

Dédicaces

A mes parents

A toute ma famille

A tout le corps professoral

A tous ceux que j'aime...

Je dédie ce travail

Remerciements :

Au terme de ce travail, je tiens à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réussite de ce projet.

Plus particulièrement j'adresse l'expression de ma vive reconnaissance à monsieur ASMLAL Lmahfoud, professeur à l'école Hassania des travaux publics pour toute l'aide qu'il m'a apporté pendant mon stage et pour avoir contribué à la réussite de mon projet.

Je remercie également monsieur SAKHRAOUI Nouredine, Responsable de la station d'épuration de Médionna pour m'avoir accordé ce stage et avoir mis à ma disposition les moyens nécessaires pour le bon déroulement de ce projet.

Mes remerciements les plus sincères sont adressés aux membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'évaluer mon travail.

Pour finir, je remercie le corps professoral et les responsables de l'école Hassania des Travaux Publics qui ont contribué à ma formation tout au long de ces trois années.

Résumé :

Le présent document constitue le rapport de mon projet de fin d'études, et ce dans le cadre de ma formation d'ingénieur d'état en ingénierie de la ville et de l'Environnement, à l'Ecole Hassania des Travaux Publics. Ce projet intitulé « Elaboration d'un outil de calcul des systèmes d'assainissement » est le fruit de quatre mois de stage effectués au sein de LYDEC.

Ce travail de fin d'études vise l'élaboration des modèles hydrauliques sous formes des feuilles de calcul en fichier Excel qui permettent le dimensionnement du système d'assainissement dans sa globalité à partir des données d'entrée il s'agit de l'élaboration de dix feuilles de calculs en utilisant des programmes en langage VBA-Excel afin de créer un outil permettant le :

- Dimensionnement d'un réseau gravitaire à l'aide de quatre feuilles de calculs :
 1. Calcul des débits pluviaux
 2. Calcul des débits d'eaux usées
 3. Canalisation du réseau en système unitaire et vérification des conditions d'auto curage
 4. Canalisation du réseau en système séparatif et vérification des conditions d'auto curage
- Dimensionnement d'une station de pompage à l'aide d'une feuille de calcul permettant :
 1. La détermination du diamètre économique, la hauteur manométrique totale et puissance
 2. Le dimensionnement de la bêche d'aspiration
 3. Le calcul du volume du ballon antibélier
- Dimensionnement des ouvrages connexes à l'aide de quatre feuilles de calculs :
 1. Bassin de dessablement,
 2. Déversoir d'orage,
 3. Bassin d'orage,
 4. Tranchée drainante
- Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées à l'aide d'une feuille de calcul regroupant les ouvrages suivants :
 1. Dégrilleur
 2. Dessableur
 3. Décanteur
 4. Bassin d'aération
 5. Clarificateur
- Dimensionnement des installations individuelles de l'assainissement autonome :
 1. Fosse septique

2. Puits perdu

Sommaire :

<i>Dédicaces</i>	1
<i>Remerciements</i>	2
<i>Résumé</i>	3
<i>Sommaire</i>	4
<i>Liste des Figures</i>	10
<i>Liste des Tableaux</i>	11
<i>Introduction</i>	12
CHAPITRE 1 : Méthodologie de dimensionnement du réseau d'assainissement :	13
1. Généralités :	13
1.1 Présentation :	13
1.2 Définition du réseau d'assainissement :	13
1.3 Le type du système d'assainissement :	13
1.3.1 <i>Le système unitaire :</i>	13
1.3.2 <i>Le système séparatif :</i>	14
1.3.3 <i>Système pseudo séparatif :</i>	15
1.3.4 <i>Le système mixte :</i>	15
1.3.5 <i>Choix du réseau d'assainissement :</i>	15
1.3.6 <i>Schémas types des réseaux d'évacuation :</i>	16
1.3.6.1 <i>Le schéma perpendiculaire au cours d'eau :</i>	16
1.3.6.2 <i>Le schéma type « collecteur latéral » :</i>	16
1.3.6.3 <i>Le schéma type « collecteur transversal » :</i>	16
1.3.6.4 <i>Le schéma type « par zones étagées » :</i>	16
1.3.6.5 <i>Le schéma type « centre collecteur unique » et le schéma type radial :</i>	16
2. Calcul du débit pluvial :	17
2.1 Principe de Calcul	17
2.2 Méthodes de Calcul du débit :	18
2.3 Méthode superficielle de Caquot :	19
2.3.1 <i>Formule de Caquot :</i>	19
2.3.2 <i>Définition des paramètres de la formule :</i>	20
3. Calcul des débits des eaux usées :	25
3.1 Eaux usées domestiques :	25

3.2 Eaux usées industrielles :	26
3.3 Autres considérations :	27
4. Dimensionnement des canalisations :	27
4.1 Formule de CHEZY (Ecoulement uniforme) :	27
4.1.1 Canalisation d'eau usées :	28
4.1.2 Canalisation d'eaux pluviales ou unitaires :	28
4.2 Formule de MANNING-STRICKLER :	28
4.3 Contrainte de calage des réseaux :	29
4.3.1 Canalisation d'eaux usées :	29
4.3.2 Canalisation d'eaux pluviales ou unitaires :	30
CHAPITRE 2 : Méthodologie de dimensionnement d'une station de pompage :	31
1. Généralités :	31
1.1 Rôle des stations de pompage en assainissement :	31
1.2 Différence entre un poste de refoulement et un poste de relèvement :	31
1.3 Caractéristiques des effluents en assainissement :	32
1.4 Composition des stations de pompage :	32
1.5 Les types de stations de pompage :	33
1.5.1 Station à cale sèche :	34
1.5.2 Station immergée :	34
1.6 Les pompes :	34
1.6.1 Principe :	34
1.6.2 Catégories des pompes :	35
1.6.3 Les pompes centrifuges :	36
1.6.4 Les pompes volumétriques :	36
1.6.5 Formes des roues :	36
1.7 Bâche d'aspiration :	37
1.8 Réservoir anti-bélier :	38
2. Principes de conception et de dimensionnement :	39
2.1 Hauteur manométrique totale :	39
2.2 Pertes de charges :	40
2.3 Puissance d'un groupe de pompage :	41
2.4 Rendement d'un groupe de pompage :	42

2.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe :.....	42
2.6 Le point de fonctionnement d'une pompe :.....	42
2.7 Assemblage des pompes :.....	43
2.8 Conduite de refoulement :.....	45
2.9 Prix d'ordre :.....	45
2.10 Dimensionnement de la bache :.....	48
2.11 Dimensionnement des réservoirs d'air :.....	49
Chapitre 3 : Méthodologie de dimensionnement des ouvrages spéciaux.....	51
1. Déversoir d'orage :.....	51
2. Bassin de dessablement :.....	54
3. Bassin d'orage :.....	58
4. Tranchée drainante :.....	62
CHAPITRE 4 : Méthodologie de dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées à boues activées :.....	67
1. Généralités :.....	67
1.1 Sources d'eau usées :.....	68
1.2 Caractéristiques des eaux usées :.....	68
1.2.1 Constituants physiques :.....	68
1.2.2 Constituants chimiques :.....	69
1.2.3 Constituants biologiques :.....	70
1.3 Boue activée :.....	71
2. Principes de conception et de dimensionnement :	72
2.1 Prétraitement :.....	72
2.1.1 Le dégrillage :.....	72
2.1.2 Le dessablage :.....	73
2.2 Traitement primaire :.....	75
2.2.1 Décanteur Primaire :.....	75
3.2 Traitement secondaire :.....	77
3.2.1 Bassin d'aération :.....	77
3.2.1 Clarificateur :.....	81
Chapitre 5 : Elaboration de l'outil Excel-Assainissement	84
PARTIE 1 : Dimensionnement d'un réseau gravitaire	84

1. Calcul des débits pluviaux :	84
1.1 présentation :	84
1.2 Données d'entrée :	84
1.3 Traitement des données et résultats :	85
2. Calcul des débits des eaux usées :	85
2.1 présentation :	85
2.2 Données d'entrée :	88
2.3 Traitement des données et résultats :	89
3. Canalisation du réseau pour les eaux les eaux pluviales en système séparatif et unitaire.....	91
3.1 présentation :	91
3.2 Données d'entrée :	91
3.3 Traitement des données et résultats :	93
4. Canalisation du réseau pour les eaux usées en système séparatif	97
4.1 présentation :	97
4.2 Données d'entrée :	98
4.3 Traitement des données et résultats :	99
PARTIE 2 : Dimensionnement d'une station de pompage.....	103
1. Détermination du diamètre économique, de la hauteur manométrique totale et de la puissance	
1.1 Présentation :	103
1.2 Données d'entrée :	103
1.3 Traitement des données et résultats :	104
2. Dimensionnement de la bache :	106
2.1 Présentation :	106
2.2 Les données d'entrée :	107
2.3 Traitement des données et résultats :	108
3. Calcul du volume du ballon Anti-bélier :	109
3.1 Présentation :	109
3.2 Données d'entrée :	110
3.3 Traitement des données et résultats :	110
PARTIE 3 : Dimensionnement des ouvrages connexes	113
1. Dimensionnement d'un bassin dessablement :	113
1.1 Présentation :	113

1.2 Données d'entrée :	113
1.3 Traitement des données et résultats :	113
2. Dimensionnement d'un déversoir d'orage :	116
2.1 Présentation :	116
2.2 Données d'entrée :	116
2.3 Traitement des données et résultats :	116
3. Dimensionnement d'un bassin d'orage :	118
3.1 Présentation :	118
3.2 Données d'entrée :	118
3.3 Traitement des données et résultats :	119
4. Dimensionnement d'une tranchée drainante :	120
4.1 Présentation :	120
4.2 Données d'entrée :	120
4.3 Traitement des données et résultats :	121
PARTIE 4 : Dimensionnement d'une station d'épuration à boues activées.....	124
1. Calcul des débits et des charges polluantes :	124
1.1 Présentation :	124
1.2 Données d'entrée :	124
1.3 Traitement des données et résultats :	124
2. Dégrillage :	125
2.1 Présentation :	125
2.2 Données d'entrée :	125
2.3 Traitement des données et résultats :	125
3. Dessableur :	126
3.1 Présentation :	126
3.2 Données d'entrée :	126
3.3 Traitement des données et résultats :	127
4. Décanteur :	127
4.1 Présentation :	127
4.2 Données d'entrée :	128
4.3 Traitement des données et résultats :	128
5 Bassin d'aération :	129

5.1 Présentation	129
5.2 Données d'entrée :	129
5.3 Traitement des données et résultats :	130
6. Clarificateur :	135
6.1 Présentation :	135
6.2 Données d'entrée :	135
6.3 Traitement des données et résultats :	135
PARTIE 5 : Dimensionnement des installations individuelles.....	137
1. Fosse septique :	137
1.1 Présentation :	137
1.2 Données d'entrée :	137
1.3 Traitement des données et résultats :	137
2. Puits perdu :	138
2.1 Présentation :	138
2.2 Données d'entrée :	138
2.3 Traitement des données et résultats :	138
<i>Conclusion :</i>	<i>139</i>
<i>Bibliographie :</i>	<i>140</i>

Liste des figures :

- Figure 1 : Schémas des réseaux d'évacuation *page 17*
Figure 2 : Exemple de Bassins en série *page 24*
Figure 3 : Exemple des bassins en parallèle *page 24*
Figure 4 : Différence entre poste de refoulement et poste de relèvement *page 30*
Figure 5 : Exemple de schéma d'une station de pompage *page 33*
Figure 6 : Différence entre station immergée ou calle sèche *page 35*
Figure 7 : Schéma de fonctionnement d'une pompe pour eaux usées *page 38*
Figure 8 : Catégories des pompes *page 40*
Figure 9 : Formes de roues *page 41*
Figure 10 : Bâche d'aspiration *page 43*
Figure 11 : Réservoir d'air anti-bélier *page 50*
Figure 12 : La hauteur manométrique totale *page 53*
Figure 13 : Point de fonctionnement de la pompe *page 54*
Figure 14 : Pompes en parallèles *page 55*
Figure 15 : Pompes en série *page 56*
Figure 16 : Schéma d'un déversoir d'orage *page 60*
Figure 17 : Coupe transversale *page 61*
Figure 18 : Plan horizontal *page 61*
Figure 19 : Bassin de dessablement *page 68*
Figure 20 : Bassin d'orage *page 75*
Figure 21 : Hydrogrammes d'entrée et de sortie d'un bassin de retenue *page 77*
Figure 22 : Types des tranchées drainantes *page 80*
Figure 23 : Démarche à suivre pour le dimensionnement de la tranchée *page 83*
Figure 24 : Schéma de principe. Traitement complet des eaux usées *page 86*
Figure 25 : Boue activée *page 87*
Figure 26 : Dessableurs couloirs ou canaux (petites stations) *page 90*
Figure 27 : Décanteur statique à fond raclé *page 93*
Figure 28 : Production de boues lors du traitement de la pollution organique *page 99*
Figure 29 : Bassin d'aération *page 91*
Figure 30 : Turbine *page 92*
Figure 31 : Hélices *page 92*
Figure 32 : Hélices dites "pâles bananes" *page 93*
Figure 33 : Schéma d'un clarificateur cylindro-conique *page 95*
Figure 34 : Jupe de répartition d'un clarificateur secondaire *page 97*
Figure 35 : Pont raclé-suceur sur un clarificateur secondaire *page 97*
Figure 36 : Objectifs d'élimination et performances. *page 106*
Figure 37 : les niveaux dans une bâche d'aspiration *page 107*
Figure 38 : Abaque de Vibert *page 109*

Liste des Tableaux :

- Tableau 1 : Valeurs du coefficient de ruissellement (normes françaises) *page 22*
Tableau 2 : Formules d'équivalence des caractéristiques des bassins versant *page 23*
Tableau 3 : Formule de la vitesse de sédimentation *page 80*
Tableau 4 : Densité relative de certains matériaux *page 95*
Tableau 5 : Temps de décantation selon le type de particule *page 110*
Tableau 6 : Performances des différents systèmes d'aération *page 115*
Tableau 7 : Formules de la vitesse de sédimentation *page 119*
Tableau 8 : valeur de α et β pour différents types de traitement par boues activées *page 129*
Tableau 9 : valeur de α et β pour différents types de traitement par boues activées *page 129*
Tableau 10 : saturation de de l'eau en oxygène et coefficient de diffusion *page 130*
Tableau 11 : Valeurs du rapport p/p_0 *page 133*

Introduction :

L'assainissement est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement dans ses différents composants. Il comprend la collecte, le traitement et l'évacuation.

L'histoire de l'assainissement remonte aux romains. Attachant une très grande importance à la qualité de l'eau, ils ont construit des aqueducs pour acheminer l'eau jusqu'aux villes et jusqu'aux maisons, ils ont construit des thermes pour se baigner, ils ont construit des égouts et des latrines pour évacuer les déchets. Une ville romaine était d'abord bâtie sur l'établissement de son réseau d'évacuation, qui, avec le temps, fut couvert et enterré pour des raisons d'odeur et de salubrité.

Actuellement l'objectif principal de l'assainissement est la prévention du contact humain avec des substances dangereuses en mettant en place des systèmes de traitement et d'évacuation. Les dangers issus d'un mauvais assainissement sont multifactoriels, pouvant être à la fois physiques, microbiologiques, biologiques ou encore chimiques.

La réalisation d'un système d'assainissement qui commence par la collecte des eaux usées et pluviales et termine par l'épuration, nécessite la connaissance et la maîtrise des équations hydrauliques permettant le dimensionnement des ouvrages qui forment ce système c'est dans ce sens où l'outil EXCEL-ASSAINISSEMENT permet la modélisation de ces équations afin de pouvoir facilement dimensionner les principaux ouvrages d'assainissement

Cette modélisation repose dans une grande partie sur le Visual Basic for Applications (VBA) qui est une implémentation de Microsoft Visual Basic qui est intégrée dans toutes les applications de Microsoft office. Il remplace et étend les capacités des langages macro spécifiques aux plus anciennes applications comme le langage Word Basic intégré à une ancienne version du logiciel Word, et peut-être utilisé pour contrôler la quasi-totalité des interactions Homme-machines, ce qui inclut la possibilité de manipuler les fonctionnalités de l'interface utilisateur comme les menus, et de personnaliser les boîtes de dialogue et les formulaires utilisateurs.

CHAPITRE 1 : Méthodologie de dimensionnement du réseau d'assainissement :

1. Généralités :

1.1 Présentation :

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte, et l'évacuation des eaux de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement avant le rejet dans le milieu naturel, en dehors du périmètre urbain, sous des modes compatibles avec les exigences de l'environnement et de la santé publique, évitant tout risque d'inondation et de pollution.

1.2 Définition du réseau d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est constitué d'un ensemble de collecteurs, qui peuvent être des émissaires à ciel ouvert ou des canalisations enterrées, reliées entre eux en une structure ramifiée suivant les voies publiques et les rues qu'ils desservent, en plus d'ouvrages particuliers. Sa structure topologique est définie par :

- Des nœuds qui sont des points d'entrées ou de sorties du système, matérialisés par des ouvrages ponctuels : regard de visite, chambre de raccordement...
- Des tronçons limités par un nœud d'extrémité. Chaque tronçon détermine une partie du collecteur, de pente et de section constante ou une partie d'ouvrage ayant des caractéristiques spécifiques.
- Des branches, ensemble de tronçons consécutifs, qui assurent la continuité de l'écoulement.

1.3 Le type du système d'assainissement :

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service :

1.3.1 Le système unitaire :

C'est le véritable « tout-à-l'égout », Dans ce système, l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un unique réseau, généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux, directement dans le milieu naturel.

Ce système d'assainissement s'impose lorsqu'il est impossible de concevoir économiquement un réseau d'eau pluviale de surface c'est à dire :

- Si la rivière ou le cours d'eau est éloigné des points de collecte.

- Lorsque les pentes du terrain sont faibles, ce qui impose de grosses sections aux réseaux d'égouts séparatifs.
- Lorsque la proportion de surface imperméable (toiture, chaussée, parking, cours) est très élevée et que les pentes sont fortes, ce qui augmente les vitesses d'écoulement des eaux pluviales et impose des ouvrages d'évacuation importants et visitables, ou il est possible sans dépenses supplémentaires, d'ajouter les eaux usées résiduelles domestiques (faibles débits).
- Si la population est relativement dense.

Avantage :

Les principaux avantages d'un réseau unitaire sont :

- Un coût d'investissement moins élevé,
- Aide à l'auto curage des conduites d'assainissement,
- Un entretien plus facile grâce à une section plus importante,
- Une exploitation simplifiée puisqu'il s'agit d'un seul réseau à entretenir.

Inconvénients :

- Colmatage rapide si la voirie n'est pas aménagée.
- Condition d'auto curage difficile à réaliser avec des pentes faibles.
- Le dimensionnement de la station d'épuration doit généralement être fait pour un débit supérieur à celui des eaux usées.
- Coût élevé par rapport au système séparatif si dans ce dernier cas l'évacuation des eaux pluviales se fait superficiellement.

1.3.2 Le système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestique (eaux vannes et eaux ménagères) et de certains effluents industriels, alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

Le système séparatif est celui adopté par un grand nombre de petites et moyennes agglomérations, il est choisi surtout pour les extensions des villes. On l'adopte également lorsque le réseau d'égouts existant dans la ville est proche des zones résidentielles ou industrielles en voie de création.

La collecte séparative apparaît plus souvent préférable à une collecte unitaire lorsque les eaux pluviales peuvent être évacuées rapidement dans le milieu naturel.

Avantage :

Le système séparatif présente par ailleurs certains avantages :

- Il est le seul à adopter si la population est dispersée et lorsque l'évacuation des eaux ruisselées peut être faite par voie superficielle.
- Il permet d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées sans aucun contact avec l'extérieur, ce qui n'est pas le cas du mode unitaire

qui nécessite, en cas de grands orages, le fonctionnement des déversoirs d'orages.

- Il assure à la station d'épuration un fonctionnement régulier, car elle reçoit des eaux ayant un degré de pollution uniforme et cette installation est économique en construction et en exploitation, donc on ne peut plus craindre de dilution par des apports d'eaux pluviales.

Inconvénients :

- Deux branchements ce qui entraîne un risque d'erreur de branchement d'où perturbation du fonctionnement et pollution du milieu naturel.
- Coût élevé par rapport au système unitaire dans le cas où l'évacuation des eaux pluviales n'est pas faite superficiellement.
- Les eaux usées provenant des cours et terrasses sont évacuées dans le réseau d'eau pluviale.

1.3.3 Système pseudo séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les eaux météoriques en deux parties : l'une provenant uniquement des surfaces de voirie, qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà conçus pour cet objet par les services de la voirie municipale : caniveaux, aqueducs, fossés avec évacuations directes dans la nature, l'autre provenant des toitures, cours, jardins qui va être évacuée avec les eaux usées.

Ce mode d'assainissement peut être un compromis acceptable dans certains quartiers déjà assainis où le réseau doit être reconstruit et où il serait difficile de séparer les eaux dans les immeubles existants tenant surtout aux dépenses importantes qu'entraîne la séparation par modification des installations intérieurs c'est-à-dire de doublement du branchement éventuel à l'ancien réseau.

Avantage :

- Un seul branchement par habitat.
- Economique dans le cas où les surfaces imperméabilisées collectives représentent une superficie importante avec de fortes pentes.

Inconvénients :

- La station d'épuration doit être surdimensionnée pour tenir compte de la dilution des eaux usées par les eaux pluviales.

1.3.4 Le système mixte :

On appelle communément « système mixte » un réseau constitué, selon les zones d'habitation, en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

1.3.5 Choix du réseau d'assainissement :

Le choix d'un système d'assainissement collectif prend en considération plusieurs éléments :

- Topographie des lieux,
- Régime des précipitations,
- Nature du terrain,
- Répartition spatiale des habitations,
- L'impact provoqué sur le milieu naturel...

1.3.6 Schémas types des réseaux d'évacuation :

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types décrits ci-après :

1.3.6.1 Le schéma perpendiculaire au cours d'eau :

C'est souvent celui des villes ou communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides sans avoir un souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

1.3.6.2 Le schéma type « collecteur latéral » :

Ce schéma oblige parfois à prévoir des stations de relèvement.

1.3.6.3 Le schéma type « collecteur transversal » :

Ce schéma permet de reporter par simple gravité l'ensemble des effluents plus loin à l'aval par rapport au schéma précédent.

1.3.6.4 Le schéma type « par zones étagées » :

Ce schéma s'apparente au schéma précédent. Le collecteur bas qui doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouve soulagé des apports des bassins dominants qui peuvent être évacués gravitairement.

1.3.6.5 Le schéma type « centre collecteur unique » et le schéma type radial :

Selon que le réseau converge vers un ou plusieurs points bas où l'on peut reprendre l'effluent pour le relever, on utilise ce type de schéma.

