieu réducteur. Par ailleurs, certains rejets industriels contiennent des composés très volatils utilisés dans les procédés de fabrication comme des sulfures, des aldéhydes, des alcools ou encore de l'ammoniaque.

Les principaux composés odorants rencontrés dans les stations d'épuration font partie essentiellement des familles des produits soufrés et azotés, ainsi que des composés organiques tels les acides gras volatils (tableau 13).

Pour éviter la propagation des mauvaises odeurs émises aux différents postes de traitement, il convient d'isoler les sources odorantes dans des enceintes hermétiques. La couverture complète de

tous les ouvrages est la technique la plus adaptée avec, en plus, un souci d'intégration au site. La couverture du poste de relevage, des prétraitements et de la filière de traitement des boues reste toutefois suffisante dans la plupart des cas. Après confinement, les odeurs doivent être évacuées par ventilation forcée et les composants odorants traités.

■ La technique la plus souvent appliquée utilise l'**absorption gaz-liquide**. Cette technique consiste en un lavage à contre-courant du gaz odorant par l'eau seule ou par une solution oxydante ou neutralisante. Il faut transférer les molécules odorantes de la phase gaz vers la phase aqueuse dans une colonne à garnissage. Suivant la nature acide ou basique du composé à éliminer, un agent neutralisant (base ou acide) est ajouté à la solution de lavage afin d'accélérer le transfert des composés. Suivant les composés à éliminer, le gaz odorant est traité par 2, 3 ou 4 tours (figure 47).

La première tour est dite « acide ». On obtient un pH de 3 en injectant de l'acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ). Cette tour élimine tous les composés azotés.

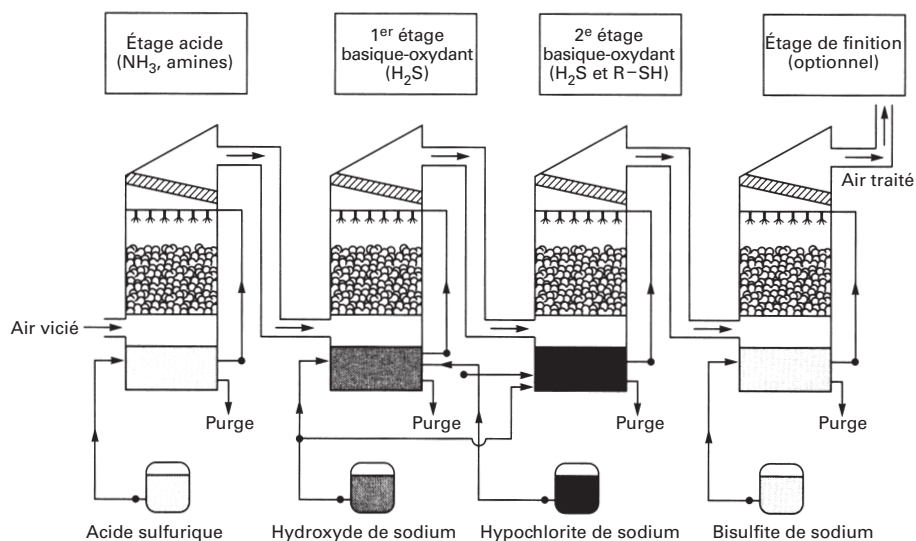
La deuxième et la troisième tour sont dites « basiques » et « oxydantes ». Ces deux tours éliminent bien, selon le pH et la teneur en chlore, tous les composés soufrés [ $H_2S$  et mercaptans ( $R-HS$ )]. L'oxydation est obtenue par ajout d'eau de Javel ou par fabrication de chlore actif par électrochloration. Le pH de la 2<sup>e</sup> tour est environ égal à 9, alors que le pH de la 3<sup>e</sup> tour se situe autour de 11.

La dernière tour est dite « légèrement basique et réductrice ». Le bisulfite de sodium est utilisé comme réducteur. Cette tour élimine les aldéhydes, les acides, les cétones et le chlore résiduel. Son pH est de l'ordre de 8.

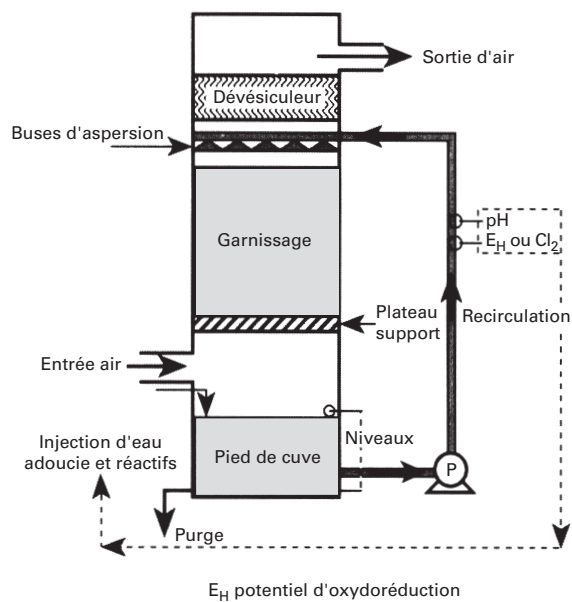
**Tableau 13 – Caractéristiques des principaux composés responsables des odeurs en station d'épuration**

Classe du composé	Composé	Masse moléculaire (g)	Formule chimique	Caractéristique de l'odeur	Seuil olfactif (mg/m3 d'air)
Soufrés	Hydrogène sulfuré	34,1	$H_2S$	Œuf pourri	0,0001 à 0,03
	Méthylmercaptan	48,1	$CH_3SH$	Chou, ail	0,0005 à 0,08
	Éthylmercaptan	62,1	$C_2H_5SH$	Chou en décomposition	0,0001 à 0,03
	Diméthylsulfure	62,1	$(CH_3)_2S$	Légume en décomposition	0,0025 à 0,65
	Diéthylsulfure	90,2	$(C_2H_5)_2S$	Éthérée	0,0045 à 0,31
	Diméthyldisulfure	94,2	$(CH_3)_2S_2$	Putride	0,003 à 0,014
Azotés	Ammoniac	17	$NH_3$	Très piquante, irritante	0,5 à 37
	Méthylamine	34,1	$CH_3NH_2$	Poisson en décomposition	0,021
	Éthylamine	45,1	$C_2H_5NH_2$	Piquante, ammoniacale	0,05 à 0,83
	Diméthylamine	45,1	$(CH_3)_2NH$	Poisson avarié	0,047 à 0,16
	Indole	117,5	$C_8H_6NH$	Fécale, nauséabonde	0,0006
	Scatole	131,5	$C_9H_8NH$	Fécale, nauséabonde	0,0008 à 0,1
	Cadavérine	102,2	$NH_2(CH_2)_5NH_2$	Viande en décomposition	0,002 à 0,01
Acides	Acétique	60,1	$CH_3COOH$	Vinaigre	0,025 à 6,5
	Butyrique	88,1	$C_3H_7COOH$	Beurre rance	0,0004 à 3
	Valérique	102,1	$C_4H_9COOH$	Transpiration	0,0008 à 0,1
Aldéhydes et cétones	Formaldéhyde	30	$HCHO$	Âcre, suffocante	0,033 à 12
	Acétaldéhyde	44,1	$CH_3CHO$	Fruit, pomme	0,04 à 1,8
	Butyraldéhyde	72,1	$C_3H_7CHO$	Rance	0,013 à 15
	Isovaléraldéhyde	86,1	$(CH_3)_2CHCH_2CHO$	Fruit, pomme	0,072
	Acétone	58,1	$CH_3COCH_3$	Fruit doux	1,1 à 240





(a) système de désodorisation



(b) tour de désodorisation

Figure 47 – Système et tour de désodorisation

## Biodésodorisation

À côté de cette technique se développe le traitement biologique des odeurs qui fait intervenir des micro-organismes qui réaliseront l'oxydation des substances organiques et inorganiques malodorantes jusqu'à la production de composés inorganiques non odorants ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ , etc.).

La biodésodorisation sur support minéral inerte (biodésodorisation autotrophe) repose sur la dégradation de polluants soufrés par des bactéries autotrophes dont les deux principales sources de matière nécessaires au métabolisme sont le carbone (utilisation de  $\text{HCO}_3^-$  et de  $\text{CO}_2$  de l'air) et l'azote (utilisation de  $\text{NH}_4^+$ ).

Ces bactéries chimiolithotrophes utilisent l'énergie libérée lors de l'oxydation du soufre en sulfate, oxydation qu'elles réalisent elles-mêmes.

Ce sont ces bactéries qui sont le plus généralement utilisées pour l'élimination des odeurs (lorsque celles-ci sont essentiellement constituées de composés soufrés).

À ce titre, les espèces les plus communément rencontrées sont : les bactéries sulfo-oxydantes, les bactéries sulfatoréductrices et les bactéries photosynthétiques.

La biodésodorisation fera essentiellement appel à des réacteurs à culture fixée sur un matériau-support minéral ou organique qui peut être de la tourbe, de la terre, du gravier, de l'argile expansée, du charbon actif, ou encore des matériaux plastiques (polypropylène, polyéthylène, etc.) (figure 48).