SCHEMAS TYPES DES RESEAUX D'EVACUATION

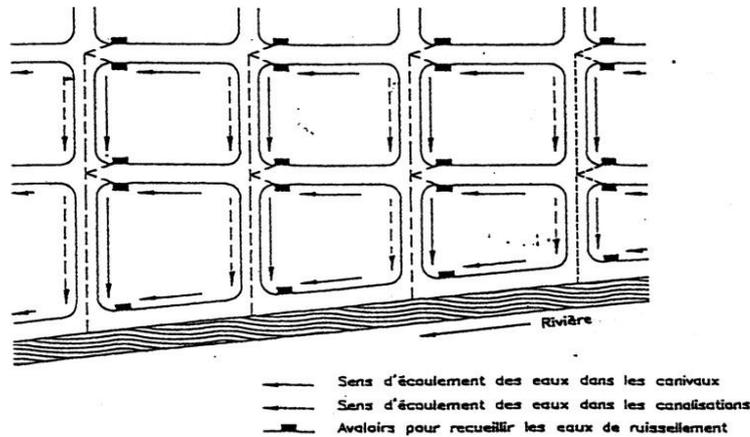
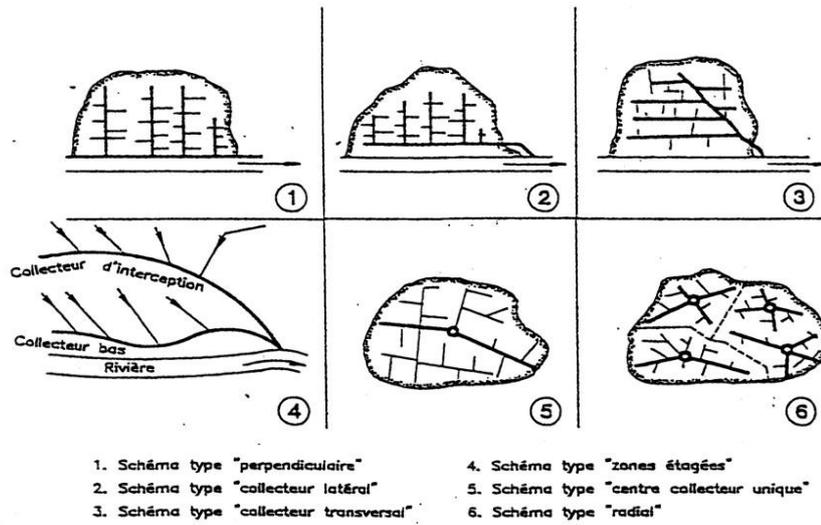


Figure 1 : Schémas des réseaux d'évacuation

2. Calcul du débit pluvial :

2.1 Principe de Calcul

Le dimensionnement du réseau unitaire se fait en considérant le débit des eaux pluviales, ($QEP \gg QEU$) pour le calculer on procède comme suit :

- On divise le réseau en sous Bassins versants, chaque sous bassin est caractérisé par une pente, une superficie et un coefficient de ruissellement.
- On calcule les caractéristiques principales de chaque bassin versant :
 - ✓ La superficie.
 - ✓ La pente : est calculée suivant la ligne de la plus grande pente.

- ✓ Le coefficient de ruissellement : il dépend de la couverture et de la nature du terrain naturel du Bassin
- On calcule le débit de chaque bassin versant en utilisant les différentes formules dont celle de Caquot reste la plus cohérente et la plus fiable.
- L'Assemblage des sous Bassins versant afin d'évaluer le débit à l'exutoire.

2.2 Méthodes de Calcul du débit :

Il est important de faire la distinction entre les modèles mathématiques utilisés en hydrologie et les modèles informatiques qui utilisent eux-mêmes plusieurs modèles mathématiques.

Méthodes manuelles :

Les modèles peuvent être qualifiés de manuels lorsqu'à partir des équations, un utilisateur est capable de calculer les débits de sortie. Cette méthode manuelle permet d'étudier rapidement un événement pluvieux unique.

Il y a plusieurs méthodes d'évaluation des eaux pluviales :

- Le modèle Mac-Math.
- Le modèle Malet-Gauthier.
- Le modèle superficiel de CAQUOT.
- Le modèle hybride de transfert.
- Le modèle d'Harton.
- Le modèle Globaliste.
- Le modèle rationnel.

Les plus courants sont la méthode rationnelle et le modèle superficiel de Caquot, on opte pour ce dernier qui résulte d'une évolution de la méthode rationnelle, c'est un modèle superficiel, c'est-à-dire qui traite de façon globale la totalité de la superficie drainée et qui permet de calculer le débit de pointe aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe sert à dimensionner les ouvrages d'évacuations.

A la différence de la méthode rationnelle, le modèle de Caquot tient compte de la capacité des conduites, ce qui est important de point de vue investissement.

Pour la suite, on va se contenter de détailler le modèle superficiel de Caquot, puisque c'est justement cette méthode qu'on va utiliser pour l'évaluation du débit pluvial.

Modèles informatiques :

Lorsqu'il s'agit d'étudier un réseau sur une échelle de temps plus longue, on préfère l'utilisation des modèles informatiques qui sont, pour certains, capables de simuler en continu.

Il existe de très nombreux outils informatiques. Certains traitent uniquement de l'aspect quantitatif des eaux de ruissellement. D'autres tiennent en compte en plus de l'aspect qualitatif, dans le but de quantifier les charges polluantes. Mais

seulement un faible nombre d'entre eux sont répandus et fréquemment utilisés, dont on cite :

SWMM (Storm Water Management Model) qui est le premier modèle, apparu aux États-Unis et est toujours en développement de nos jours. C'est le logiciel le plus utilisé en Amérique du Nord pour l'analyse des réseaux d'égouts.

Le modèle MOUSE (Modelling of Urban Sewers), développé au Danemark dans les années 80, et populaire en EUROPE.

2.3 Méthode superficielle de Caquot :

La formule de Caquot est appliquée pour un bassin versant élémentaire de caractéristiques physiques homogènes. C'est pourquoi l'étude hydraulique d'un bassin versant présentant une forte hétérogénéité en caractéristiques physiques, nécessite le découpage en sous bassins homogènes. Les sous bassins seront assemblés selon le réseau d'écoulement proposé en vue de suivre l'évolution du débit dans les collecteurs de l'amont vers l'aval.

2.3.1 Formule de Caquot :

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie. Une protection absolue nécessiterait la construction de réseaux aux dimensions excessives par les dépenses de premier établissement et d'entretien qu'elles impliqueraient, de tels ouvrages seraient en outre d'une exploitation défectueuse parce qu'ils risqueraient de favoriser la formation de dépôts fermentescibles.

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une période de retour « T » donné a été établie à partir des travaux de M. Caquot.

La formule superficielle du débit de période de retour « T » prend l'aspect suivant :

$$Q(T) = K(T) * I^{u(T)} * C^{v(T)} * A^{w(T)} * m(T)$$

Avec :

- Q(T) : Débit de pointe (m³/s) pour une période de retour T.
- T : période de retour (années).
- I : Pente moyenne du bassin versant en m/m.
- C : Coefficient de ruissellement.
- A : Superficie du bassin versant en ha.
- m(T) : coefficient de correction

K, u, v, w : Coefficients caractéristiques qui dépendent de la période de retour et des coefficients de Montana

2.3.2 Définition des paramètres de la formule :

Période de retour :

Les ouvrages d'assainissement pluviaux sont conçus pour prévenir les inondations provoquées par la pluie. Toutefois cette dernière a un caractère plus au moins exceptionnel exprimé par sa fréquence F et sa période de retour T .

On appelle période de retour ou intervalle de récurrence d'une averse, l'inverse de sa fréquence.

$$T = 1/F = N/n$$

Avec :

- F : fréquence de l'averse
- N : nombre d'années de la période pendant laquelle on a enregistré n fois une averse de durée t et d'intensité i .

On note que pour les collecteurs principaux qui évacuent les ruissellements de grands bassins, il est recommandé d'adopter une période de retour de dimensionnement de 10 ans.

Coefficients de Montana a,b :

Les coefficients a et b , sont fixés pour chaque région et période de retour données.

Ces paramètres a et b interviennent dans la relation de MONTANA comme suit :

$$I(t, F) = a(F) * t^{b(F)}$$

Avec :

$I(t, T)$: l'intensité maximale de la pluie de durée t , de fréquence de dépassement F ,

I est exprimée en millimètres par minute et t en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

Remarque : le coefficient b est toujours négatif dans l'application de la formule ci-dessus.

a et b sont donc en corrélation directe avec l'intensité maximale de la pluie dans une région, ainsi il est préférable d'utiliser les paramètres locaux afin de mieux exprimer la réalité sur le terrain.

Coefficients K, u, v, w :

K, u, v, w sont données par les relations suivantes :

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

$$u(T) = \frac{b * c}{1 - b * f}$$

$$v(T) = \frac{1}{1 - b * f}$$

$$w(T) = \frac{(b * d) + (1 - \varepsilon)}{(1 - b * f)}$$

Avec :

μ , c, d, f, ε , $\beta + \delta$ des paramètres dont les valeurs sont données par l'instruction Française (1977) :

μ	c	d	f	$\beta + \delta$	ε
0,5	-0,41	0,507	-0,287	1,1	0,05

Le coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement exprime la fraction d'eau de pluie, par rapport à la totalité de la précipitation pluviale, qui parvient à l'égout, il dépend de la nature de la surface drainée, de l'infiltration dans le sol, de l'évaporation et de l'humidification de cette aire. A chaque nature de surface correspond un coefficient de ruissellement qui lui est propre défini suivant des normes universellement reconnues.

Le coefficient de ruissellement global d'un bassin peut donc être calculé à partir des coefficients pondérés par les surfaces de chaque type d'occupation du sol. Ces calculs sont donnés par bassin versant.

$$C = \frac{\sum_i C_i * A_i}{\sum_i A_i}$$

Avec :

- C : Coefficient de ruissellement du bassin versant ;
- A_i : Surface du sous bassin i ;
- C_i : coefficient de ruissellement du sous bassin i.

Les coefficients de ruissellement utilisés selon le type d'habitat considéré sont présentés dans le tableau suivant :

Nature de la couverture végétale	Petits bassins de 0 à 10 ha, présentant une pente de :				Bassins moyens de 10 à 1500 ha, présentant une pente de :			
	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Plus de 30%	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Plus de 30%
Plates-formes et chaussées de routes	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
Terrain dénudé ou à végétation non couvrante. Terrains déjà entachés par l'érosion. Labours frais	0.80	0.85	0.90	0.95	0.70	0.75	0.80	0.85
Cultures couvrantes. Céréales hautes. Terrains de parcours. Petits brousse clairsemée	0.75	0.80	0.85	0.90	0.52	0.60	0.72	0.80
Prairies. Brousses denses. Savane à sous-bois.	0.70	0.75	0.80	0.85	0.30	0.36	0.42	0.50

Tableau 1 : Valeurs du coefficient de ruissellement (normes françaises)

Coefficient d'allongement « M », et le coefficient de correction « m » :

L'allongement M est définie comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique L au côté de la racine de la surface équivalente à la superficie du bassin considéré ; son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{A^{0.5}}$$

L'expression du coefficient de correction m(T) est la suivante :

$$m(T) = \left(\frac{4 * A}{L^2}\right)^t$$

Avec :

- L : longueur hydraulique en hectomètre
- A : surface du bassin hydraulique en hectares
- t : coefficient s'exprime par la relation suivante :

$$t = \frac{0.42 * b}{1 - b^f}$$

Avec b : coefficient de Montana

Formules d'équivalence des bassins assemblés :

L'assemblage des bassins élémentaires consiste à évaluer le débit effectif de chaque bassin versant élémentaire, en tenant compte des débits dus aux autres bassins versants qui lui sont contigus ou situés à l'amont du bassin considéré. Cet assemblage permet, à ce titre de connaître les valeurs de débit aux différents points de rejet.

On opère à partir des bassins de tête, en descendant l'aval, en tenant compte des paramètres équivalents suivants :

Paramètres équivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassins en série	$\sum A_j$	$\sum \frac{C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\sum \frac{C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{I(Q_{pj} MAX)}{\sqrt{\sum A_j}}$

Tableau 2 : Formules d'équivalence des caractéristiques des bassins versant

Avec :

- Aeq : La superficie équivalente de l'assemblage
- Ceq : Le coefficient de ruissellement équivalent
- Ieq : La pente équivalente
- Meq : Le coefficient d'allongement équivalent de l'assemblage.

Il est à noter que :

- Pour les bassins en parallèle La longueur équivalente correspond à la longueur du bassin donnant le débit de pointe le plus élevé.
- Le débit corrigé de l'assemblage doit satisfaire les conditions suivantes :
Max (Q1 et Q2) < Qeq < Q1 + Q2 Avec Q1 et Q2 débit des deux bassins élémentaires assemblés.
 - ✓ Au cas où Qeq < Max (Q1 et Q2) on prend Qeq = Max (Q1, Q2)
 - ✓ Au cas où Qeq > Q1 + Q2 on prend Qeq = Q1 + Q2

Les assemblages en série

Les assemblages en série se font lorsque deux bassins versants se suivent sur un même cheminement hydraulique.

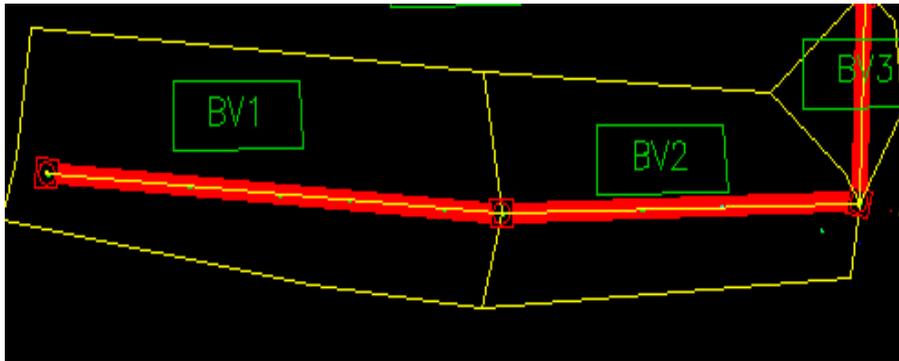


Figure 2 : Exemple de Bassins en série

Les assemblages en parallèle

Les assemblages en parallèle se font lorsque deux bassins versants se rejoignent au même exutoire en ayant un cheminement hydraulique différent.

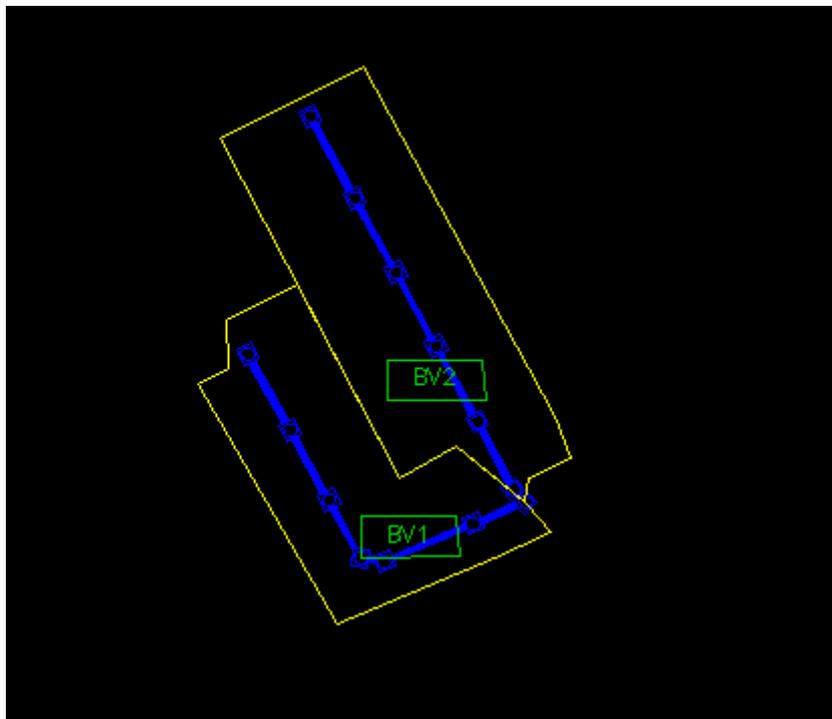


Figure 3 : Exemple des bassins en parallèle

Validité de la formule de Caquot:

- La formule de Caquot n'est valable que dans les conditions suivantes :
- La limite supérieure de la surface du bassin ou du groupement de bassins est fixée à 200 ha.
- La valeur de la pente doit rester comprise entre 0,2 % et 5%.
- La valeur du coefficient de ruissellement C, doit rester comprise en 0,2 et 1.
- Le coefficient d'allongement $M \geq 0,8$.

3. Calcul des débits des eaux usées :

Les écoulements d'eaux usées ou de temps sec se composent des écoulements d'eaux usées (domestiques, artisanales et industrielles) et des écoulements parasites (eaux pluviales injectées dans le réseau). Les débits d'eaux usées sont estimés en général d'après les consommations moyennes par habitant pour les eaux d'origines domestiques ou par activité pour les effluents industriels. Ces calculs sont simples et leur programmation ne nécessite pas des algorithmes complexes.

3.1 Eaux usées domestiques :

La quantité d'eau usée rejetée se déduit d'un calcul de besoin en eau en tenant compte d'un coefficient de restitution de 0,8 à 0,85 c'est-à-dire que la quantité rejetée par les habitants est égale à 80 à 85% de la quantité d'eau consommée. (On prend en général 80%)

Le débit moyen des eaux usées exprimé en litres par secondes (l/s)

$$Q_{mEUD} = C_{dep} \cdot 0,8$$

C_{dep} : la consommation domestique en eau potable (l/s)

$$C_{dep} = dot \cdot \frac{N_{hab}}{86400}$$

dot : la dotation en eau potable l/s/habitant

N_{hab} : Le nombre d'habitants de la zone considérée

Le réseau d'eau usée se dimensionne avec le débit de pointe des eaux usées est déterminé à partir du débit futur d'eau potable du centre.

On détermine d'abord le débit moyen en temps sec.

$$Q_{ms} = Q_{mEUD} \cdot C_{pj}$$

C_{pj} : le coefficient de pointe journalier

$$C_{pj} = \frac{\text{Volume d'eau de 10 journée la plus chargée}}{\text{Volume journalier moyen}}$$

Le coefficient de pointe Journalier est généralement égal à 1,2 (LYDEC prend : 1,25)

Le débit de pointe des eaux usées se calcule à partir du débit moyen journalier par l'application de deux coefficients :

$$Q_{pEUD} = Q_{mEUD} \cdot C_{ps} \cdot C_{ph}$$

$$Q_{pEUD} = Q_{ms} \cdot C_{ph}$$

C_{ph} : le coefficient de pointe horaire

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{1,25 \cdot Q_{mEUD}}}$$

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{ms}}}$$

Si $C_{ph} > 4$: on prend la valeur 4

Si $C_{ph} < 1,5$: on prend la valeur 1,5

3.2 Eaux usées industrielles :

Les débits générés par les industries sont calculés en se basant sur le ratio de consommation d'eau de l'industrie en m³/ha loti /j.

Sachant la surface lotie S_{lotie} , le débit moyen des eaux usées industrielles est obtenu par :

$$Q_{mEUI} = Ratio \cdot S_{lotie}$$

Or le débit de pointe des eaux usées industrielles est donné par la relation suivante :

$$Q_{pEUI} = Q_{mEUI} \cdot C_p$$

C_p : le coefficient de pointe égale à 2,4, ce qui correspond à un rejet s'étalent sur 10 heures de fonctionnement de l'industrie par jour.

3.3 Autres considérations :

Normalement l'étanchéité du réseau n'est pas garantie à 100%, il y a lieu de tenir compte des eaux parasites d'infiltration dans le réseau.

Ces eaux parasites sont considérées en débit variant de 10% à 30 % du débit de pointe des eaux usées domestiques et industrielles.

Le débit de dimensionnement d'un réseau séparatif eaux usées est alors :

$$Q_p = Q_{pEUI} + Q_{pEUD} + (10\text{à }30\%) \cdot (Q_{pEUI} + Q_{pEUD})$$

4. Dimensionnement des canalisations :

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

4.1 Formule de CHEZY (Ecoulement uniforme) :

Dans l'instruction technique de 1977, les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY

$$V = C\sqrt{R \cdot I}$$

V : Vitesse d'écoulement en m/s

R : Rayon hydraulique avec : $R = \frac{S}{P}$

S : section mouillée en m²

P : périmètre mouillé en m

I : Pente de l'ouvrage

C : Coefficient pour lequel on adopte celui donné par la formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

γ est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées

4.1.1 Canalisation d'eau usées :

Il se forme une pellicule grasse dans les ouvrages qui améliore les conditions d'écoulement. Aussi, le coefficient de Bazin γ peut être pris égal à 0,25 en tenant compte des inégalités dans le réseau et d'éventuelles intrusions de sable ou de terre.

C peut donc être représenté approximativement par l'expression $C=70.R^{1/6}$

On obtient donc :

$$V = 70 \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

et le débit capable de l'ouvrage Q_c :

$$Q_c = V \cdot S = 70 \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot S$$

4.1.2 Canalisation d'eaux pluviales ou unitaires :

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses.

Le coefficient de Bazin γ peut être pris à 0,46. C peut donc être représenté approximativement par l'expression $C=60.R^{1/4}$.

On obtient donc :

$$V = 60 \cdot R^{\frac{3}{4}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

et le débit capable de l'ouvrage Q_c :

$$Q_c = V \cdot S = 60 \cdot R^{\frac{3}{4}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot S$$

4.2 Formule de MANNING-STRICKLER :

$$C = K \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

$$V = K \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_c = V \cdot S = K \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot S$$

K = Coefficient de Manning - Strickler

S = Section mouillée de l'ouvrage au m²

P = Périmètre mouillé de l'ouvrage en m

R = Rayon hydraulique de l'ouvrage S /P en m

I = Pente longitudinale de l'ouvrage en m/m

V = Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en m/s

Qc = Débit capable de l'ouvrage en m³/s

Valeurs courantes de K utilisées pour les études :

- Ouvrages en fonte, béton, grès, PVC, PEHD, ... : K = 70 à 80
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : K = 40 à 45
- Fossés profonds engazonnés : K = 25 à 30

Il faut distinguer les coefficients annoncés par les fabricants (coefficients allant jusqu'à 110 calculés en laboratoire sur une canalisation neuve sans dépôt) et les coefficients réels qui tiennent compte de la fixation de matières en suspension dans le fond des ouvrages (ce biofilm se substitue alors au coefficient de Manning – Strickler du matériau de l'ouvrage).

4.3 Contrainte de calage des réseaux :

4.3.1 Canalisation d'eaux usées :

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont :

- Diamètre minimum de 200 mm pour éviter les risques d'obstruction
- Pente minimum : 0,002 m/m
Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité
- Couverture minimale de la canalisation : 80 cm
En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard : 50m
- Regard à chaque changement de pente ou de direction
- Vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.
Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Conditions d'autocurage :

- A pleine ou à demi-section : $V \geq 0,70$ m/s ou à l'extrême rigueur 0,50 m/s (dans ce cas, le rapport des vitesses est égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieure à 0,70 m/s)
- Pour une hauteur d'eau égale au 2/10 du Φ : $V \geq 0,30$ m/s (le rapport des vitesses étant égal à 0,6, on vérifiera que $0,6 VPS \geq 0,3$ m/s)
- La hauteur d'eau doit être égale aux 2/10 du Φ , assuré par le débit moyen actuel. (Le rapport des débits étant égal à 0,12, on vérifiera que $Q_{moyen} \geq 0,12 QPS$)

En pratique, on pourra considérer que l'autocurage est respecté si $V \geq 0,30$ m/s pour le débit journalier moyen actuel.