Le matériau-support permet :

- la fixation des bactéries épuratrices ;
- l'absorption et/ou adsorption des composés organiques à éliminer.

Le principe de la désodorisation biologique consiste à faire circuler l'effluent gazeux à traiter dans un réacteur contenant un matériau-support sur lequel se sont développées des bactéries.

Afin d'optimiser le phénomène de biodésodorisation, il importe que les matières à éliminer soient hydrosolubles. Cela implique une humidification constante du lit afin que le transfert des matières à éliminer vers les bactéries se fasse dans les meilleures conditions. On fait ainsi circuler, à contre-courant, de l'eau d'arrosage au sein du réacteur. Le temps de passage de l'effluent gazeux dans le réacteur peut varier de 3 à 8 s.

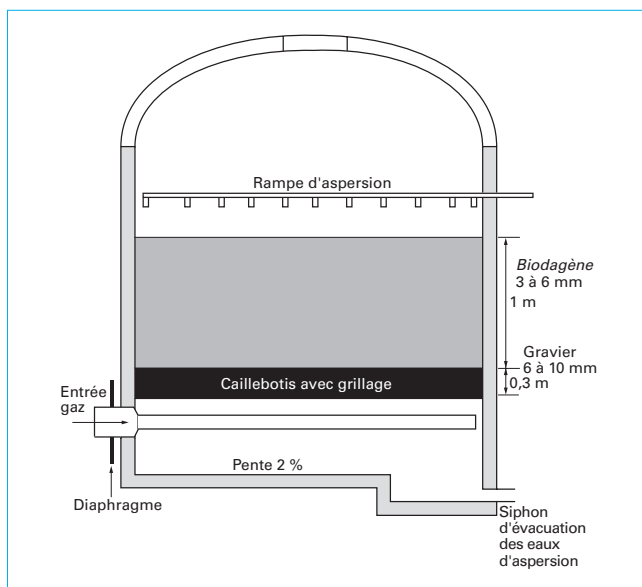


Figure 48 – Biofiltre de désodorisation

À l'aide du procédé Alizair (OTV, figure 49), une épuration optimale s'obtient avec une vitesse de l'ordre de  $500 (+50) \text{ m}^3/(\text{m}^2/\text{h})$  et une hauteur de matériau de 1 m, soit un temps théorique de contact de 7 s. En présence de  $\text{CH}_3\text{SH}$  et lorsque de forts rendements sont demandés (95 %), la désodorisation est ensuite affinée par passage de l'air ou par transfert sur filtre CAG avec un temps de contact de 3 s.

**Nota :** charbon actif en grains (CAG)

Les applications relatives à l'utilisation de la biodésodorisation concernent notamment :

- les stations d'épuration des eaux et de traitement des déchets ;
- le secteur agro-industriel : fermentation, équarrissage, levurerie, fromagerie, abattoirs, etc. ;
- le secteur industriel : pétrochimie, industrie chimique utilisant des composés azotés et soufrés, fonderies, papeteries.

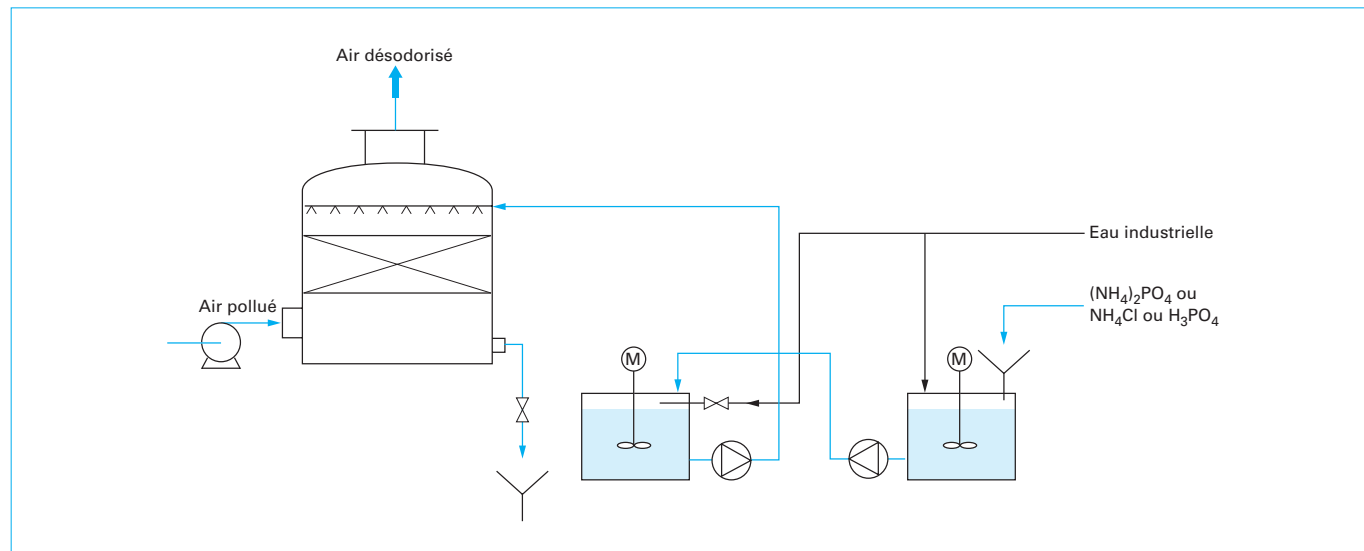


Figure 49 – Principe d'une installation de biodésodorisation Alizair® (OTV)

## 2.9 Traitement des eaux pluviales

### 2.9.1 Type de pollution

Les eaux de ruissellement pluvial entraînent vers le milieu récepteur une pollution caractérisée par :

- des MES importantes, très minérales et décantant bien dans le cas des collecteurs séparatifs (réseaux eaux résiduaires et eaux pluviales différenciés) ;
- une pollution organique faible et peu biodégradable en collecteur séparatif, mais dont les concentrations en DCO et DBO<sub>5</sub> peuvent se rapprocher de celles des effluents de temps sec dans le cas des réseaux unitaires, probablement par remise en suspension des dépôts mal curés dans les réseaux par temps sec ;
- des concentrations importantes en hydrocarbures et métaux lourds provenant du lessivage des toitures, routes, parkings.

Dans certains cas, dépendant notamment de la longueur et de la pente du réseau de collecte, les premiers flots d'orage sont les plus fortement chargés.

Cette pollution entraîne sur le milieu récepteur des effets de deux types :

- effets de choc, immédiats, lors des fortes précipitations, liés aux fortes teneurs en MES et à la chute de la concentration en oxygène des eaux réceptrices ;
- effets à long terme, liés par exemple à la toxicité entraînée par l'accumulation de métaux lourds dans le milieu.

### 2.9.2 Stratégie de traitement

On se reportera au dossier *Assainissement des agglomérations* des Techniques de l'Ingénieur [1].

Le traitement des eaux de temps de pluie, pour les réseaux unitaires, peut s'appuyer sur les mesures suivantes.

#### ■ Limitation des débits hydrauliques instantanés à traiter :

- limitation des surfaces imperméabilisées, rétention en place des eaux de pluie par des aires gazonnées, chaussées poreuses, systèmes d'infiltration ;
- stockage des eaux excédentaires en bassins d'orage (stockage simple ou prédécantation) pour étaler sur une période plus longue (un à deux jours) la pointe de débit à traiter par la station aval.

■ **Prise en compte du débit de pointe** (résiduel après estimation de l'effet des mesures de limitation par stockage en amont) dans le dimensionnement hydraulique de la station de traitement.

- Les postes de traitement les plus sensibles à ce débit de pointe sont :
- les postes de relèvement (dégrillage, dessablage) ;
  - les décanteurs, clarificateurs.

■ **Prise en compte du flux de pollution organique de pointe** pour le dimensionnement du poste d'aération, en cas d'utilisation de techniques biologiques.

■ **Adjonction de capacités complémentaires**, par rapport aux besoins de traitement de temps sec, pour le stockage temporaire et le traitement des excédents de boues engendrés par les pointes de MES lors des fortes précipitations.

■ **Adjonction de capacités de décantation complémentaires**, pour absorber les pointes de débit non acceptées par la station en profitant de la bonne décantabilité des MES de temps de pluie.

L'utilisation de techniques physico-chimiques, avec coagulation-floculation par sels minéraux et/ou polymères, peut permettre d'augmenter la qualité de l'eau traitée pendant la durée de l'événement pluvieux, pour un faible investissement.

## 2.10 Intégration au site

Les grands bassins malodorants des anciennes stations de dépollution ont longtemps été considérés comme un mal nécessaire.

La conjonction des exigences légitimes des riverains avec l'avènement de techniques modernes permet désormais de surmonter cette difficulté.

Il est possible de réhabiliter de vastes zones urbaines sacrifiées autour des stations de dépollution ou construire de nouvelles stations compactes sans être obligé de mettre en place de longs émissaires coûteux.

Les techniques telles que la décantation lamellaire et les biofiltres permettent de réaliser des stations de dépollution sur des surfaces divisées par dix par rapport aux techniques anciennes.

Cette compacité permet la couverture, la ventilation et la désodorisation de l'ensemble des ouvrages.

On peut ainsi réaliser des stations entièrement couvertes ou carrément enterrées supprimant toute nuisance pour le voisinage.