4.3.2 Canalisation d'eaux pluviales ou unitaires :

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- Diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- Pente minimum : 0,003 m/m
Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- Couverture minimale de la canalisation : 80 cm
En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra.
- Regard à chaque changement de pente ou de direction.
- Vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.
Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

Conditions d'autocurage :

- Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0,60$ m/s
(quand $rQ=Q/QPS= 0,1$; $rV=V/VPS=0,55$ donc on vérifiera que $VPS \geq 1$ m/s)
- Pour 1/100 du débit à pleine section : $V \geq 0,30$ m/s
Ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

Ces limites sont respectées avec des vitesses a pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

CHAPITRE 2 : Méthodologie de dimensionnement d'une station de pompage :

1. Généralités :

1.1 Rôle des stations de pompage en assainissement :

En général, dans un réseau d'assainissement on essaie de faire véhiculer les eaux usées gravitairement, si éventuellement la topographie et la nature du terrain le permettent. Parfois cette solution devient difficile à cause de certaines contraintes topographiques et géotechniques (exemples : terrains accidentés ou trop plats, terrains très rocheux, etc...). Donc pour éviter de caler le réseau à des profondeurs excessives, on fait recours à des stations de pompage (refoulement ou relèvement, selon la cas). Les stations de pompage permettent d'élever le niveau des eaux usées d'un point à un autre en vue de leur déversement dans des ouvrages tels que regards de visite ou autres ouvrages spéciaux.

1.2 Différence entre un poste de refoulement et un poste de relèvement :

Un poste de refoulement est un poste qui consiste à relever l'eau et la refouler jusqu'à une certaine distance pour être déversée dans un ouvrage. La distance de refoulement peut être importante et peut atteindre quelques kilomètres. Tandis qu'un poste de relèvement (ou relevage) est un poste qui consiste à relever l'eau jusqu'à un certain point pour être déversée gravitairement après.

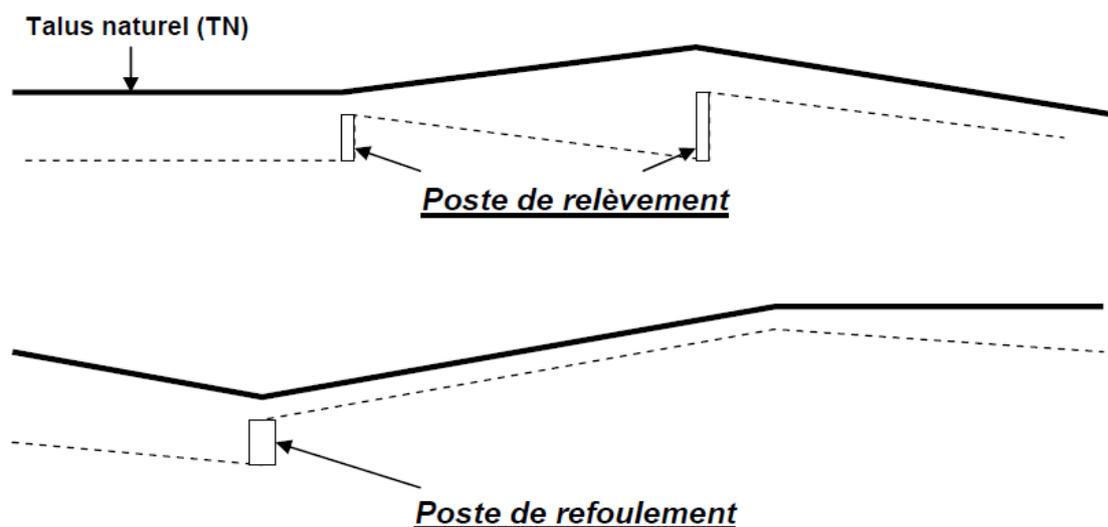


Figure 4 : Différence entre poste de refoulement et poste de relèvement

1.3 Caractéristiques des effluents en assainissement :

Les eaux usées sont des eaux qui contiennent des déchets liquides et des débris solides plus ou moins importants, tels que :

- Matières organiques (matières fécales...)
- Boues chargées de sables, de peinture, d'huile, de graisses, de copeaux métalliques.
- Déchets divers de volumes plus ou moins variés, tels que : pierres, bouteilles, papiers.

Ces liquides peuvent être très également :

- Très visqueuses (à cause de graisses, huiles ou d'autres produits provenant d'industrie),
- Abrasifs (à cause de sable, produits d'usinage, ...),
- Corrosifs ou agressifs (à cause de PH élevé).

Donc les pompes doivent être bien choisies pour résister à ce genre d'effluents.

1.4 Composition des stations de pompage :

Généralement une station de pompage des eaux usées se compose de :

Partie Génie civil :

- Un puisard (ou bêche), coulé sur place ou préfabriqué,
- Chambre des vannes
- Ouvrage abritant le dégrilleur
- Ouvrages annexes et aménagements divers (regards, locaux techniques, clôture, aire de manœuvre, espace vert, ...)

Partie Equipement :

- Système de dégrillage (manuel ou automatique)
- Une ou plusieurs pompes
- Les conduites d'aspiration
- Des appareils de robinetterie (vannes d'isolement, clapets anti-retour, ...)
- Des appareils pour la mesure débits (débitmètre électromagnétique)
- Un dispositif de fonctionnement automatique (automate programmable, poires de niveau, etc...)
- Un dispositif d'homogénéisation, mélangeur, vanne de brassage ou compresseur de débouillage)
- Appareils de protection éventuelle contre les coups de bélier
- Pièces spéciales et accessoires de raccordement (coudes, tés, manchettes de traversées, cônes de réduction, joints de montage, ...)
- Système de levage, d'accès et d'entretien (portique avec palan, échelles de descente, ...)

Elaboration d'un outil de calcul des systèmes d'assainissement

- Trappes de visite (grilles caillebotis, tôles striées, ...)
- Equipement électrique (alimentation électrique, poste transformateur éventuel, armoire électrique et de commande, éclairage, etc...)

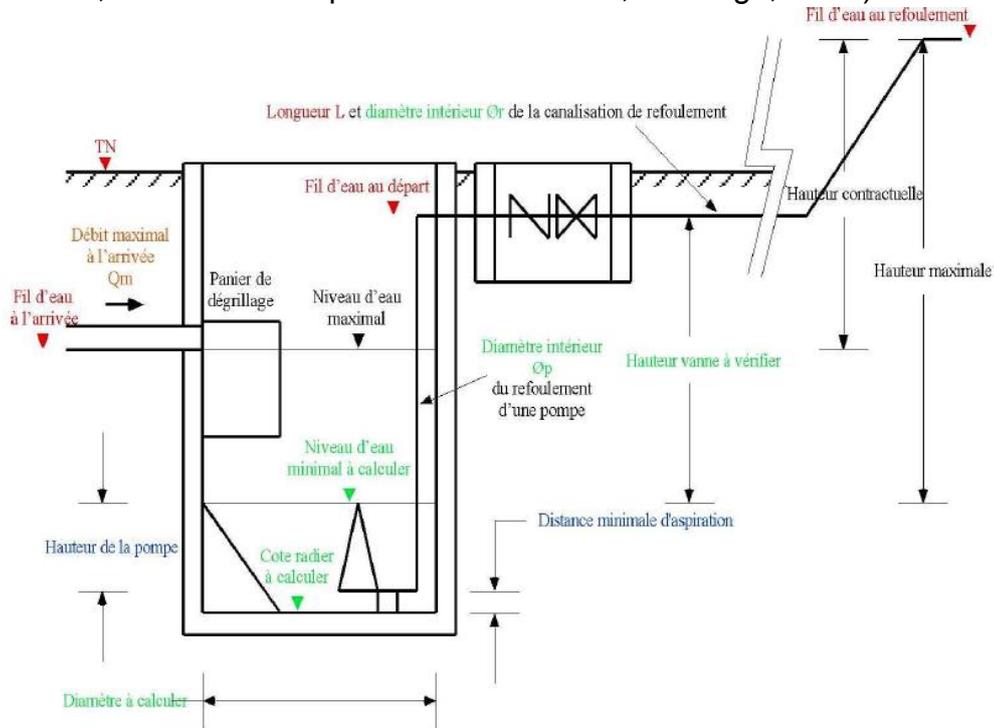


Figure 5 : Exemple de schéma d'une station de pompage

1.5 Les types de stations de pompage :

Deux types de stations peuvent être citées :

- Station à cale sèche
- Station immergée

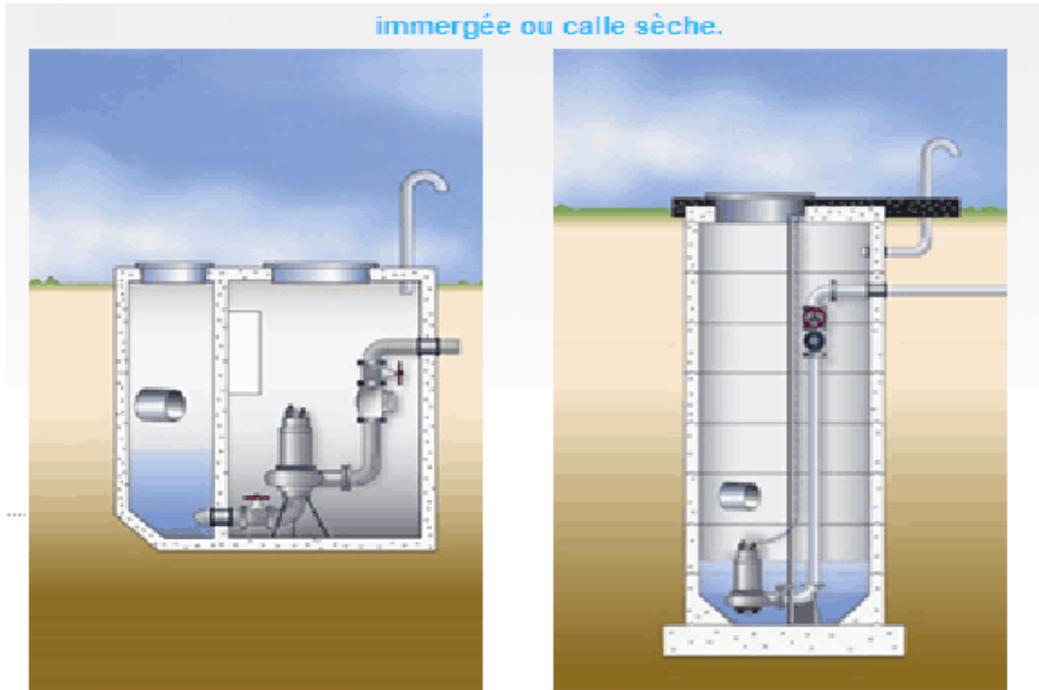


Figure 6 : Différence entre station immergée ou cale sèche

1.5.1 Station à cale sèche :

Dans une station à cale sèche, la chambre des pompes et la bêche humide (ou puisard) sont séparées.

Le choix de ce type de station doit résulter d'une étude d'ordre fonctionnel, à savoir :

- L'accessibilité,
- L'entretien des groupes de pompage (pompe et moteur)

Les pompes peuvent être à axe horizontal ou vertical.

1.5.2 Station immergée :

Dans une station immergée, la bêche (ou puisard) et la chambre des pompes sont confondues, c'est-à-dire les pompes sont placées directement dans la bêche.

Le choix de ce type de station doit résulter d'une étude d'ordre économique, à savoir:

- Coût de génie civil
- Coût des de l'ensemble des équipements
- Frais d'exploitation (entretien, énergie électrique, ...)

Les pompes peuvent être à axe horizontal ou vertical.

1.6 Les pompes :

1.6.1 Principe :

Les pompes pour eaux usées des pompes rotor-dynamiques, c'est-à-dire utilisant un mouvement de rotation pour communiquer l'énergie au fluide pompé. Ces pompes

utilisant donc des roues tournant à grande vitesse (1.500 à 3.000 tours/mn) dans une volute ou corps pompe.

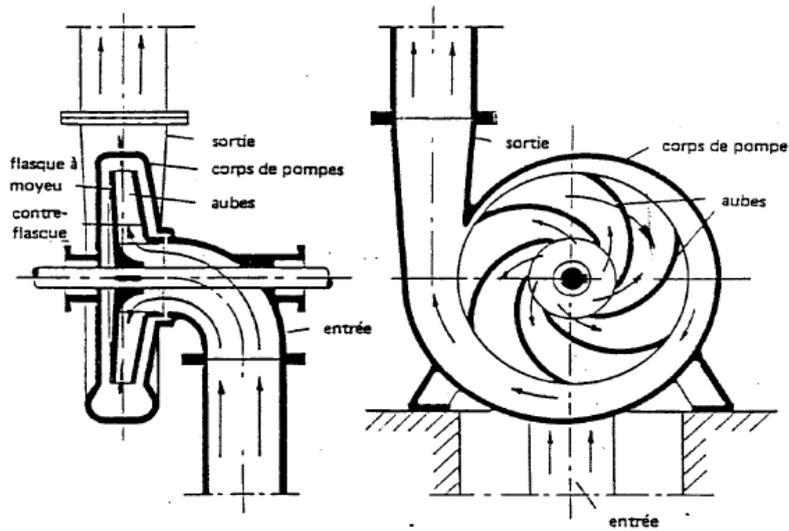


Figure 7 : Schéma de fonctionnement d'une pompe pour eaux usées

1.6.2 Catégories des pompes :

Généralement les pompes véhiculant des liquides se divisent en deux catégories principales :

Les pompes centrifuges : le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge.

Les pompes volumétriques : l'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide.

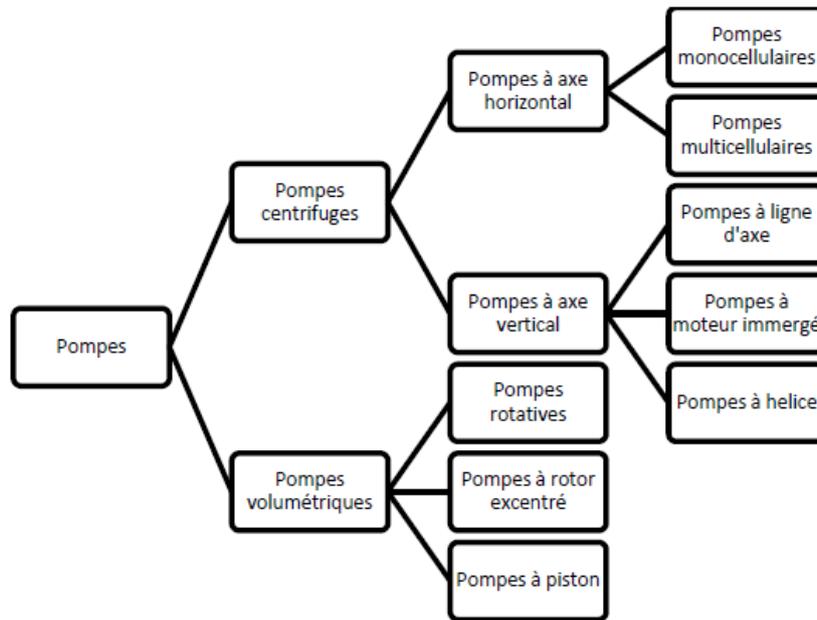


Figure 8 : Catégories des pompes

1.6.3 Les pompes centrifuges :

Une pompe centrifuge est constituée par :

- Une roue à aubes tournant autour de son axe
- Un distributeur dans l'axe de la roue
- Un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.

Le liquide arrive dans l'axe de l'appareil par le distributeur et la force centrifuge le projette vers l'extérieur de la turbine. Il acquiert une grande énergie cinétique qui se transforme en énergie de pression dans le collecteur où la section est croissante. L'utilisation d'un diffuseur (roue à aubes fixe) à la périphérie de la roue mobile permet une diminution de la perte d'énergie

1.6.4 Les pompes volumétriques :

Une pompe volumétrique se compose d'un corps de pompe parfaitement clos à l'intérieur duquel se déplace un élément mobile rigoureusement ajusté. Leur fonctionnement repose sur le principe suivant :

- exécution d'un mouvement cyclique
- pendant un cycle, un volume déterminé de liquide pénètre dans un compartiment avant d'être refoulé à la fin.

Ce mouvement permet le déplacement du liquide entre l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement.

1.6.5 Formes des roues :

Le choix correct de la forme de roue est décisif pour un fonctionnement fiable et économique d'installation de relevage d'eaux résiduaires en fonction de la nature du liquide véhiculé, de son degré de pollution, de la taille et du volume des constituants et de leur fluidité.

Les formes de roues qui sont généralement utilisées sont les suivantes :

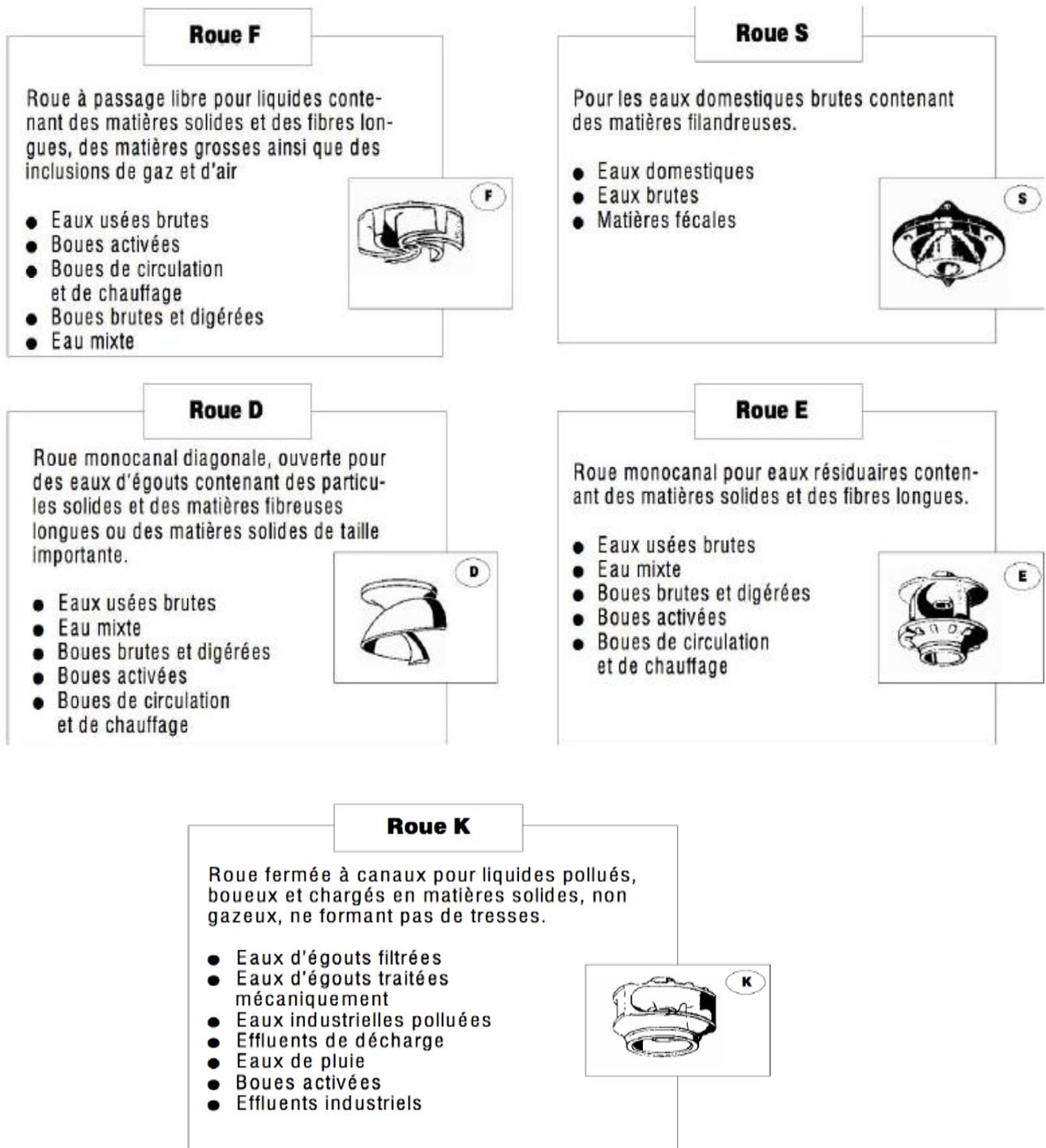


Figure 9 : Formes de roues

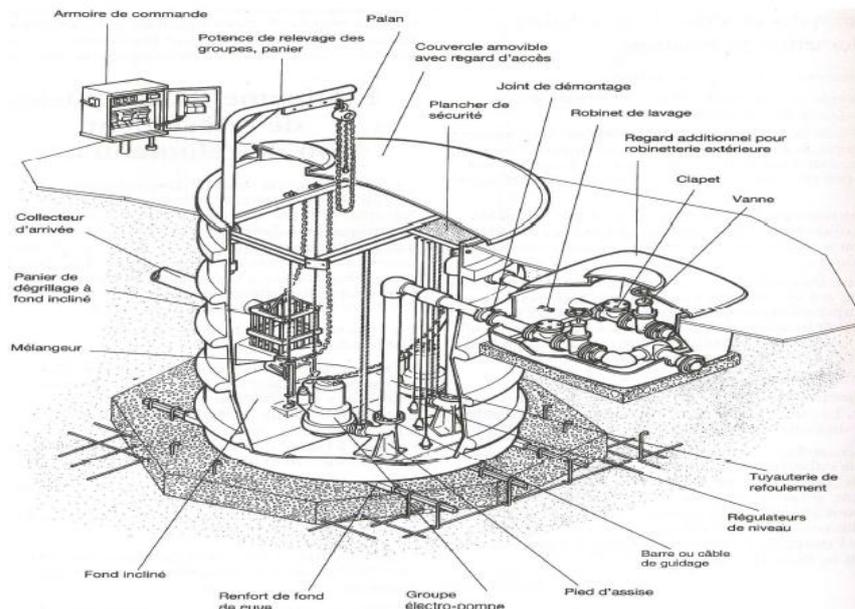
1.7 Bâche d'aspiration :

Pour définir correctement une bâche, il faut tenir compte des points suivants :

- Le flux doit être de manière appropriée vers les aspirations des pompes de façon à éviter les tourbillons et les pertes hydrauliques.
- Afin d'éliminer les tourbillons de surface entraînant l'air dans la bâche, les parois doivent être disposées de façon à éviter les zones de stagnation. Il est souvent

souhaitable d'avoir une cloison à proximité de l'aspiration des pompes pour réduire toute tendance aux tourbillons localisés et à la formation de vortex qui peuvent causer des remous locaux à poche d'air ou de cavitation. Pour éviter les remous de surface, la profondeur d'eau doit être supérieure à une certaine valeur minimum.

- Bien qu'il faille éviter les turbulences excessives ou les tourbillons importants, une certaine turbulence est utile dans la prévention et le développement des vortex persistants.
- Les sédiments qui pourraient provoquer un encrassement ne doivent pas pouvoir s'accumuler dans la bêche. Les régions de stagnation ou de très basse vitesse doivent être évitées. Un sol en pente et des angles arrondis ou des socles sont souvent utilisés pour éviter la sédimentation.
- Les boues et corps flottant peuvent demeurer dans toute zone relativement calme de la surface de l'eau et seront enlevés par pompage. Le niveau d'eau doit être abaissé autant que possible à intervalles régulier de manière à augmenter les vitesses de déplacement et la turbulence, à condition que l'air ne soit pas entraîné dans la pompe. Cela contribuera aussi à éviter toute tendance à l'accumulation de sédiments en fond de bêche.
- Dans certains cas, des cloisons de séparation peuvent être requises entre les pompes. En règle générale, ces cloisons devront être proche des pompes des deux côtés.



Type de bêche circulaire préfabriquée

Figure 10 : Bêche d'aspiration

1.8 Ballon anti-bélier :

Phénomène de coup de bélier :

Le coup de bélier résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite

subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (Propagation par ondes) ; le coup de bélier est donc un phénomène "oscillatoire".

Causes et conséquences du phénomène :

Les principales causes sont :

- Fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpressions et/ou de dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables, ce qui aura pour conséquence la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement.

Donc Les appareils anti-bélier devront avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression. Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit.

Réservoir d'air anti-bélier :

Le ballon anti-bélier est chargé de protéger la conduite contre les régimes transitoires. Ce sont les variations de pressions générées par la disjonction simultanée de toutes les pompes qui sera plus particulièrement étudiée. Au moment de l'arrêt des pompes, l'air contenu dans le ballon se détend et pousse l'eau stockée dans la partie inférieure vers la conduite. On limite ainsi à des valeurs acceptables pour la canalisation les dépressions et surpressions qui résultent de cette transition.

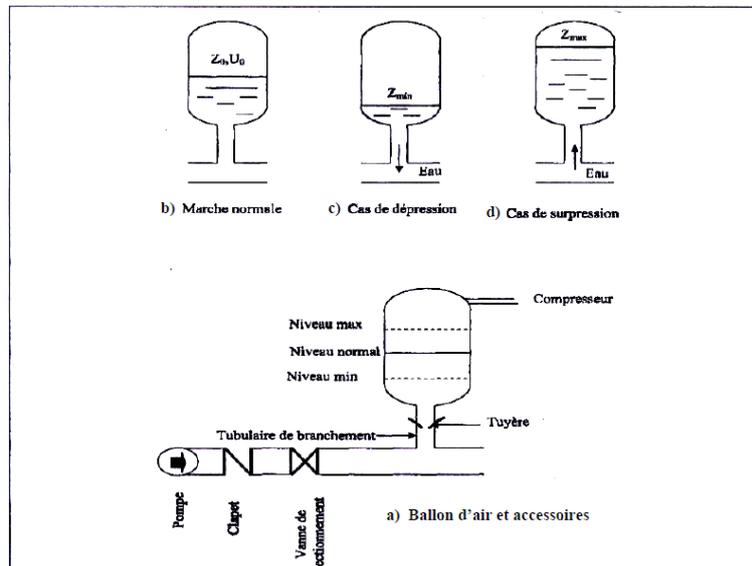


Figure 11 : Réservoir d'air anti-bélier

2. Principes de conception et de dimensionnement :

2.1 Hauteur manométrique totale :

Pour véhiculer un liquide d'un endroit à un autre, la pompe doit fournir une certaine pression appelée hauteur manométrique totale, cela dépend des conditions d'aspiration et de refoulement.

La hauteur manométrique totale HMT d'une pompe est la différence de pression entre les orifices d'aspiration et de refoulement.

Lors du pompage d'un liquide, la pompe ne doit pas seulement fournir une pression équivalente à celle correspondant à la différence des niveaux entre l'aspiration et le refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale), mais également la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement, la hauteur manométrique totale représente l'énergie globale à mettre en jeu pour élever l'eau jusqu'au réservoir :

$$HMT = Hg + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref}$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique totale
- Hg : Hauteur géométrique
- ΔH_{asp} : Perte de charge dans la conduite d'aspiration
- ΔH_{ref} : Perte de charge dans la conduite de refoulement

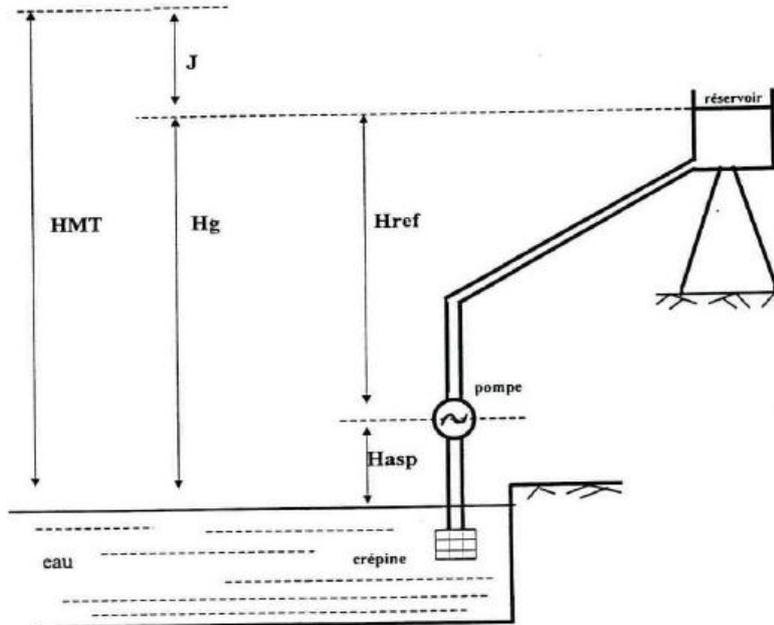


Figure 12 : La hauteur manométrique totale

2.2 Pertes de charges :

On distingue deux types de perte de charge :

- La perte de charge linéaire représentant l'énergie perdue entre les deux points,
- La perte de charge singulière qui intervient lorsque l'écoulement uniforme est localement perturbé.

Pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge linéaires sont produites par les frottements du fluide sur les parois des conduites, par des changements de section ou de direction.

La formule la plus utilisée pour le calcul des pertes de charge linéaire en conduite est la formule de DARCY :

$$\Delta H = \lambda * \frac{L * V^2}{2 * g * D}$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite en m
- D : Diamètre de la conduite en m
- V : Vitesse moyenne d'écoulement dans la conduite en m/s
- g : Accélération de la pesanteur : 9,81 m/s²
- λ: Coefficient de Colebrook, défini par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left(\frac{k}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right)$$

Où :

k : Le coefficient de rugosité

Re : Nombre de Reynolds ($Re=(V*D)/\mu$, $\mu = 1,03 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, étant la viscosité cinématique de l'eau).

Pertes de charge singulières :

Les pertes de charges singulières ou pertes locales sont provoquées notamment par la croissance de la turbulence qui se produit au niveau des coudes, des tés et des vannes..., sont de la forme :

$$\Delta H = K * \frac{V^2}{2 * g}$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (en m/s).
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).
- K : Coefficient dépendant du type de la singularité.

Le calcul des pertes de charges pour chaque singularité est assez délicat, à cause de leur multitude et des caractéristiques imprécises de chacune d'elle.

2.3 Puissance d'un groupe de pompage :

Un groupe de pompage est constitué d'un moteur électrique qui fait tourner une pompe.

Le rôle de ce groupe est de transformer la puissance électrique en une puissance hydraulique qui permet à l'eau d'attendre des niveaux élevés.

Elle a pour expression :

$$P_{\text{HYDRAULIQUE}} = \rho g Q H$$

Avec :

- P : Puissance en W
- ρ : Poids volumique de l'eau = 1000Kg/m³
- g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²

- Q : Le débit à transiter en m³/s
- H : Hauteur manométrique en m

2.4 Rendement d'un groupe de pompage :

Le rendement d'un groupe permet de mettre en évidence la partie de l'énergie perdue lors du fonctionnement du groupe. Il s'exprime par :

$$\eta = P_{\text{HYDRAULIQUE}} / P_{\text{ELECTRIQUE}}$$

- η : Rendement global du groupe
- $P_{\text{HYDRAULIQUE}}$: Puissance hydraulique
- $P_{\text{ELECTRIQUE}}$: Puissance électrique

2.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe :

Pour employer une pompe d'une manière optimale, il faut connaître ses courbes caractéristiques qui illustrent entre autres la variation de la hauteur manométrique et du rendement en fonction du débit.

- La courbe caractéristique Q-Hp
- La courbe de rendement

2.6 Le point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe indique le débit qu'elle est capable de fournir pour une HMT donnée. La HMT est égale aux pertes de charge du circuit (réseau) sur lequel elle est installée. Le point de fonctionnement est l'intersection des courbes caractéristiques de la pompe et du réseau.

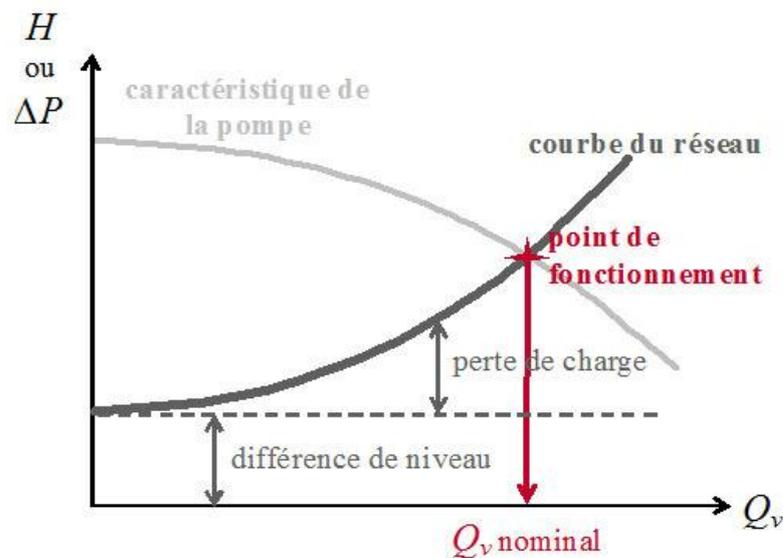


Figure 13 : Point de fonctionnement de la pompe

- La courbe caractéristique de la pompe représente ses possibilités de fonctionnement. Elle est fournie par le fabricant.
- La courbe caractéristique du réseau représente l'évolution de ses pertes de charge (PdC) en fonction du débit.

Les critères d'acceptation du point de fonctionnement : une fois le débit de fonctionnement accepté par rapport à sa valeur quantitative, il faut examiner deux paramètres qualitatifs :

- Acceptabilité du rendement
- La sécurité du point de vue de la cavitation.

Pour répondre au deuxième point, il faut superposer sur le même graphe, d'une part, les courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite pour trouver le point de fonctionnement, et d'autre part, les courbes du NPSH_{disponible} et du NPSH_{requis} pour trouver le débit critique au-delà duquel il y a cavitation. Si le débit de fonctionnement est supérieur à ce débit critique il y a cavitation.

2.7 Assemblage des pompes :

Une station de pompage renferme généralement plusieurs pompes arrangées en séries ou en parallèle pour plusieurs considérations techniques et opérationnelles.

Pompe en parallèle :

On dit que des pompes sont placées en parallèle quand leurs points d'aspirations et de refoulement sont identiques.

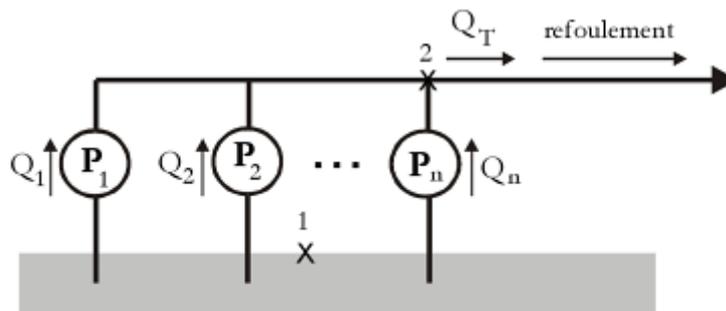


Figure 14 : Pompes en parallèles

En écrivant l'équation de Bernoulli entre les points 1 et 2 pour chacune des pompes on constate que :

$$H_1 = H_2 = \dots = H_n$$

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

Les pompes sont placées en parallèle pour augmenter le débit. Afin de couvrir une grande gamme de variations de débit avec un rendement acceptable, il faut faire démarrer ou arrêter successivement un certain nombre de pompes selon la variation de la demande.

Lorsque plusieurs pompes sont placées en parallèle, il faut examiner séparément la question de la cavitation pour chacune des pompes avec leurs débits individuels respectifs.

Pompes en série :

On dit que des pompes sont placées en série quand le débit qui passe par chacune d'elles est le même alors que les pressions développées s'additionnent. On vérifie le NPSH à l'entrée de la pompe P1 seulement.

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$$

$$HT = H_1 + H_2 + \dots + H_n$$

On utilise donc des pompes en série pour atteindre de grandes hauteurs d'élévation. La courbe caractéristique équivalente de plusieurs pompes en série s'obtient à partir des courbes caractéristiques individuelles en appliquant les deux équations précédentes.

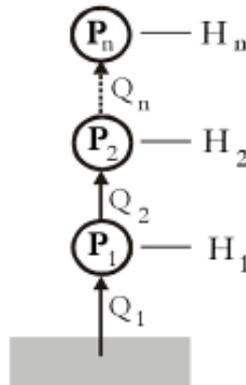


Figure 15 : Pompes en série

Pour des considérations techniques et économiques, on n'utilise pas des pompes en série mais plutôt des pompes multicellulaires qui sont basées sur le même principe. On obtient une pompe multicellulaire en intercalant sur le même arbre plusieurs roues montées en série.

Pour trouver le point de fonctionnement individuel de chacune des pompes placées en série, on commence par trouver le point de fonctionnement de l'ensemble des pompes. Ce point est l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe équivalente C.C.P.E avec la courbe caractéristique de la conduite équivalente C.C.C.E

La hauteur manométrique fournie par chacune des pompes est lue sur la courbe caractéristique pour la valeur du débit égale au débit de fonctionnement. Par ailleurs, la puissance totale absorbée peut être calculée par la formule :

$$P_T = \rho g Q_{\text{fonct}} \left(\frac{H_1}{\eta_1} + \frac{H_2}{\eta_2} + \dots + \frac{H_n}{\eta_n} \right)$$

Où $\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_n$ sont les rendements respectifs des pompes correspondant aux hauteurs de fonctionnement H_1, H_2, \dots, H_n .

Lorsque plusieurs pompes sont placées en série, seul le premier risque de manquer de pression à son entrée et de subir la cavitation. Il faut donc vérifier la condition de cavitation uniquement pour cette pompe.

2.8 Conduite de refoulement :

- La détermination du diamètre économique des conduites de refoulement est fonction des paramètres suivants :
- Coûts d'investissements, de renouvellement et d'entretien de la conduite et de la station de pompage.
- Frais d'énergie, qui est fonction du débit de la HMT.
- Vitesse moyenne d'écoulement qui doit se situer entre 0.5 et 2 m/s. cependant, et compte tenu des faibles débits qui seront mis en jeu, on sera amené à tolérer des vitesses plus faibles sur certaines antennes, allant jusqu'à 0.3 m/s.

Le diamètre économique est celui qui minimise le coût total actualisé du projet (pompage + conduite).

2.9 Prix d'ordre :

Pompage électrique :

→ *Sur réseau :*

L'ONEE-branche eau, et sur la base également de plusieurs marchés de travaux, propose les formules suivantes pour l'estimation du coût des stations de pompage sur réseau, en fonction de la puissance installée.

Puissance installée ≤ 10 kw :

- Cout équipement (en DH) = 50 000 * P(kw)
- Cout Génie civil (en DH) = 40 % du cout de la station

Puissance installée entre 10 et 100 kw :

- Cout équipement (en DH) = 224 000 * $P^{0,35}$ (kw)
- Cout Génie civil (en DH) = 335 000 DH

Puissance installée supérieure à 100 kw

- Cout équipements_(DH) = 11200 x P
- Cout Génie civil (en DH) = 25 % du montant totale.

Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont constitués par des frais fixes et des frais variables.

→ **Frais fixes :**

Les frais fixes sont les suivantes

- Les frais d'entretien
- Les frais d'amortissement qui correspondent aux montants de renouvellement, qui sont fonction des durées de vie des ouvrages
- Les frais du personnel
- Les frais divers liés au système d'AEP

○ **Frais d'entretien**

Ils seront calculés sur les bases suivantes :

- Puits, forages et sources : 1.0% de l'investissement/an.
- Réseau de conduites : 0.5 % de l'investissement/an.
- Réservoir et BF : 0.5 % de l'investissement/an.
- Equipement des stations de pompage et de traitement : 3 % de l'investissement/an.
- Ligne électrique : 1 % de l'investissement/an.
- Pistes : 3%

○ **Frais de renouvellement :**

Les durées de vie, qui seront retenues dans le cadre du présent projet pour le calcul des montants de renouvellement, sont les suivantes :

- Conduites : 40 ans
- Réservoirs et GC des stations de pompage et BF : 50 ans
- Equipement des stations de pompage : 13 ans
- Puits, forages et sources : 30 ans
- Lignes électriques : 20 ans
- Pistes : 40 ans

○ **Frais du personnel :**

Ces frais s'élèvent respectivement à :

- 382 700 DH /an pour les stations de pompage.

○ **Frais généraux et divers :**

Ils sont estimés à 20% des frais du personnel.

○ Frais Véhicules

❖ Frais d'acquisitions

Ils sont estimés comme suit :

- Un véhicule pour la station de pompage.
- Deux véhicules pour les stations de traitement.

Les véhicules sont amortissables en 5 ans à 100 000 DH à l'acquisition chacun, soit 20 000 DH/an/Véhicule.

❖ Frais d'entretien et de fonctionnement de véhicules :

Ils sont estimés à 2000 DH/an/véhicule, soit des charges annuelles de véhicules :

- 24.000 DH/an dans le cas de la situation de pompage
- 48.000 DH/an dans le cas d'une situation de traitement.

➔ Frais variables :

Les frais variables sont liés à l'utilisation des ouvrages d'AEP et dépendent du volume d'eau consommés par les usagers ; ils sont constitués par les frais d'énergie et ceux de traitement.

○ Frais d'énergie des stations de pompage

Le calcul des frais d'énergie des stations de pompage électrique se présente de la manière suivante :

La puissance nécessaire pour élever d'une hauteur manométrique H un débit Q est :

$$P = \frac{g * Q * H}{r}$$

Avec :

Q=Débit en m³/s

H =Hauteur manométrique en m

R = rendement de la station de pompage

G= 9,81 m/s²

L'énergie annuelle correspondante en kWh est donnée par la formule suivante :

$$Wa = \frac{g * Va * H}{r * 3600}$$

Avec V_a le volume annuel en m^3

Par conséquent, les frais d'énergie annuel pour vaincre la hauteur manométrique totale

$$D_n = W_a \times e$$

D'où
$$D_n = 9,81/3600 \times \frac{H * V_a * e}{r}$$

e : le prix du kWh = 1 DH

Ces frais comprennent la prime fixe qui s'élève à 250 DH/KV/AN.

2.10 Dimensionnement de la bache :

Volume de marnage minimal :

Pour conserver au moteur sa température normale de fonctionnement, un volume de marnage est nécessaire.

Ce volume est fonction du :

- Nombre de pompes.
- Débit de la pompe.
- Nombre de démarrages dans l'heure usuel : $N = 6$.
- Nombre de pompes : n

Dans ce cas :

$$V_u = \frac{Q}{4 * N * n}$$

- Le niveau maximal correspond au fil d'eau d'arrivée (pas de mise en charge de la canalisation gravitaire).
- Le volume de marnage permet de définir le niveau d'eau minimal (attention en cas de fonctionnement de deux pompes, il faut imbriquer deux marnages avec environ 0,10 m de décalage).
- Pour un refroidissement correct du moteur électrique, la pompe doit habituellement être recouverte d'eau ce qui revient à dire que la cote du radier est elle aussi définie.

2.11 Dimensionnement des réservoirs d'air :

Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

Dans ce cas, on considère le phénomène comme une oscillation en masse, c'est-à-dire :

- On néglige l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau (mouvement en bloc).
- Les pertes de charge ne sont pas prises en considération dans la conduite de refoulement.
- Le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.

Suite à ces hypothèses, on aura à faire le calcul simplifié d'un réservoir d'air qui peut largement suffire pour des petites installations d'environ 30 l/s et de 1000 à 1200 m de longueur de refoulement.

VIBERT a donné une expression relativement simple qui permet d'avoir le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 . Les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air en marche normale sont Z_0 et U_0 . Z_0 est la pression absolue exprimée en mètres d'eau. Si on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite, la pression absolue Z_0 est telle que :

$$Z_0 = H_r + 10$$

Où H_r correspond à la hauteur géométrique de refoulement.

On distingue ici deux phases :

- ✓ **1ère phase** : A la fin de la dépression, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc plus faible ; ainsi la pression absolue est Z_{min} .
- ✓ **2ème phase** : A la fin de la surpression, l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera dans ce cas Z_{max} .

VIBERT a donné un abaque permettant d'avoir U_0 , et ceci en utilisant l'expression suivante :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} = \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Dans laquelle U_0/LS , h_0/Z_0 et $1/f(Z/Z_0)$ se trouvent sur les trois échelles de l'abaque

- U_0 : Volume d'air en m³.
- L : Longueur de la conduite en m.
- S : Section de la conduite en m².
- $h_0 = V_0^2/2g$

Etapes du calcul simplifié d'un réservoir d'air :

1. Déterminer la valeur maximale du coup de bélier.

2. Déterminer la pression au moment du retour de l'onde (Valeur max du coup de bélier + H_0).
3. Comparer la valeur obtenue ci-dessus avec la pression admissible dans la conduite (P_{adm}).
4. Calculer la valeur de Z_0 : $Z_0 = H_0 + 10$ (Pression absolue).
5. Calculer la valeur de Z_{max} : $Z_{max} = P_{adm} + 10$ (Pression absolue).
6. Calculer Z_{max} / Z_0 .
7. Calculer la valeur de h_0 : $h_0 = V_0^2 / 2g$
8. Calculer h_0 / Z_0 .
9. Lire sur l'abaque de Vibert les valeurs de ($U_0 / L S$) et (Z_{min} / Z_0) en utilisant respectivement les valeurs de Z_{max} / Z_0 et h_0 / Z_0 .
10. Déduire la valeur de U_0 .
11. Déduire la valeur de U_{max} tout en sachant que : $U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min}$.
12. Calculer la pression restante définie par : $Z_{min} - 10$.
13. Déterminer la dépression qui est égale à : $H_0 -$ Pression restante.

Chapitre 3 : Méthodologie de dimensionnement des ouvrages spéciaux

1. Déversoir d'orage :

Définition :

Les déversoirs d'orage sont des ouvrages utilisés sur le réseau d'évacuation des eaux des agglomérations possédant un réseau unitaire. Ils tirent leur nom (déversoir) du nom de la structure de « trop-plein » construite en amont des moulins à eau. Ils permettent de rejeter une partie des effluents dans le milieu naturel ou dans un bassin de rétention, sans passer par la station d'épuration.

L'utilisation des déversoirs remonte aux Romains qui utilisaient déjà de telles structures.

Au Moyen Âge, l'utilisation de l'énergie hydraulique nécessitait le contrôle des débits et l'utilisation de seuils similaires à ceux employés aujourd'hui dans les déversoirs d'orage.

À la fin du xix^e siècle, les premiers déversoirs d'orage virent le jour en même temps que les réseaux d'assainissement des grandes villes. Ils avaient alors pour objet de rejeter dans le milieu naturel les débits que les collecteurs aval ne pouvaient pas absorber de façon à éviter les inondations.

Dans les années 1970, la prise de conscience de la pollution des eaux de ruissellement a donné un nouveau rôle aux déversoirs : celui de transférer vers les stations d'épuration le maximum de pollution et si possible tous les flottants.

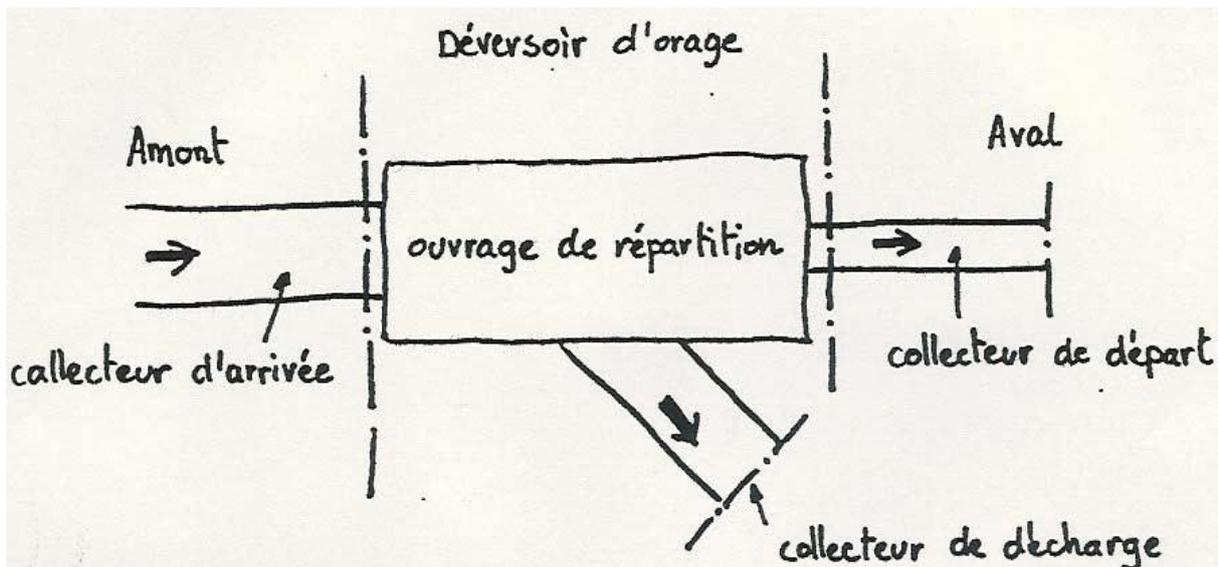


Figure 16 : Schéma d'un déversoir d'orage

Principe :

En cas de fortes pluies, la capacité des stations ne permet pas toujours de traiter l'ensemble des effluents produits. Il est alors nécessaire de dévier ces flux afin d'éviter l'encombrement des conduites et l'inondation des agglomérations.

Un déversoir d'orage va donc dévier une partie des effluents lorsque le débit en amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle *débit de référence*.

Un déversoir d'orage doit assurer quatre fonctions principales :

- Envoyer les eaux usées de temps sec vers la station d'épuration en limitant les chutes de vitesse d'écoulement afin d'éviter les phénomènes de décantation.
- Envoyer les eaux usées et celles des petites pluies vers la station d'épuration sans « surverse ».
- Déverser les débits de pluie supérieurs au débit de référence.
- Empêcher l'entrée d'eau en provenance du milieu naturel dans le réseau : les déversoirs d'orage étant reliés au milieu naturel, il est possible qu'une rivière en crue viennent s'y engouffrer

Les déversoirs d'orages permettent de diminuer la charge des stations d'épuration, mais de l'autre côté, ils déversent une grande quantité de matières polluantes provenant des eaux usées dans le milieu naturel par temps de pluie.

Le calcul des déversoirs d'orage a trait :

- A la galerie proprement dite
- Au seuil de déversement dont la cote conditionne le fonctionnement de l'ouvrage.

La galerie doit être calculée pour pouvoir transiter la totalité des débits amont.

Aucune règle générale ne peut être fournie quant à la fréquence de fonctionnement des déversoirs, celle –ci étant essentiellement fonction des conditions locales.

Calcul d'un déversoir d'orage :

La procédure de dimensionnement des déversoirs d'orage est :

- Evaluation du débit maximum conservé à l'aval vers la station d'épuration, selon une dilution admissible à la station. Ce débit est de l'ordre de 3 à 6 fois le débit de temps sec.
- Détermination de la valeur du seuil de fonctionnement ainsi que la valeur de remplissage de la conduite d'amenée, cette dernière valeur déterminant le niveau de trop plein.

- Pour les débits de l'événement orageux considéré, on calcule ensuite la longueur du déversoir par application des formules du seuil (fonction du type de l'ouvrage).

La formule utilisée pour le calcul est la suivante :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} b^{0,83} h^{1,67}$$

Q_d : débit du flot déversé en (m³/s)

μ : coefficient de déversoir

b : longueur de la crête déversante (m)

h : hauteur de charge(m)

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

On peut déterminer le débit du collecteur principal s'amenant vers la station d'épuration lorsque la dilution 5 (1 partie d'eau usée pour 4 parties d'eau pluviale) est atteinte par rapport au débit de temps sec.

En connaissant le

- Diamètre du collecteur principal avant le déversoir d'orage :
- Pente
- Débit par temps de pluie
- Débit par temps sec

On demande de (après avoir déjà calculer la hauteur partielle par temps de pluie H_p et la hauteur partielle lorsque le débit = Coefficient d'interception*débit par temps sec H_c) :

- Calculer la longueur du déversoir
- Calculer le diamètre du tuyau d'étranglement (eau usée) après le déversoir sur une longueur de 40m.

On utilise l'équation de Manning Strickler:

$$Q = K_s \cdot A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Calcul de la longueur du seuil du déversoir par la formule suivante :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} b^{0,83} h^{1,67}$$

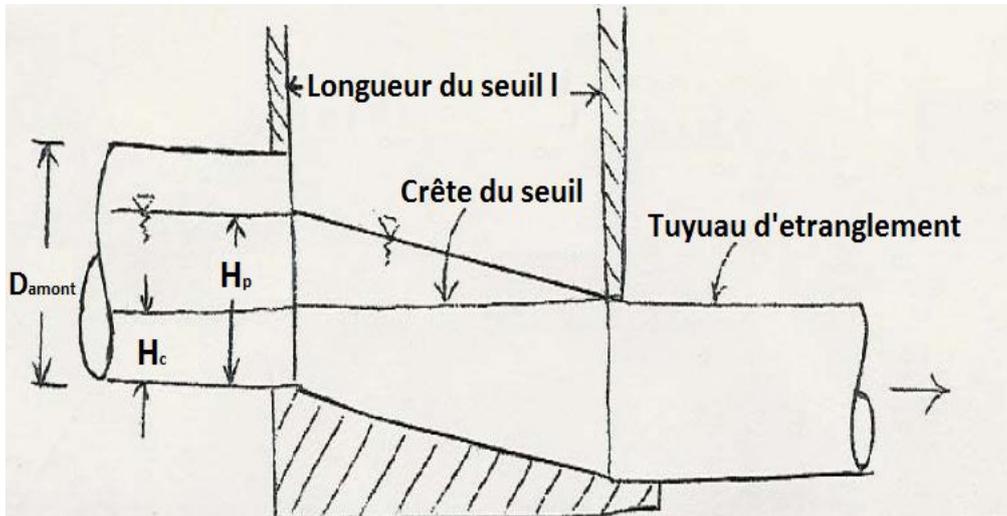


Figure 17 : Coupe transversale

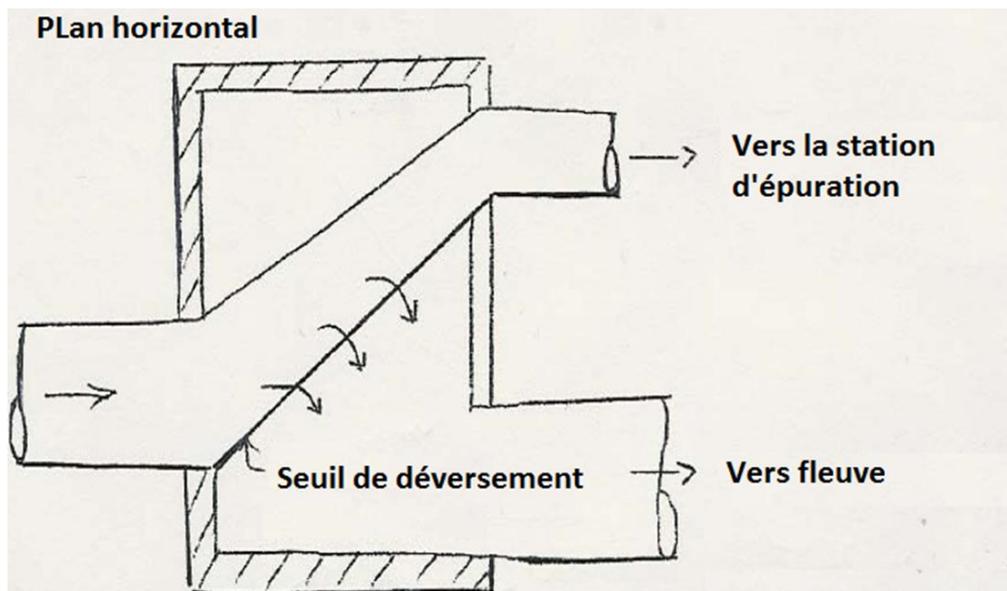


Figure 18 : Plan horizontal

2. Bassin de dessablement :

Définition :

Les bassins de dessablement sont des ouvrages qui permettent d'éliminer les matières facilement décantables qui sont véhiculées par les eaux usées et pluviales (le plus souvent du sable).

Il pourra néanmoins être nécessaire de les placer sur le réseau d'assainissement pour la protection des ouvrages contre :

- Le frottement au niveau des collecteurs et pompes.
- Les pertes en volume utilisables dues aux dépôts qui se forment rapidement.

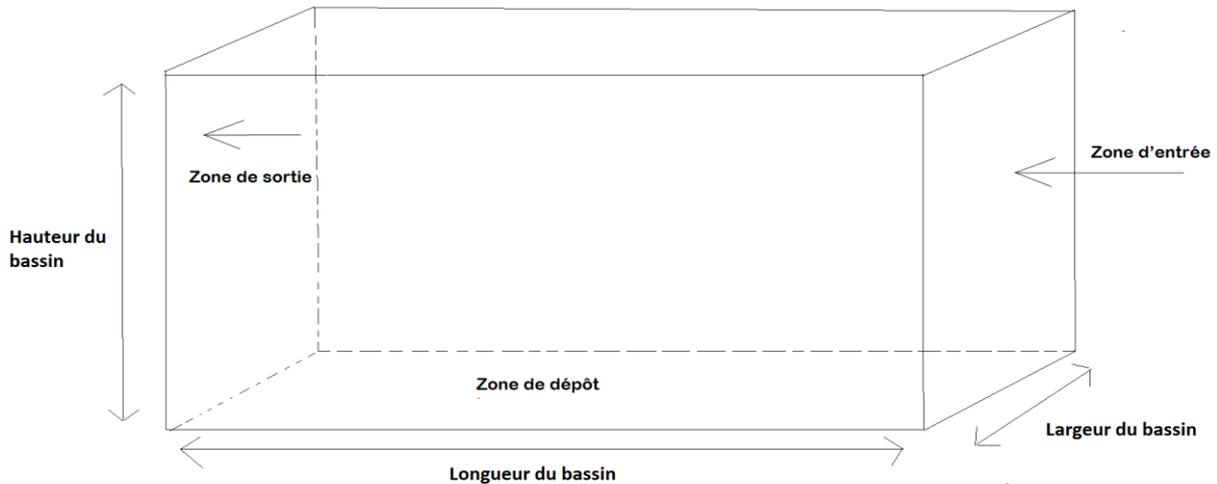
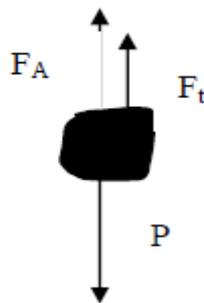


Figure 19 : Bassin de dessablement

Principe :

Une particule discrète de volume et densité constants en chute libre dans le vide tombe avec une accélération $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. Quand cette chute a lieu au sein d'un fluide, il faut tenir compte de la poussée d'Archimède et d'une force de résistance au mouvement de la particule appelée force de traînée qui dépend essentiellement de la viscosité du fluide et de la vitesse de la particule. Lorsqu'une particule chute dans l'eau, sa vitesse augmente jusqu'à ce que les forces d'accélération (poids) équilibrent les forces de frottement. Cette situation correspond au point d'équilibre



Avec : P : le poids de la particule $P = m_p \times g = \rho_p \times V_p \times g$
 F_A : la poussée d'Archimède $F_A = \rho_l \times V_p \times g$
 F_t : la force de traînée $F_t = C_t \times A \times \rho_l \times \frac{V_p^2}{2}$

Où :

- V_p : volume de la particule
- ρ_p : masse volumique de la particule

- ρ_L : masse volumique du liquide
- A : aire de la section de la particule (surface de sa projection sur un plan orthogonal à l'écoulement)
- C_t : coefficient de traînée
- v_p : vitesse de chute de la particule
- g : accélération de la pesanteur.

D'où

$$V_p \times g \times (\rho_p - \rho_L) = C_t \times A \times \rho_L \times \frac{v_p^2}{2}$$

$$v_p^2 = 2 \times V_p \times g \times \frac{(\rho_p - \rho_L)}{C_t \times A \times \rho_L}$$

Pour calculer v_p il faut connaître V_p , A et C_t donc la géométrie exacte de la particule et le coefficient de traînée C_t . On prend le cas d'une particule sphérique de diamètre d

$$V_p = \pi \times \frac{d^3}{6} \quad , \quad A = \pi \times \frac{d^2}{4}$$

$$v_p^2 = \frac{4}{3} \times d \times g \times \frac{(\rho_p - \rho_L)}{C_t \times \rho_L}$$

v_p augmente de tant plus que d augmente : la particule chute alors plus rapidement. Le coefficient C_t est une fonction du nombre de Reynolds (Re) et de la forme de la particule.

Avec :

$$Re = \frac{v_p \times \rho_L \times d}{\mu_L}$$

Calcul de la vitesse de chute d'une particule de diamètre connu

Il semble impossible de faire le calcul de v_p alors qu'il faut connaître cette valeur pour calculer Re et de là faire le choix de l'équation appropriée.

Par manipulation algébrique, on arrive à définir le critère suivant :

$$K = d \times \left[\frac{\rho_L \times g \times (\rho_p - \rho_L)}{\mu_L^2} \right]^{1/3}$$

$K = d \times \left[\frac{\rho_L \times g \times (\rho_p - \rho_L)}{\mu_L^2} \right]^{1/3}$	C_t	Equation	v_p
$K \leq 2,6$	$\frac{24}{Re}$	Stocks	$v_p = \frac{1}{18} \times g \times \frac{(\rho_p - \rho_L)}{\mu_L} \times d^2$
$2,6 \leq K \leq 44$	$\frac{18,5}{Re^{0,6}}$	Cas Intermédiaires	$0,153 \times g^{0,71} \times d^{1,14} \times \frac{(\rho_p - \rho_L)^{0,71}}{\rho_L^{0,29} \times \mu_L^{0,43}}$
$45 \leq K$	0,44	Newton	$1,74 \sqrt{\frac{g \times d \times (\rho_p - \rho_L)}{\rho_L}}$

Tableau 3 : Formule de la vitesse de sédimentation

Matériau	Densité relative
Sable de silice	2,65
Graviers à silice	2,65
Matériaux divers	1,03 à 2,65
Argile hydratée	1,03
Bactéries , algues	1,01
Matériaux organiques	1,01 à 1,50
Flocons d'alumine	1,01 à 1,18
Flocons ferriques	1,05 à 1,34

Tableau 4 : Densité relative de certains matériaux

Particule	Diamètre (mm)
Gravier	2 - 10
Sable grossier	0,5 - 2
Sable moyen	0,25 - 0,50
Sable fin	0,10 - 0,25
Sable très fin	0,05 - 0,10
Bactéries	0,001
Argile	0,0001 - 0,005

Tableau 5 : Taille de certaines particules

3. Bassin d'orage :

Définition :

Les bassins d'orage sont utilisés dans le cas où on cherche à réduire les dimensions des collecteurs projetés à l'aval en étalant les débits de pointe sur un temps imposé par les conditions d'écoulement à l'aval.

On peut utiliser les dépressions naturelles comme des bassins de rétention, si on les relit au réseau d'assainissement pour l'évacuation des débits de ruissellement stockés pendant un certain temps dans la dépression.

Ces bassins sont constitués par un corps de bassin et un ouvrage aval constitué par un seuil d'évacuation qui peut être un déversoir ou un orifice



Figure 20 : Bassin d'orage

Avantages :

- Bonne intégration paysagère possible.
- Réduction des débits de pointe à l'exutoire.
- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.

Inconvénients :

- Les bassins de rétention peuvent avoir une importante emprise foncière.
- La fréquence d'entretien va varier selon le type de bassin, selon sa capacité et la qualité des eaux pluviales retenues.
- Dépôts de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes générés sont très faibles.

- Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans le bassin et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont

Conception :

Collecte des eaux et alimentation :

La collecte des eaux pluviales en amont et l'alimentation du bassin sont réalisées par :

- Des canalisations,
- Un système de « dégrillage », de pièges à flottants,
- Une protection évitant toute intrusion dans les canalisations (type tête d'aqueduc de sécurité),
- Des bouches d'injection,
- Un aménagement, un accompagnement des eaux afin d'éviter toute érosion prématurée (pour une alimentation par déversement, aménagement jusqu'au fil d'eau du bassin).

Structure du bassin :

- Mise en place d'un géotextile et/ou une géomembrane en fonction de la destination du bassin et du type d'eau retenue (possibilité de contamination, zone à « risques »),
- Pente des talus le plus faible possible (facilite l'entretien),
- Pour des pentes de talus importantes, privilégier le profil emboîté (marches d'escalier),
- Stabilisation des talus par végétalisation ou autre méthode (géogrilles, dispositifs antibatillage, enrochements, tunage, rondins, ...),
- Rampe d'accès jusqu'en fond de bassin pour assurer un entretien mécanique (passage suffisant et étudié en fonction du bassin et du type d'engin assurant l'entretien),
- Systèmes de mise à l'air et clapet de décharge.

Evacuation et « ré-essuyage » des eaux :

L'évacuation de la totalité des eaux collectées est assurée par la mise en œuvre de :

- Système de drainage des eaux stockées au point bas (« ré-essuyage ») par noue, caniveau, cunette ou drain d'évacuation pour assurer l'absence d'eau stagnante après vidange,
- Faible pente en fond de bassin afin de rassembler les eaux vers le système de drainage

Exutoire :

L'exutoire est composé :

- D'une protection évitant toute intrusion dans les canalisations (type tête d'aqueduc de Sécurité),
- D'un organe ou orifice de régulation,
- D'une surverse de sécurité.

Calcul du volume d'un bassin de rétention :

L'instruction technique Française CG 1333 cite une méthode dite " des Volumes " pour calculer le volume utile d'un bassin de rétention.

L'application de cette méthode revient à calculer un volume V en fonction du temps t, le volume sera maximum quand

$$\frac{dV}{dt} = 0$$

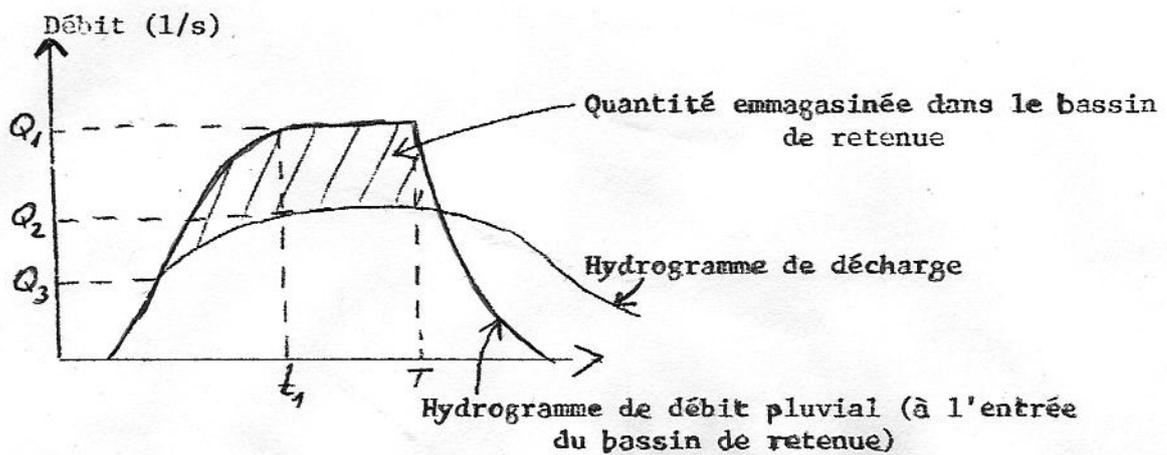


Figure 21 : Hydrogrammes d'entrée et de sortie d'un bassin de rétention

La formule de base pour calculer la capacité d'un bassin de rétention s'écrit :

$$V = h \cdot S \cdot C - Q \cdot t$$

Dans laquelle :

V : est le volume de retenue en m3

h : est la hauteur d'eau tombant pendant un temps t, elle est donnée par la formule :

$$h = a \cdot t^{(1-b)}$$

Où a et b sont les paramètres de la formule de Montana $i = a.t^{-b}$

a : est à multiplier par 10^{-3} pour obtenir h en m;

S : surface en m^2

C : Coefficient d'apport : Fraction du volume d'eau précipitée qui arrive au bassin de rétention

Q : est le débit admissible à l'aval (débit de fuite) en m^3/mn

t : est le temps en mn.

Les formules d'application sont :

$$t = \left[\frac{Q}{a(1-b).S.C} \right]^{-1/b}$$

$$V = a.S.C. t^{1-b} - Q.t$$

La détermination de C est délicate, on pourra adopter en première approximation les valeurs ci-après pour des pourcentages de boisement variant de 0 à 100% :

- Sol imperméable (argileux) - 0,60 à 0,15
- Sol plutôt imperméable - 0,40 à 0,10
- Sol plutôt perméable - 0,20 à 0,05
- Sol perméable (sableux) - 0,10 à 0,05

Le débit de sortie du bassin de rétention s'écrit :

$$Q_s = m\Omega . \sqrt{2gh}$$

Q_s : débit sortant du bassin de rétention (m^3/s)

h : hauteur de l'eau dans le bassin de rétention (m)

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

m : constante caractéristique de l'orifice, $m = 0,7$

Ω : section de l'orifice (m^2)

4. Tranchée drainante :

Définition :

Une tranchée est un ouvrage superficiel, utilisé pour l'assainissement pluvial des voiries et de toitures.

Elles sont remplies de matériaux poreux (massifs de graviers ou de galets, structure réservoir, ...) et revêtues de dalles de béton ou de pelouse. Elles sont le plus souvent équipées d'un système de drainage.

On note qu'il existe deux principaux types de fonctionnement :

- les tranchées drainantes : système de rétention des eaux. L'eau est évacuée grâce à un drain, selon un débit régulé vers l'exutoire (le réseau d'assainissement pluvial traditionnel, le milieu hydraulique superficiel, un système d'infiltration).
- les tranchées infiltrantes : système d'infiltration, couplé au système de rétention. L'évacuation des eaux pluviales se fait par infiltration directe dans le sol mais on peut également la coupler avec un écoulement régulé. Ceci permettra la vidange complète de l'ouvrage.

Avantages :

Les avantages cités dans ce paragraphe sont communs aux deux types de tranchées.

- Réduction des débits de pointe et des volumes s'écoulant vers les exutoires.
- Réalimentation des nappes phréatiques (si infiltration).
- Dépollution efficace des eaux pluviales par « filtration » par interception au travers de la structure (roulé, concassé, ...) surtout dans le cas d'une tranchée infiltrante. Technique peu coûteuse.
- Mise en œuvre facile et maîtrisée.
- Bonne intégration paysagère et dans le tissu urbain.
- Faible emprise foncière.
- Les tranchées sont bien adaptées aux terrains plats dont l'assainissement pluvial est difficile à mettre en place.
- Les tranchées peuvent être couplées avec d'autres techniques alternatives (elles servent ainsi de système drainant en fond de bassin par exemple).

Inconvénients :

Hormis pour le risque de pollution, les inconvénients cités dans ce paragraphe sont communs aux deux types de tranchées.

- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux, ...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.
- Risque de colmatage possible, surtout pour les tranchées le long des voies circulées et arborées.
- Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans la tranchée et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont.
- Nécessité d'un entretien régulier spécifique (nettoyage de la structure réservoir, du drain, des bouches d'injection et des avaloirs...).
- Difficilement applicable pour des terrains naturels à forte pente.
- Technique tributaire de l'encombrement du sous-sol.
- Pour les tranchées infiltrantes risque de pollution de la nappe

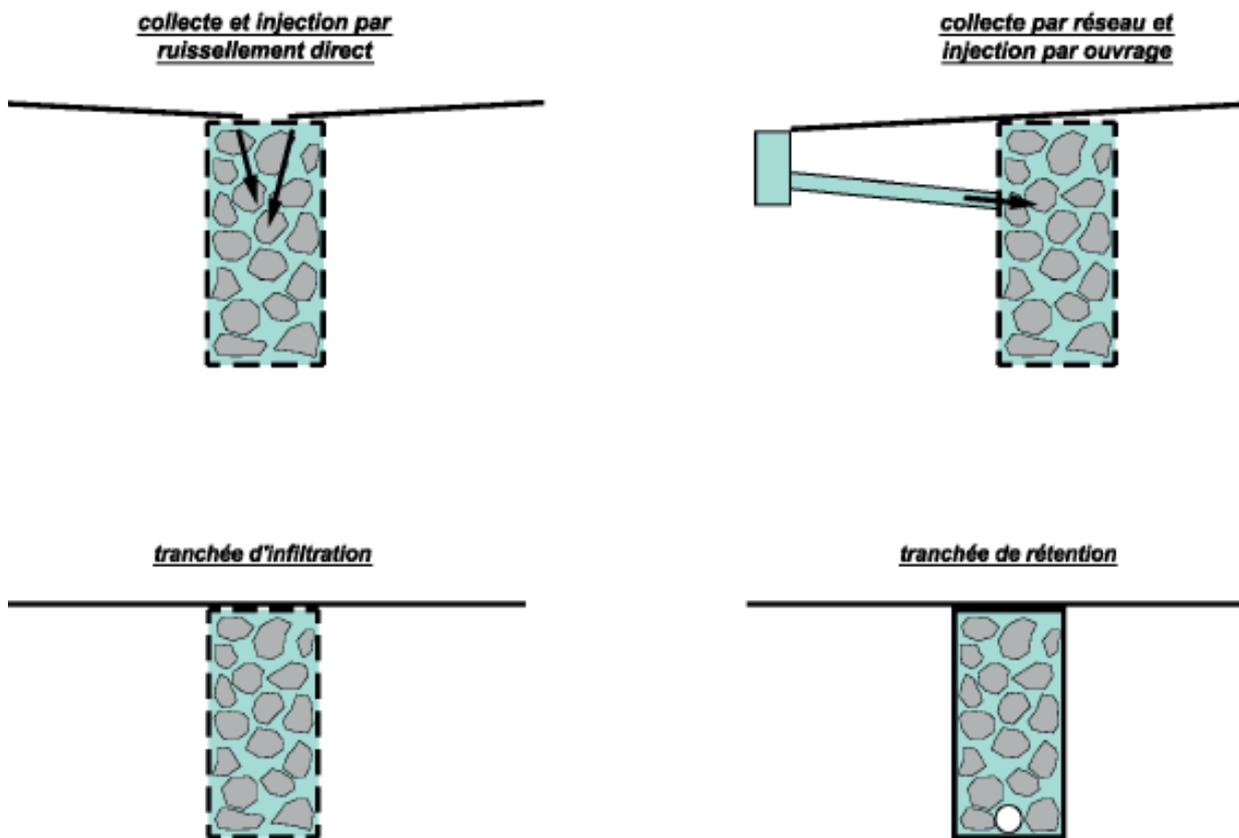


Figure 22 : Types des tranchées drainantes

Conditions et domaine d'utilisation :

L'alimentation en eau durant l'épisode pluvieux peut se faire :

- Par ruissellement direct, en général en fond de petite noue ;
- Par déversement du réseau pluvial dans un drain au sein de la tranchée.

Les aménagements réalisés sur les tranchées sont divers et variés. Ils peuvent être sous la forme d'espaces verts, de chemins piétonniers, comme des promenades ou des trottoirs ou bien en voies d'accès pour les véhicules comme des parkings.

Pour mettre en œuvre une solution technique d'infiltration (tranchée infiltrante), il faut s'assurer de la présence d'horizon géologique favorable à l'infiltration, dans les couches superficielles (1m à 1.5m). Ceci grâce aux résultats d'une étude hydrogéologique.

On vérifie grâce aux résultats de l'étude :

- Que la perméabilité du sol permette l'infiltration des eaux collectées dans un laps de temps « respectable » (durée d'infiltration après orage < 6h) ;
- Que la nature des couches géologiques du sol permette l'infiltration des eaux de pluie et de ruissellement générées par deux épisodes pluvieux décennaux se succédant en l'espace de 24h ;
- Que la nature des couches géologiques du sol et l'environnement immédiat (habitation, sous-sol, terrains pentus, ...) soit compatible avec l'infiltration (effondrements, glissements de terrain, création de « nappe » perchée provoquant l'inondation des sous-sols, ...).

Conception :

Collecte des eaux :

La collecte des eaux pluviales en amont et l'alimentation de la tranchée sont réalisées par :

- Des bouches à grille ou avaloirs,
- Des bouches d'injection,
- Des dalles,
- Des canalisations,
- Des caniveaux,
- Des systèmes de « dégrillage », de pièges à flottants, de pièges à particules fines,
- Un regard de répartition, un regard visitable ou permettant l'entretien (tringlage, curage, ...).

Revêtement de surface :

Il peut être constitué de :

- Couche de surface étanche (dalles, ...), tout revêtement poreux tel que le béton poreux est prohibé,
- Galets,
- Gazon,
- Couche de sable sous le premier revêtement (assure une filtration des eaux collectées).

Intérieur de la tranchée :

La tranchée est composée par :

- Du roulé, concassé et galets de porosité supérieure à 30%, matériaux alvéolaires ou structures préfabriquées de porosité élevée
- Un drain P.V.C. CR8, diamètre drain tranchée en domaine public $D=300\text{mm}$
- Diamètre drain tranchée privative individuelle $D=200\text{mm}$
- Des cloisons éventuelles si la pente du terrain est trop importante.
- Le positionnement du drain dans la tranchée est fonction de son action :
 - Rétention : le drain est placé en fond de tranchée, elle est remplie par mise en charge.
 - Infiltration : le drain est placé en haut de tranchée, l'eau ruisselle avant infiltration dans le sol.

Calcul d'une tranchée drainante :

Le calcul du dimensionnement est itératif car il convient d'attribuer une première fois une profondeur, une longueur et une largeur à la tranchée pour estimer S et le débit de fuite Q_f . On vérifie alors si le volume de stockage nécessaire V_n est plus petit ou égal au volume disponible V_d dans la tranchée (ou avec les ouvrages associés). Si l'inégalité $V_n \leq V_d$ n'est pas satisfaite on augmente la taille de la tranchée (ou des ouvrages associés) ou on place des cloisons jusqu'à ce qu'elle soit obtenue.

Le volume disponible V_d est égale au volume géométrique multiplié par la porosité du matériau.

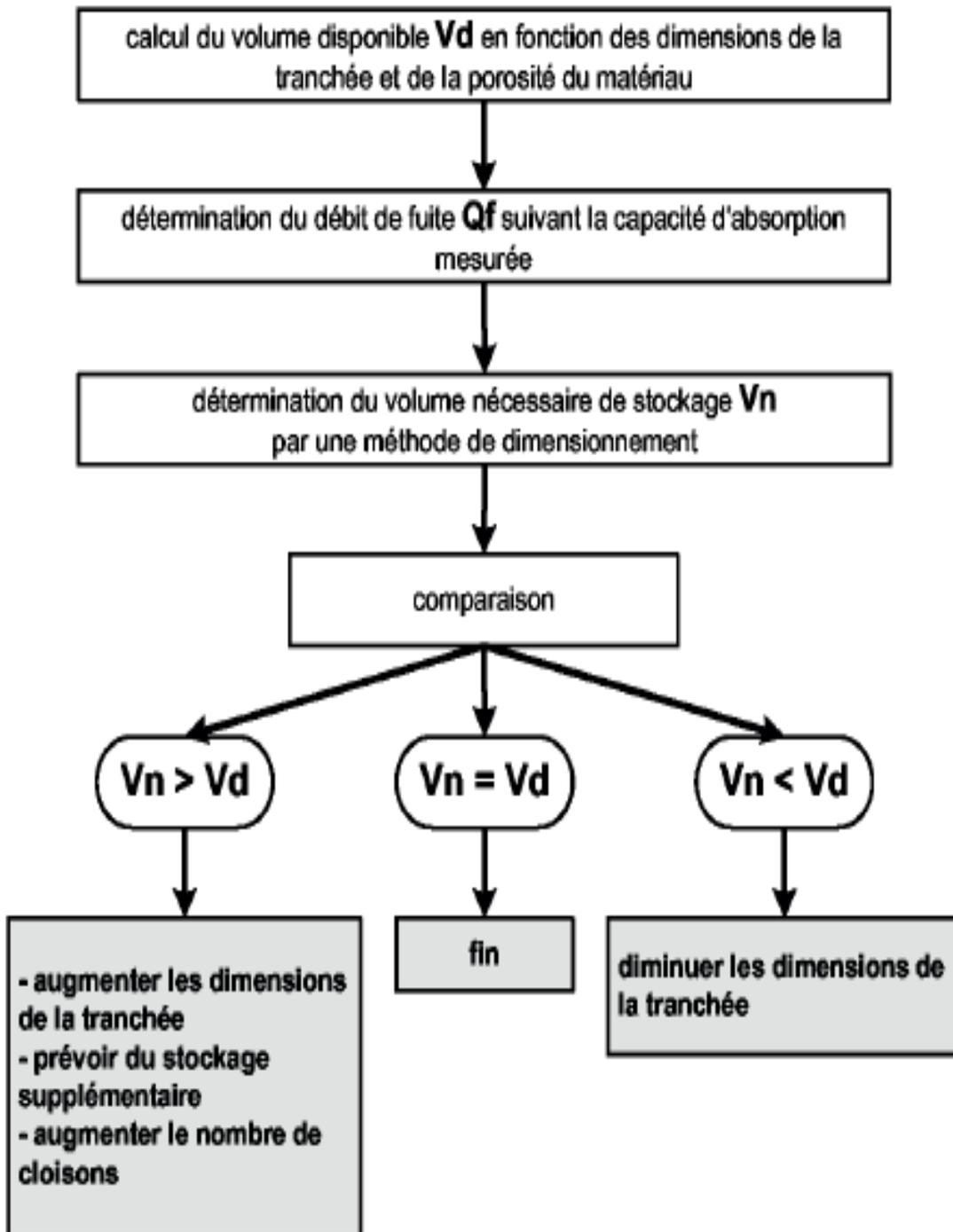


Figure 23 : Démarche à suivre pour le dimensionnement de la tranchée

CHAPITRE 4 : Méthodologie de dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées à boues activées :

1. Généralités :

La station d'épuration est une installation qui sert à dépolluer l'eau usée pour éviter la destruction totale des écosystèmes aquatiques et naturelles due aux effluents pollués

Donc une station d'épuration a plusieurs objectifs :

- Protection de santé public
- Protection des sources naturelle d'eau potable
- Protection de system aquatique
- Protection des terrains adjacents.

L'épuration sera faite en plusieurs phases. Chaque phase peut être accomplit par plusieurs procédures ou types des équipements. Les phases principales de traitement sont :

- **Traitements préliminaires** : élimine les matériels qui endommagent les équipements sans être traités.
- **Traitement primaire** : élimine les solides décantables ou flottables.
- **Traitement secondaire** : élimine le DBO et les matières dissous et suspendues à l'aide des réactions biologiques.
- **Traitement tertiaire** : utilise le traitement physique et chimique pour éliminer le reste de DBO, le solide et matières organiques restants.
- **Désinfection** : élimine tous les microorganismes et les pathogènes qui peuvent provoquer des maladies ou infecter le système naturel
- **Traitement des Boues** : stabilise les solides retirés durant le traitement des eaux usées, désactive les organismes pathogènes et réduit leur volume en éliminant l'eau.

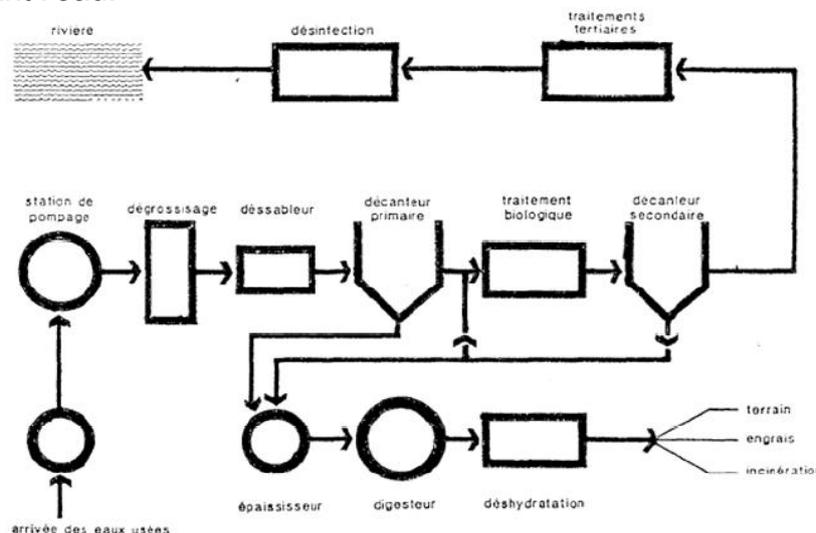


Figure 24 : Schéma de principe. Traitement complet des eaux usées

La figure au-dessus montre le schéma d'écoulement d'une station comportant la chaîne complète des traitements. Dans la pratique, on peut faire appel à une filière plus ou moins simplifiée, selon les objectifs visés.

1.1 Sources d'eau usées :

Les eaux usées sont en général résidentielles, industrielle, pluie durant l'hiver et déchet d'origine animal.

- Déchets d'origine humaine, habituellement provenant des toilettes (papier hygiénique usagé, chiffons, urine, autres fluides corporels). On utilise la désignation d'eau noire.
- Fuite et déversement de fosse septique.
- Evacuation d'installation de traitement d'eaux d'égout.
- Eau de lavage (personnes, vêtements, sols, vaisselle, etc..) également connu comme eau grise.
- Eaux souterraines infiltrées dans le réseau d'égout.
- Liquides manufacturés en surplus provenant de sources domestiques (boissons, huiles de cuisine, pesticides, huiles de graissage, liquides de peinture, de nettoyage, etc.).
- Écoulement urbain des précipitations sur les routes, les parkings, les trottoirs (contient des huiles, ordures, traces de carburant, résidus de caoutchouc, métaux de gaz d'échappement des véhicules, etc.).
- Drainage des routes (huile, agents de dégivrage, résidus de caoutchouc).
- Drainage de tempête (presque n'importe quoi, y compris voitures, chariots, arbres, bétail, etc.).
- Pertes industrielles.
- Drainage industriel d'un site

1.2 Caractéristiques des eaux usées :

Les eaux usées possèdent des caractéristiques physiques, chimiques et biologiques.

1.2.1 Constituants physiques :

Les principales propriétés physiques sont les suivantes :

- **Couleur** : la couleur est grise quand elle est fraîche. En vieillissant elle devient noire à cause d'activité bactérienne en milieu anaérobie.
- **Odeur** : plus la couleur est foncée, plus l'odeur est forte et désagréable à cause des réactions anaérobiques, la formation de gaz H₂S ou la prolifération de certains micro-organismes qui nuisent aux procédés conventionnels de traitement.
- Conception de station d'épuration
- **Température** : elle est relativement plus élevée que celle de l'eau de consommation. La température est un élément très essentiel car elle affecte les réactions chimiques et biologiques durant le traitement.

- **La concentration en matières solides en suspension** : On les appelle aussi MES. Les MES se subdivisent en deux catégories : les matières fixes et les matières volatiles. C'est-à-dire qu'une partie de MES se volatilise lorsqu'elles sont chauffées à haute température (550 degrés Celsius) ; cette partie constitue la fraction organique et les sels inorganiques volatils.

1.2.2 Constituants chimiques :

- **PH** : Le pH, qui est l'abréviation de potentiel hydrogène, est un paramètre servant à définir si un milieu est acide ou basique. La valeur de pH inférieur à 5 et plus de 10 indiquent généralement que l'eau contient des rejets industriels et n'est pas compatibles avec le traitement biologique. Prétraitement de ces déchets à la source est habituellement exigé puisque les valeurs de Ph extrêmes peuvent endommager les unités de traitement biologique.
- **Demande biochimique en oxygène** : L'absorption d'oxygène due au déversement d'eau usée dans un cours d'eau est fonction de la concentration de matière biodégradable qu'elle contient. D'où la notion de demande biochimique d'oxygène de cette eau (DBO). On l'exprime en milligrammes d'oxygène par litre d'eau. La mesure de la DBO5 se fait en laboratoire et consiste à calculer la différence entre la quantité d'oxygène dissous initialement présente dans l'échantillon d'eau et celle existant après incubation de cinq jours à 20 degrés Celsius, à l'abri de la lumière et de l'air. Cette valeur ne représente qu'une fraction de la DBO ultime, soit environ 70%, car la minéralisation complète des matières organiques peut demander jusqu'à 20 jours ou plus. La DBO est donc une façon d'exprimer la concentration en matière biodégradable que contient une eau.
- **La demande chimique en oxygène (DCO)** : est la consommation en dioxygène par les oxydants chimiques forts pour oxyder les substances organiques et minérales de l'eau. Elle permet d'évaluer la charge polluante des eaux usées.
- **Matières azotées** : Les matières organiques contiennent souvent de l'azote organique. Assez rapidement cette espèce azotée se transforme en ammoniac
 - (NH₃) ou en sels d'ammonium (NH₄⁺), selon un processus bactériologique appelé ammonisation, le pH de l'eau détermine l'espèce ammoniacale formée.
 - Une grande quantité d'azote ammoniacale dans une eau usée veut dire que la pollution est récente.
- **Matières phosphatées** : Les détergents et engrais concourent à enrichir les eaux de surface en phosphates. Le phosphore inorganique est jugé un élément essentiel dans les écosystèmes aquatiques. Les ortho phosphates et les poly phosphates hydrolysables sont en effet des facteurs limitants dont le contrôle est indispensable dans la lutte contre l'eutrophisation des lacs. Il apparaît alors important de les éliminer dans les stations d'épuration et de procéder à leur mesure. À cet égard, les techniciens en eau déterminent les formes de phosphates suivantes : phosphates totaux, ortho phosphates, phosphates hydrolysables et phosphates organiques. Chaque catégorie se subdivise en solution et en suspension.

- **Huiles et graisses** : Proviennent essentiellement de leurs utilisations ou de leur préparation dans le domaine de l'alimentation. La présence des huiles et graisses à plusieurs conséquences sur la station de pompage et sur le traitement des eaux usées.
 - Accumulation de graisse sur les parois du puits humide et s'épaissit.
 - Détachement des gros morceaux de graisse des parois et arrêt les opérations par obstruction de la tuyauterie coté suction de la pompe ou la pompe elle-même.
 - Formation d'écume à la surface des bassins.
 - Obstruction des grillages
 - Formation de dépôts sur les parois des réservoirs.
 - Détérioration de la peinture sur les surfaces avec lesquelles elles sont en contact.
 - Dégagement des mauvaise odeurs dégagées lors de leur décomposition.
 - Diminution de l'efficacité du traitement secondaire par les boues activées.

1.2.3 Constituants biologiques :

La charge infectieuse présente dans les eaux se répartit en trois grandes familles soit, les bactéries, les virus, les parasites.

- **Les bactéries pathogènes et potentiellement pathogènes** : Ils sont généralement les hôtes de l'intestin des hommes et de l'intestin des animaux. Ils sont responsables d'infections diverses.
Les principaux germes : les coliformes fécaux, les salmonelles, les streptocoques fécaux, les staphylocoques, les vibrions, les aéromonas, la shigella et les pseudomonas.
- **Les virus** : Les virus entériques sont excrétés en grandes quantités dans les matières fécales des sujets humains et animaux infectés (symptomatiques et asymptomatiques). Ils se diffusent facilement dans l'environnement par les matières fécales et sont transmissibles à d'autres sujets par la voie fécale-orale.
Le traitement des eaux usées qui n'inclut pas une étape de désinfection est relativement inefficace lorsqu'il s'agit d'éliminer les virus, sauf dans le cas du traitement par boue activée, qui peut éliminer plus de 95 % des virus présents. La désinfection au chlore, à l'ozone ou aux rayons ultraviolets (UV) peut réduire considérablement la charge virale, surtout lorsqu'on l'applique à des effluents secondaires ou tertiaires. Même si les virus ne peuvent se multiplier en dehors des tissus de leur hôte et, par conséquent, dans l'environnement, ils peuvent survivre plusieurs mois dans l'eau douce et pendant des périodes plus courtes dans l'eau salée. Ils survivent plus longtemps dans l'environnement à basse température et en présence de sédiments auxquels ils s'adsorbent facilement. La lumière du soleil, des températures plus élevées et une forte activité microbienne raccourcissent la durée de survie des virus entériques.
Les virus entériques sont transmis par la voie fécale-orale. L'eau, les aliments, les aérosols, les vecteurs passifs (objets inanimés qui, contaminés par un agent pathogène viable, peuvent transmettre celui-ci à un hôte) et le contact entre personnes sont au nombre des vecteurs démontrés de transmission des neurovirus.

- **Les parasites :** Les parasites retrouvés dans les eaux usées et les boues appartiennent à deux grands groupes : les helminthes et les protozoaires. Les trois protozoaires à transmission hydrique sont :
 - Entamoeba histolytica.
 - Giardia intestinalis (forme végétatives ou trophozoïte) ou la forme kyste.
 - Balantidium coli.

Les helminthes pathogènes dont les œufs sont retrouvés dans les eaux usées et les boues peuvent être classés en 3 principales familles :

- Nématodes
- Cestodes.
- Trématodes.

1.3 Boue activée :

Traitement biologique aérobie de la pollution par un écosystème bactérien floculé en suspension (liqueur mixte) dans un bassin aéré et agité. La liqueur mixte est séparée au sein d'un clarificateur, rejetant l'eau épurée et les boues concentrées. Un recyclage et une extraction de boue au niveau du clarificateur permettent le maintien d'une concentration constante de biomasse active dans le bassin de boue activée et de contrôler la croissance bactérienne et la production nette de boue. La limitation en charge organique favorise la structuration de la biomasse sous forme de floccs décantables. Plusieurs régimes de charge, fonction du rapport entre la quantité journalière de DBO5 à traiter et la quantité de MVS présente peuvent être appliqués selon différents critères : efficacité de la station, volume de bassin, nitrification...



Figure 25 : Boue activée

Éléments d'une station à boues activées :

Un procédé à boues activées visant à éliminer les matières organiques (pollution carbonée, parfois azotée et/ou phosphatée) comprend les éléments suivants :

- Bassin d'aération, une à quatre phases sont réalisées dans ce bassin, selon le type et le niveau de traitement souhaité :

Elaboration d'un outil de calcul des systèmes d'assainissement

- Dans tous les cas, un bassin avec apport d'air (turbine ou diffusion de micro bulles) de manière à obtenir une teneur en oxygène dissous suffisante pour l'activité biologique afin de permettre l'élimination du carbone et, si besoin, la nitrification des composés azotés.
- Dans le cas du traitement de l'azote, une ou deux étapes anoxiques permettant de dénitrifier les composés azotés.
- Dans le cas du traitement du phosphore par voie biologique, une étape anaérobie (généralement en amont de tous les autres bassins).
- Dans le cas du traitement de l'azote, une recirculation des boues mixtes du bassin aéré vers le 1^{er} bassin anoxique.
- Bassin de décantation secondaire (dit aussi clarificateur) :

L'eau épurée est évacuée par « surverse » dans le milieu naturel (sauf traitement tertiaire).

Les boues quant à elles, produites dans le premier bassin, décantent naturellement et sont renvoyées en plus grande partie vers le bassin d'aération (recirculation), la partie excédentaire est dirigée vers un circuit de déshydratation ou un stockage spécifique.

2. Principes de conception et de dimensionnement :

2.1 Prétraitement :

2.1.1 Le dégrillage :

Le dégrillage est réalisé en faisant passer les eaux usées au travers d'une grille caractérisée par l'écartement de ses barreaux, 30 à 100 mm, 10 à 25 mm, 3 à 10 mm pour un dégrillage grossier, moyen ou fin respectivement, l'espacement des barreaux étant choisi en fonction de la qualité du dégrillage désirée et de la quantité de déchets générée.

Les modes de nettoyage peuvent être soit manuel soit automatique. Un canal permet de by passer l'ouvrage.

- **Manuel** : l'espace entre les barreaux est généralement de 2,5 cm, inclinées de 60 à 80° sur l'horizontale pour faciliter le nettoyage et augmenter la surface de contact. Les déchets sont récupérés dans des paniers perforés relevables (petites stations).
- **Automatique** (>2000EH) amont ou aval : l'asservissement est cyclique (10 à 20 mn). Le colmatage de la grille provoque une montée des eaux dans le canal d'amener, détectée par un flotteur à air ou tout autre système.
 - Grilles courbes avec 1 ou deux bras rotatifs équipés de râpeaux (ou brosses) avec éjection automatique des détritiques dans une goulotte de réception (stations de petites et moyenne importance).

- Grilles droites ou légèrement inclinées (80°) adaptées au dégrillage fin et équipées de râteaux alternatifs à commande par crémaillère, brosse, grappin, chariot. Monté à l'aval, les grilles sont équipées de peignes montés sur chaînes (débit de 500 à 30 000 m³/h).
- Les systèmes actuels permettent une collecte automatique des refus et leur compactage au sein d'une vis sans fin.

Dimensionnement :

La vitesse de l'eau entre les barreaux amène les matières solides jusqu'aux barreaux sans se déposer dans l'ouvrage. Elle est de l'ordre de **0,5 à 1 m/s**, jusqu'à des valeurs de la vitesse maximale admissible de **1,20 à 1,40 m/s** en débit maximal.

$$L(m) = \frac{S}{L_0} = \frac{Q_p}{V.O.C.t} \cdot \sin \alpha$$

S Surface de la grille (m²)

L : largeur de la grille (m)

L₀ : longueur mouille(m)

Q_p : débit de pointe en m³/s (ou Q_{max} en m³/h)

V : la vitesse de l'effluent dans le canal (soit 0,6 m/s)

C : coefficient de colmatage (soit 0,1 à 0,3 pour une grille manuelle, 0,4 à 0,5 pour une grille automatique) et

O=e/(e+d) avec **e** l'épaisseur d'un barreau et **d** l'espacement entre deux barreaux,

α : inclinaison de la grille.

La perte de charge est donnée par :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e} \right)^{(4/3)} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \sin \alpha$$

ΔH : perte de charge,

V : vitesse de l'effluent dans le canal,

β : facteur de forme

2.1.2 Le dessablage :

Objectif :

Permet d'éviter les dépôts de particules (graviers, sable) d'un diamètre supérieur à 200 mm et de protéger des matériels de l'érosion (pompes).

Principe de la séparation :

Différence de densité entre les solides à séparer et les matières organiques, plus légères, qui reste en suspension. Fait intervenir le champ de force gravitaire où éventuellement centrifuge.

Performance :

Rétention théorique de l'ordre de 80% des sables de granulométrie supérieure à 250 mm à débit maximum et supérieure à 150 mm à débit minimal.

On distingue :

- **Dessableurs couloirs ou canaux (petites stations)** à évacuation manuelle avec poste de refoulement préalable. Le rapport L/H est compris entre 10-15 avec **L** : longueur (m) et **H** : hauteur (m)



Figure 26 : Dessableurs couloirs ou canaux (petites stations)

- **Dessableurs aères.** Le sable se dépose tandis que la matière organique est maintenue en suspension par injection d'air. La vitesse de passage peut être inférieure à 30 cm/s. L'air insufflé provoque la rotation du liquide, et une vitesse constante de fond (0,3m/h), perpendiculaire à la vitesse de transit. Le temps de séjour y est de 2 à 5 min). Extraction par raclage ou pompage. Couplage avec le dégraissage.
- **Dessableurs circulaires, coniques (hydrocyclones), piston ou tangentiel.** L'alimentation tangentielle provoque un mouvement de vortex plaquant les particules denses contre la paroi. La vitesse de balayage de fond créée est maintenue constante. Les sables sont stockés dans une trémie centrale est extrait par pompe ou par émulseur d'air (pompes air lift –beduwe). (Les graisses peuvent être reprises en surface).

Dimensionnement :

La loi de STOCKES exprime la vitesse de chute des particules pour un régime laminaire soit :

$$v = \frac{g}{18} \cdot \frac{(r_s - r_l)}{m} \cdot d^2$$

m : viscosité cinématique du liquide (m²/s)
rs : masse volumique du solide,
g : accélération pesanteur (9,81 m.s⁻²),
r1 masse volumique du liquide et
d le diamètre des particules.

La vitesse de passage supérieure à 30 cm/s (50 m/h) pour éviter la décantation de la matière organique.

Le temps de séjour d'environ 3 à 5 minutes,

La charge hydraulique maximale d'environ 70 m³ d'eau par m² de surface libre et par heure.

Longueur maximale : 30m (décanteur canal)

Le diamètre 3 à 8 m profondeur liquide 3 à 5 m (cylindro-conique)

Puissance installée (décanteur aérée) : 10 à 20W.m⁻³

2.2 Traitement primaire :

2.2.1 Décanteur Primaire :

Une particule solide dans un milieu liquide est soumise à plusieurs forces :

- La force de la pesanteur par l'attraction terrestre
- La poussée d'Archimède exercée par le liquide.
- La force de frottement, due au déplacement d'eau entraînée par les particules

La résultante des forces exercée sur la particule permet d'exprimer, en régime laminaire, la vitesse de la particule dans le fluide par la loi de Stokes

$$v = \frac{d^2}{18 \nu_L} \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_L} - 1 \right) \cdot Kg$$

Les vitesses pour différentes particules sont reportées dans le tableau suivant :

Diamètre (mm)	Type	V _{Stokes} (m/s)	Temps nécessaire pour faire un mètre
10	Gravier	1000	1 seconde
1	Sable	100	10 secondes
0,1	Sable grossier	8	2 minutes
0,01	Sable fin	0,154	2 heures
0,001	Limon	0,00154	5 jours
	Bactérie		

Tableau 6 : Temps de décantation selon le type de particule

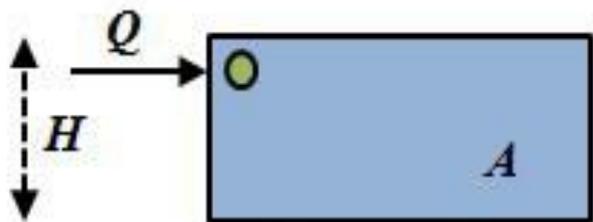
Ainsi, pour bloquer des particules de type sable fin à limon le temps de séjour de la particule dans l'ouvrage devra être à l'échelle de l'heure : c'est le cas pour le décanteur primaire qui piège les composés particulaires de l'effluent.

Une composante « turbulence » et l'angle de la surface de projection peuvent être incluse dans la formulation de la vitesse.

$$v = \frac{Q}{S} \cdot \frac{H + L \cdot \left(\frac{1}{k} - \text{tg } \alpha\right)}{H - \frac{L}{2} \cdot \text{tg } \alpha} \cdot g$$

- H : hauteur utile (m)
- Q : débit d'arrivée (m³/h)
- L : longueur (m)
- k : paramètres de turbulence ;
- α : angle de la surface du décanteur.

Si, dans un volume V, on définit la vitesse de chute de la particule dans un fluide immobile comme le rapport hauteur / temps et le temps nécessaire à la décantation comme le rapport Volume / Débit, alors la vitesse minimum des particules à piéger est le rapport entre le débit traversier et l'aire projetée : Pour tout ouvrage de séparation liquide solide (décantation, dessablage, Flottation), le paramètre géométrique est la surface et non le volume



- t : temps de séjour dans le réacteur
- V : volume du réacteur (m³)
- Q : débit traversant le réacteur (m³/h)
- H : hauteur du réacteur (m)
- A : surface du réacteur (m²)

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{A \times H}{Q}$$

$$v_{\min} = \frac{H}{t}$$

$$v_{\min} = \frac{H \times Q}{A \times H} = \frac{Q}{A} = \frac{\text{débit traversier}}{\text{aire projetée}}$$

Dans un décanteur statique classique, l'alimentation est centrale et par le bas, les boues primaires générées sont raclées par un pont roulant et éliminées au point bas, tandis que l'eau est évacuée à la périphérie.

Les décanteurs primaires assurent une réduction de la quantité de MES (50 à 60%), de DCO particulaire (30%), de DBO5 particulaire (25 à 30%), d'azote particulaire (<10%), et de phosphore particulaire (10%).

Les boues générées sont minérales mais très fermentescibles du fait de la matière organique liée aux particules minérales. Elles ont de bonnes propriétés de

concentration et sont la plupart du temps, mélangées aux boues secondaires avant épaisissement.

Les caractéristiques essentielles d'un décanteur primaire sont :

- Le temps de séjour (V/Q) $t = 2$ heures
- La vitesse ascensionnelle (Q/S) 1,3 à 1,5 m/h
- Hauteur : 2,5 à 3 m

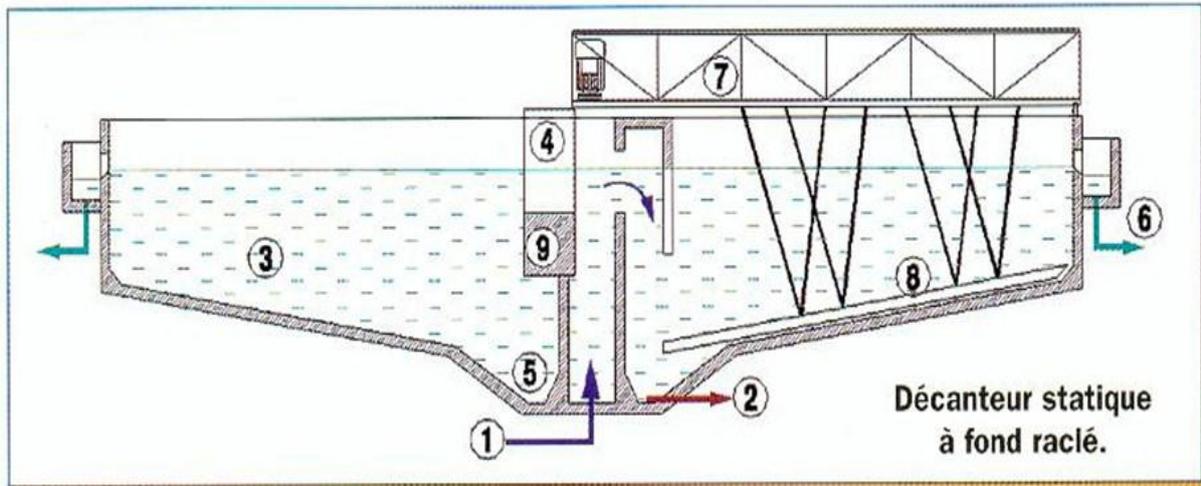


Figure 27 : Décanteur statique à fond raclé

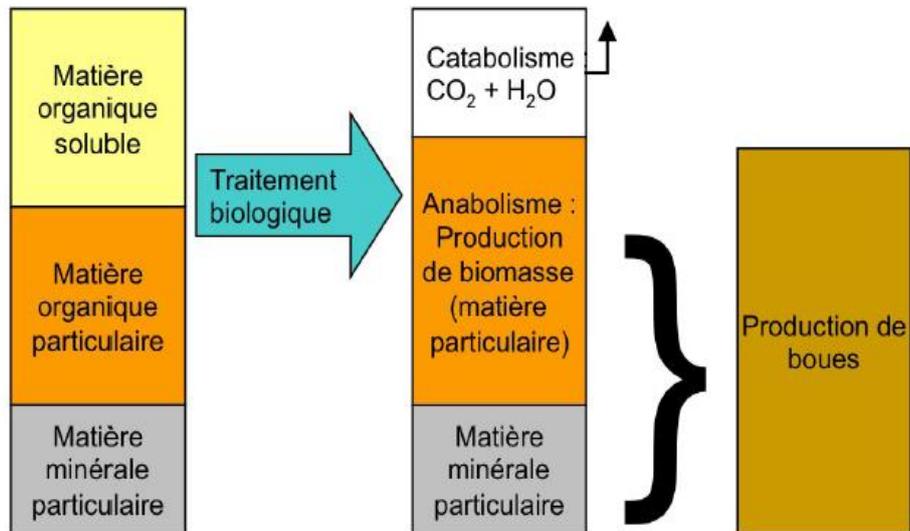
2.3 Traitement secondaire :

2.3.1 Bassin d'aération :

Au sein d'une station d'épuration à boues activées, le traitement de la pollution carbonée ainsi que la nitrification sont réalisés au sein d'un réacteur aère et agité communément appelé « bassin d'aération ».

Production de boues

La croissance de la biomasse associée à l'oxydation de la pollution organique (utilisée comme substrat par la biomasse) est à l'origine de la production de boues biologiques. A ces boues biologiques viennent s'ajouter la matière minérale particulière présente dans l'eau usée d'entrée.



Eau usée

Figure 28 : Production de boues lors du traitement de la pollution organique



Figure 29 : Bassin d'aération

Équipements :

La fourniture d'oxygène en quantité suffisante via un dispositif d'aération adapté permet l'oxydation de la matière organique par la biomasse hétérotrophe ainsi que la nitrification via les bactéries.

L'aération :

L'aération permet de fournir l'oxygène nécessaire à l'oxydation de la pollution par les bactéries. Elle permet dans une certaine mesure le brassage du bassin (agitation).

Cet apport d'oxygène est régi par la théorie du transfert de matière à l'interface gaz liquide

Elle est effectuée par différents dispositifs :

- Aération de surface : l'aérateur est en place en surface du milieu liquide et fournit l'oxygène par transfert d'air dans l'eau. Il peut s'agir de turbines, brosses, etc. Le rendement est faible, la maintenance aisée. L'aération de surface permet en outre l'agitation en surface du bassin.



Figure 30 : Turbine

- Diffuseurs : l'air est injecté sous forme de bulles de taille variable (fines, moyennes, grosses bulles) via des diffuseurs positionnés au fond du bassin. Le rendement est fonction de la taille des bulles (voir tableau ci-dessous). Le mélange est alors assuré par des agitateurs.

Le tableau ci-dessous reprend les performances des différents systèmes d'aération :

Système d'aération		Apport spécifique brut en kg O ₂ / kWh absorbés	Hauteur d'eau maximale en mètre (m)	Coefficient Global de Transfert CGT	Brassage W/m ³	Observations
Aérateur de surface	Turbines lentes	1,0 à 1,8 (1,5)	2 à 3,5	0,7	45	
	Turbines rapides	0,8 à 1,4 (1)	1 à 2,5	0,7		
	Brosses avec déflecteurs	0,8 à 2,3 (1,5)	1 à 2	0,7	35	Petit diamètre 0,7 à 0,85 m
		0,95 à 1,95 (1,5)	1,5 à 3	0,7		Grand diamètre 1 à 1,05 m
Système à injection d'air	Moyennes bulles	0,6 à 2,1 (1,05)	2 à 8	0,7	20 à 30W/m ³ 4,5 à 8m ³ /m ²	Les meilleurs résultats sont obtenus à grandes profondeurs avec mélangeurs statiques
	Fines bulles	2,0 à 3,35 (2,5)	3 à 8	0,55	15 à 25W/m ³ 3,5 à 5,5m ³ /m ²	Résultats variables en fonction de la profondeur
	Diffuseurs membranaires	2,8 à 3,2				
Systèmes à base de pompes	Éjecteurs (pompe immergée et prise d'air atmosphérique)	0,5 à 0,65 (0,6)	2 à 3			
	Éjecteurs (pompe immergée et prise d'air surpressé)	0,8 à 2,3	3 à 8			Le meilleur résultat est obtenu pour une hauteur d'eau de 7 m

Tableau 7 : Performances des différents systèmes d'aération

Agitation/brassage :

Afin de maintenir les floccs en suspension et assurer la circulation des flux, des dispositifs de brassage sont implantés dans les bassins.

La vitesse minimale à assurer au voisinage du fond du bassin est de 0,15 à 0,2 m/s pour une eau décantée et de 0,25 à 0,30 m/s pour une eau non décantée.

La puissance nécessaire est en moyenne de 30 W/m³ de bassin (turbines), 25 W/m³ (brosses) et 12 à 15 W/m³ (insufflation fines bulles).



Figure 31 : Hélices



Figure 32 : Hélices dites "pâles bananes"

2.3.2 Clarificateur :

Principe :

A la suite des réactions biologiques ayant eu lieu dans le bassin d'aération, il est nécessaire d'assurer une étape de clarification de l'eau afin de séparer la biomasse produite (sous forme de floccs) de l'eau épurée.

La biomasse récupérée, mélangée aux fractions particulières minérale et organique non traitées, va constituer les boues secondaires dont une partie sera recirculée

dans le bassin d'aération afin de maintenir une concentration constante dans le bassin d'aération et l'autre partie sera purgée du système vers les filières de déshydratation et de traitement des boues. Ces boues biologiques sont essentiellement composées de la biomasse (flocs bactériens) épuratoire et présentent un pouvoir fermentescible variable en fonction des conditions du procédé (âge de boue).

L'étape de clarification repose usuellement sur une décantation au sein d'un ouvrage appelé «décanteur secondaire» ou encore «clarificateur secondaire». Le régime de décantation à l'œuvre dans cet ouvrage est une sédimentation de type piston

Dimensionnement :

Le paramètre essentiel du dimensionnement d'un tel ouvrage est la surface de clarification, elle-même fondée sur l'estimation d'une vitesse superficielle

Fonctions d'un clarificateur :

On peut résumer les fonctions d'un clarificateur au travers de trois rôles distincts :

- **Clarifier** : séparer la biomasse de l'eau traitée et assurer un rejet minimal de Matières en suspension dans le milieu.
- **Épaissir** : l'augmentation de concentration de la boue au fond de l'ouvrage permet alors une recirculation efficace de la biomasse vers le réacteur biologique (bassin d'aération). Cette recirculation est fondamentale pour assurer le maintien d'une quantité suffisante de biomasse au sein du système.
- **Stocker** : en cas de surcharge hydraulique (par exemple lors d'un événement pluvieux important sur un réseau unitaire), une part significative de la boue activée est transférée du bassin d'aération vers le clarificateur. Il est alors important que ce dernier puisse maintenir cette quantité supplémentaire de matière sans pertes de boues. Une hauteur suffisante de l'ouvrage est alors recommandée.

Conception et équipement :

La géométrie la plus courante d'un clarificateur est une forme cylindro-conique. La boue activée issue du bassin d'aération est amenée gravitairement via une canalisation verticale débouchant au centre de l'ouvrage à la surface. Une jupe de répartition permet de dissiper l'énergie hydraulique et diriger le flux vers le bas afin de favoriser une bonne sédimentation. La boue épaissie en fond d'ouvrage est amenée vers un puits à boues depuis lequel elle est soit recirculée vers le bassin d'aération, soit extraite du système vers la filière de traitement des boues. Un pont racleur permet d'amener les boues décantées depuis la périphérie de l'ouvrage vers son centre et de «fluidiser» les boues épaissies, qui auraient sans cela tendance à rester «collées» au fond de l'ouvrage.

Le surnageant (eau traitée) peut alors être rejeté au milieu naturel ou subir une étape de traitement tertiaire si cela est requis.

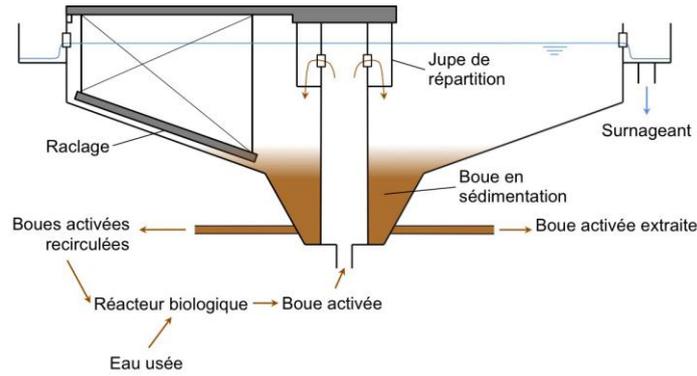


Figure 33 : Schéma d'un clarificateur cylindro-conique



Figure 34 : Jupe de répartition d'un clarificateur secondaire

Dans le cas de clarificateurs de grande taille (diamètre supérieur à 24 m), le dispositif de raclage classique est remplacé par un dispositif suceur ou une combinaison des deux.

On distingue dès lors 3 types de clarificateurs :

- Clarificateur raclé
- Clarificateur raclé-sucé
- Clarificateur sucé.



Figure 35 : Pont raclateur-suceur sur un clarificateur secondaire

Chapitre 5 : Elaboration de l'outil Excel-Assainissement

PARTIE 1 : Dimensionnement d'un réseau gravitaire

1. Calcul des débits pluviaux :

1.1 présentation :

La feuille de calcul « Calcul des débits pluviaux » permet de faire l'assemblage en série et en parallèle des bassins versants élémentaires et de calculer le débit pluvial à l'exutoire pour chaque bassin assemblé en appliquant le modèle de CAQUOT.

Cette feuille contient trois programmes :

- Le premier programme permet de calculer les débits pluviaux de chaque bassin élémentaire
- Le deuxième programme permet de faire l'assemblage en séries de deux bassins versants
- Le troisième programme permet de faire l'assemblage en parallèle de deux bassins versants

1.2 Données d'entrée :

Paramètres du modèle de CAQUOT :

Paramètres du modèle de CAQUOT		
a	=	5,25
b	=	-0,62
c	=	-0,41
d	=	0,507
f	=	-0,287
ε	=	0,05
μ	=	0,5
β+δ	=	1,1

- a (mm) et b sont les coefficients de Montana
- μ, c, d, f, ε, β+ δ des paramètres dont les valeurs sont données par l'instruction Française (1977) :

Domaine de validité du modèle de CAQUOT :

Domaine de validité du modèle de CAQUOT	
Surface maximale du bassin en (ha)	200
La pente minimale du bassin	0,002
La pente maximale du bassin	0,05
Coefficient de ruissellement C minimal	0,2
Coefficient de ruissellement C maximal	1
Coefficient d'allongement minimal	0,8

L'objectif de définir le domaine de validité est de détecter les valeurs qui n'appartiennent pas à ce domaine, en effet ces valeurs seront affichées en rouge foncé.

Données pour chaque bassin élémentaire :

Nom du bassin versant	Numéro du bassin versant	Assemblage	Superficie du bassin versant en (ha) A	Pente moyenne du bassin versant en (m/m) I	Coefficient de ruissellement C	Longueur équivalente en (hm) L
B1	1	Elementaire	3	0,0085	0,4	2,8
B2	2	Elementaire	2	0,0082	0,28	2,4
B3	4	Elementaire	5,5	0,012	0,48	2,1
B4	5	Elementaire	5,2	0,01	0,45	179
B5	7	Elementaire	1,7	0,05	0,34	80
B6	9	Elementaire	2,8	0,04	0,7	159

1.3 Traitement des données et résultats :

Étape 1 :

Calcul des coefficients caractéristiques qui dépendent de la période de retour et des coefficients de Montana :

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

$$u(T) = \frac{b * c}{1 - b * f}$$

$$v(T) = \frac{1}{1 - b * f}$$

$$w(T) = \frac{(b * d) + (1 - \varepsilon)}{(1 - b * f)}$$

$$t = \frac{0.42 * b}{1 - b^f}$$

K	=	1,2768522
x	=	0,3092232
y	=	1,2164562
z	=	0,7732526
t	=	0,3167652

Étape 2 :

Application du programme « Calculer pour les bassins élémentaires » qui permet d'appliquer la formule de Caquot pour chaque bassin élémentaire :

$$Q = K \cdot I^x \cdot C^y \cdot A^z \cdot m$$

Calculer pour les bassins élémentaires		Nom du bassin versant	Número du bassin versant	Assemblage	Superficie du bassin versant en (ha) A	Pente moyenne du bassin versant en (m/m) I	Coefficient de ruissellement C	Longuer equivalent en (hm) L	Allongement M	Coefficient de correction m	Débit de pointe (m3/s) Q
		B1	1	Elementaire	3	0,0085	0,4	2,8			
		B2	2	Elementaire	2	0,0082	0,28	2,4			
		B3	4	Elementaire	5,5	0,012	0,48	2,1			
		B4	5	Elementaire	5,2	0,01	0,45	179			
		B5	7	Elementaire	1,7	0,05	1	80			
		B6	9	Elementaire	2,8	0,04	0,7	159			

Résultats :

Calculer pour les bassins élémentaires		Nom du bassin versant	Número du bassin versant	Assemblage	Superficie du bassin versant en (ha) A	Pente moyenne du bassin versant en (m/m) I	Coefficient de ruissellement C	Longuer equivalent en (hm) L	Allongement M	Coefficient de correction m	Débit de pointe (m3/s) Q
		B1	1	Elementaire	3	0,0085	0,4	2,8	1,616580754	1,14434995	0,2566176
		B2	2	Elementaire	2	0,0082	0,28	2,4	1,697056275	1,10966554	0,1165467
		B3	4	Elementaire	5,5	0,012	0,48	2,1	0,895443009	1,66378448	0,8279561
		B4	5	Elementaire	5,2	0,01	0,45	179	78,49669273	0,09778353	0,0407155
		B5	7	Elementaire	1,7	0,05	1	80	61,35719911	0,11429954	0,0871107
		B6	9	Elementaire	2,8	0,04	0,7	159	95,02067444	0,08663707	0,0587359

Étape 3 :

On opère à partir des bassins de tête, en descendant l'aval, en tenant compte des paramètres équivalents suivants :

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} MAX)}{\sqrt{\sum A_j}}$

Avec :

- A_{eq} : La superficie équivalente de l'assemblage
- C_{eq} : Le coefficient de ruissellement équivalent
- I_{eq} : La pente équivalente
- M_{eq} : Le coefficient d'allongement équivalent de l'assemblage.

Il est à noter que :

- Pour les bassins en parallèle La longueur équivalente correspond à la longueur du bassin donnant le débit de pointe le plus élevé.
- Le débit corrigé de l'assemblage doit satisfaire les conditions suivantes :
 $Max(Q_1 \text{ et } Q_2) < Q_{eq} < Q_1 + Q_2$ Avec Q_1 et Q_2 débit des deux bassins élémentaires assemblés.
 - ✓ Au cas où $Q_{eq} < Max(Q_1 \text{ et } Q_2)$ on prend $Q_{eq} = Max(Q_1, Q_2)$
 - ✓ Au cas où $Q_{eq} > Q_1 + Q_2$ on prend $Q_{eq} = Q_1 + Q_2$

Pour faire un assemblage en série on utilise le programme suivant :

Assemblage en série	Numéro du bassin versant 1	1
	Numéro du bassin versant 2	2
Assembler		

Bassins	Nom du bassin versant	Numéro du bassin versant	Assemblage	Superficie du bassin versant en (ha) A	Pente moyenne du bassin versant en (m/m) I	Coefficient de ruissellement C	Longuer equivalent en (hm) L	Allongement M	Coefficient de correction m	Débit de pointe (m ³ /s) Q
		B1	1	Elementaire	3	0,0085	0,4	2,8	1,616580754	1,14434995
	B2	2	Elementaire	2	0,0082	0,28	2,4	1,697056275	1,10966554	0,1165467
	A3	3	1+2	5	0,0083595	0,352	5,2	2,325510697	0,90888962	0,257639

Pour faire un assemblage en parallèle on utilise le programme suivant :

Assemblage en série	Numéro du bassin versant 1	1
	Numéro du bassin versant 2	2
Assembler		

Assemblage en parallèle	Numéro du bassin versant 1	1
	Numéro du bassin versant 2	2
	Assembler	

Assemblage en série	Numéro du bassin versant 1	1
	Numéro du bassin versant 2	2
	Assembler	

Assemblage en parallèle	Numéro du bassin versant 1	1
	Numéro du bassin versant 2	2
	Assembler	

sins	Nom du bassin versant	Numéro du bassin versant	Assemblage	Superficie du bassin versant en (ha) A	Pente moyenne du bassin versant en (m/m) I	Coefficient de ruissellement C	Longuer equivalent en (hm) L	Allongement M	Coefficient de correction m	Débit de pointe (m ³ /s) Q
	B1	1	Elementaire	3	0,0085	0,4	2,8	1,616580754	1,14434995	0,2566176
	B2	2	Elementaire	2	0,0082	0,28	2,4	1,697056275	1,10966554	0,1165467
	A3	3	I/2	5	0,0084063	0,352	2,8	1,252198067	1,34534237	0,3731643
	B3	4	Elementaire	5,5	0,012	0,48	2,1	0,895443009	1,66378448	0,8279561

On continue de faire l'assemblage ce qui nous donne tous les débits pluviaux aux exutoires des bassins.

2. Calcul des débits des eaux usées :

2.1 présentation :

La feuille de calcul « Calcul des débits des eaux usées » permet de calculer les débits des eaux usées qui traversent chaque tronçon d'un collecteur des eaux usées.

La feuille contient un seul programme « Calculer » qui permet de faire tout le calcul nécessaire.

2.2 Données d'entrée :

Pour faire le calcul il faut entrer les données suivantes qui la zone du projet :

<i>Données d'entrée</i>	
Nombre d'habitants par logement	2,8
Dotation de la population en eau potable (l/j/hab)	123,55
Dotation des équipements industriels (l/j/hab)	0
Coefficient de retour des eaux usées domestiques	0,8
Coefficient de retour des eaux usées industrielles	0,6
Coefficient de pointe saisonnier Cps	1,25
Coefficient de pointe pour les eaux industrielles Cp(EI)	2,4
Pourcentage des eaux parasites sur le débit de pointe des eaux usées et industrielles (%)	10

En plus il faut entrer le nombre de logements raccordés pour chaque tronçon du collecteur

Tronçon	Nombre de logements raccordés	Nombre d'habitants	Consommation moyenne en eau potable de des habitants (l/s)	Débit moyen des eaux uées domestiques (l/s)	Débit moyen en temps sec (l/s)	Coefficient de pointe horaire	Débit de pointe des eaux usées domestiques	Débit moyen des eaux industrielles (l/s)	Débit de pointe des eaux industrielles (l/s)	Débit des eaux parasites (l/s)	Débit de pointe (l/s)	Débit de pointe cumulée (l/s)
T1	100											
T2	200											
T3	300											
T4	400											
T5	500											
T6	600											
T7	700											
T8	800											

2.3 Traitement des données et résultats :

Le calcul se fait par l'application du programme « calculer »

Calculer												
Tronçon	Nombre de logements raccordés	Nombre d'habitants	Consommation moyenne en eau potable de des habitants (l/s)	Débit moyen des eaux uées domestiques (l/s)	Débit moyen en temps sec (l/s)	Coefficient de pointe horaire	Débit de pointe des eaux usées domestiques	Débit moyen des eaux industrielles (l/s)	Débit de pointe des eaux industrielles (l/s)	Débit des eaux parasites (l/s)	Débit de pointe (l/s)	Débit de pointe cumulée (l/s)
T1	100											
T2	200											
T3	300											
T4	400											
T5	500											
T6	600											
T7	700											
T8	800											

Résultats :

Calculer												
Tronçon	Nombre de logements raccordés	Nombre d'habitants	Consommation moyenne en eau potable de des habitants (l/s)	Débit moyen des eaux uées domestiques (l/s)	Débit moyen en temps sec (l/s)	Coefficient de pointe horaire	Débit de pointe des eaux usées domestiques	Débit moyen des eaux industrielles (l/s)	Débit de pointe des eaux industrielles (l/s)	Débit des eaux parasites (l/s)	Débit de pointe (l/s)	Débit de pointe cumulée (l/s)
T1	100	280	0,40039352	0,3203148	0,400394	4	1,6015741	0	0	0,160157	1,761731	1,76173
T2	200	560	0,80078704	0,6406296	0,800787	4	3,2031481	0	0	0,320315	3,523463	5,28519
T3	300	840	1,20118056	0,9609444	1,201181	3,781056	4,5417304	0	0	0,454173	4,995903	10,2811
T4	400	1120	1,60157407	1,2812593	1,601574	3,475452	5,5661939	0	0	0,556619	6,122813	16,4039
T5	500	1400	2,00196759	1,6015741	2,001968	3,266898	6,540224	0	0	0,654022	7,194246	23,5982
T6	600	1680	2,40236111	1,9218889	2,402361	3,11295	7,4784297	0	0	0,747843	8,226273	31,8244
T7	700	1960	2,80275463	2,2422037	2,802755	2,993301	8,3894893	0	0	0,838949	9,228438	41,0529
T8	800	2240	3,20314815	2,5625185	3,203148	2,896856	9,2790575	0	0	0,927906	10,20696	51,2598

Les formules utilisées dans le calcul :

Le débit moyen des eaux usées exprimé en litres par secondes (l/s)

$$Q_{mEUD} = C_{dep} \cdot C_{rd}$$

C_{rd} : coefficient de retour

C_{dep} : la consommation domestique en eau potable (l/s)

$$C_{dep} = dot \cdot \frac{N_{hab}}{86400}$$

dot : la dotation en eau potable l/s/habitant

N_{hab} : Le nombre d'habitants de la zone considérée

Le débit moyen en temps sec.

$$Q_{ms} = Q_{mEUD} \cdot C_{pj}$$

C_{pj} : le coefficient de pointe journalier

Le débit de pointe des eaux usées se calcule à partir du débit moyen journalier par l'application de deux coefficients :

$$Q_{pEUD} = Q_{mEUD} \cdot C_{pj} \cdot C_{ph}$$

$$Q_{pEUD} = Q_{ms} \cdot C_{ph}$$

C_{ph} : le coefficient de pointe horaire

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{1,25 \cdot Q_{mEUD}}}$$

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{ms}}}$$

Si $C_{ph} > 4$: on prend la valeur 4

Si $C_{ph} < 1,5$: on prend la valeur 1,5

Le débit moyen des eaux usées industrielles

Q_{mEUD}

= Dotation des équipements industriels . Coefficient de retour des eaux usées industrielles . Nombre d'habitants

Le débit de pointe des eaux usées industrielles est donné par la relation suivante :

$$Q_{pEUI} = Q_{mEUI} \cdot C_p$$

C_p : le coefficient de pointe

Le débit de dimensionnement d'un réseau séparatif eaux usées :

$$Q_p = Q_{pEUI} + Q_{pEUD} + (10\text{à } 30\%) \cdot (Q_{pEUI} + Q_{pEUD})$$

Avec : (10à 30%) . ($Q_{pEUI} + Q_{pEUD}$) représente les eaux parasites

3. Canalisation du réseau pour les eaux les eaux pluviales en système séparatif et unitaire

3.1 présentation :

La feuille de calcul « Canalisation du réseau pour les eaux les eaux pluviales en système séparatif et unitaire » permet de donner le diamètre commercial pour chaque tronçon du réseau et de vérifier le respect des conditions d'autocurage et d'autres contraintes de dimensionnement

La feuille contient deux programmes :

« Calculer pour conduite en PVC et PEHD » qui permet de faire le dimensionnement pour les conduites en PVC et PEHD en utilisant la formule suivante (choisie par l'ONEE-branche eau) :

$$V = 100. R^{\frac{2}{3}}. I^{\frac{1}{2}}$$

« Calculer pour conduite en béton » qui permet de faire le dimensionnement pour les conduites en béton en utilisant la formule suivante (choisie par l'ONEE-branche eau) :

$$V = 60. R^{\frac{3}{4}}. I^{\frac{1}{2}}$$

3.2 Données d'entrée :

Contraintes :

Les contraintes suivantes on peut les fixer au départ selon la nature de notre projet,

A chaque fois où une valeur n'appartient aux domines définies, elle sera affichée en texte rouge.

<i>Contraintes</i>			
Vitesse (m/s)		Pente %	
Vitesse maximale (m/s)	4	Pente maximale % :	4
Vitesse minimale (m/s)	0,2	Pente minimale % :	0,2
Autocurage		Profondeur radier (m)	
V(Qps/10) (m/s) >	0,6	Profondeur maximale (m)	4
V(Qps/100) (m/s) >	0,3	Profondeur minimale (m)	1,5
V(Qps) (m/s) >	1		
Hauteur de recouvrement minimale (m)	0,8	Hauteur de chute maximale (m)	2

Les diamètres commerciaux :

Au départ on choisit les diamètres commerciaux à utiliser dans le projet :

<i>Conduites</i>	
<i>Diamètre commercial D(mm)</i>	<i>Epaisseur de la conduite en (mm)</i>
300	4
400	5
500	5
600	5
800	6
1000	6
1200	6
1500	9
1800	9
2000	9
2200	17
2400	17
2500	17
2800	17
3000	17

Données sur le tronçon à dimensionné :

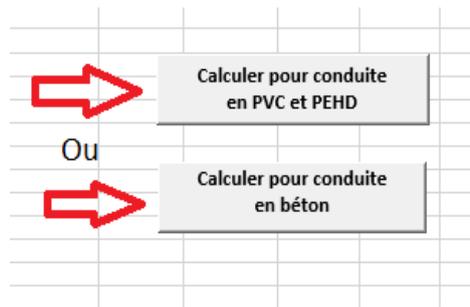
Pour chaque tronçon il faut entrer les données suivantes :

39									
40			Noeud Amont						
	Collecteur	Tronçon	Débit Q(l/s)	Cote tampon (m)	Cote radier (m)	Cote radier de chute (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur radier (m)
41									
42	Collecteur1	N1-N2	12,42	129,12	127,37				
43	Collecteur1	N2-N3	20	128,42	126,67				
44	Collecteur2	N1-N2	142	127,72	125,97				
45	Collecteur2	N2-N3	1600	121,62	120				
46									
47									

			Noeud Aval						
	Cote tampon (m)	Cote radier (m)	Cote radier de chute (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur radier (m)	Distance partielle (m)	c	
	128,42	126,67					70		
	127,02	126,57					70		
	121,62	120					50		
	120,22	119					50		

3.3 Traitement des données et résultats :

Pour calculer les résultats on choisit entre les deux programmes (Béton ou PVC-PEHD) et applique le programme



Après application on trouve les résultats suivants :

Collecteur	Tronçon	Débit Q(l/s)	Noeud Amont						Noeud Aval					
			Cote tampon (m)	Cote radier (m)	Cote radier de chute (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur radier (m)	Cote tampon (m)	Cote radier (m)	Cote radier de chute (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur radier (m)
Collecteur1	N1-N2	12,42	129,12	127,37	127,37	1,446	0	1,75	128,42	126,67	126,67	1,446	0	1,75
Collecteur1	N2-N3	20	128,42	126,67	126,67	1,446	0	1,75	127,02	126,57	126,53	0,146	0,04	0,49
Collecteur2	N1-N2	142	127,72	125,97	122	5,416	3,97	5,72	121,62	120	120	1,316	0	1,62
Collecteur2	N2-N3	1600	121,62	120	120	0,814	0	1,62	120,22	119	119	0,414	0	1,22

Distance partielle (m)	Pente %		Diamètre théorique (mm)	Diamètre commercial D(mm)	Hauteur d'eau dans la canalisation h(mm)	Rapport des hauteurs h/D	Débit à pleine section Qps(l/s)	Vitesse à pleine section Vps(m/s)	Vitesse V(m/s)	h(Qps/10) (mm)	V(Qps/10) (m/s)	h(Qps/100) (mm)	V(Qps/100) (m/s)
	Pente calculée %	Pente affectée %											
70	1	1	125,937	300	63,691563	0,212305	125,711	1,77845	1,1332	64,075	1,137212	21,17115	0,571047
70	0,142857	0,2	203,61	300	123,62176	0,412073	56,2197	0,79535	0,72806	64,075	0,508577	21,17115	0,25538
50	11,94	4	242,146	300	161,35756	0,537859	251,422	3,55689	3,66481	64,075	2,274424	21,17115	1,142095
50	2	2	683,846	800	473,61133	0,592014	2431,11	4,83654	5,16325	170,867	3,092684	56,4564	1,552982

Les formules utilisées dans le calcul :

Pente calculée I_c :

$$I_c = \frac{\text{cote radier amont} - \text{cote radier aval}}{\text{distance partielle}}$$

Pente affectée I :

Si $I_c <$ pente minimale : $I =$ pente minimale

Si $I_c >$ pente maximale : $I =$ pente maximale

Si pente minimale $\leq I_c \leq$ pente maximale : $I = I_c$

Cote radier de chute :

Si $I_c >$ pente maximale :

Cote radier de chute amont = I . distance partielle – Cote radier aval

Sinon :

Cote radier de chute amont = Cote radier amont

Si $I <$ pente minimale

Cote radier de chute aval = $-I \cdot \text{distance partielle} + \text{Cote radier amont}$

Sinon :

Cote radier de chute aval = *Cote radier aval*

Hauteur de recouvrement :

Hauteur de recouvrement = *cote tampon* – *cote radier* – *Diamètre* – *eppaisseur*

Hauteur de chute :

Hauteu de chute amont = *Cote radier amont* – *Cote radier amont de chute*

Hauteu de chute aval = *Cote radier aval* – *Cote radier aval de chute*

Profondeur radier :

Profondeur radier amont

= *Cote tampon amont* – *Cote radier amont de chute*

Profondeur radier aval = *Cote tampon aval* – *Cote radier aval de chute*

Diamètre théorique :

Pour PVC-PEHD :

$$D_{TH} = \left(\frac{Q}{100 \left(\frac{\pi}{5} \right)^{\frac{1}{2}} I^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Pour Béton :

$$D_{TH} = \left(\frac{Q}{60 \left(\frac{\pi}{7} \right)^{\frac{1}{2}} I^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{4}{11}}$$

Avec : I la pente calculer de la canalisation et Q le débit de projet

Diamètre commerciale D_{com} :

Le plus petit diamètre commercial supérieur au diamètre théorique.

Débit à pleine section :

Pour PVC-PEHD :

$$Q_{ps} = 100 \left(\frac{\pi}{5} \right) D_{COM}^{\frac{8}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

Pour Béton :

$$Q_{ps} = 60 \left(\frac{\pi}{7} \right) D_{COM}^{\frac{11}{4}} I^{\frac{1}{2}}$$

Vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{\frac{\pi}{4} D_{COM}^2}$$

La hauteur d'eau dans la canalisation :

Le programme calcule 3 hauteurs d'eau

Qui correspond au débit de projet

Qui correspond Qps/10 (Qps : débit à pleine section)

Qui correspond Qps/100 (Qps : débit à pleine section)

Pour cela le programme résout l'équation suivante :

Cas du PVC-PEHD :

$$\frac{A^{\frac{5}{2}}}{P^{\frac{3}{2}}} = \frac{Q}{100 I^{\frac{1}{2}}}$$

Cas du béton :

$$\frac{A^{\frac{7}{3}}}{P^{\frac{4}{3}}} = \frac{Q}{60 I^{\frac{1}{2}}}$$

Q le débit

A la section mouillée.

P le périmètre mouillé.

Avec :

$$A = \frac{\pi}{2} R^2 - \text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right) R^2 - (R-h)\sqrt{R^2 - (R-h)^2}$$

$$P = \pi - 2\text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right) R$$

h : la hauteur d'eau dans la canalisation.

R : le rayon de la conduite.

La vitesse :

Le programme calcul 3 vitesses :

Qui correspond au débit de projet

Qui correspond Qps/10 (Qps : débit à pleine section)

Qui correspond Qps/100 (Qps : débit à pleine section)

$$v = \frac{Q}{A}$$

Avec :

$$A = \frac{\pi}{2} R^2 - \text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right) R^2 - (R-h)\sqrt{R^2 - (R-h)^2}$$

Sachant que h est déjà calculée

4. Canalisation du réseau pour les eaux usées en système séparatif et unitaire

4.1 présentation :

La feuille de calcul « Canalisation du réseau pour les eaux usées en système séparatif » permet de donner le diamètre commercial pour chaque tronçon du réseau et de vérifier le respect des conditions d'autocurage et d'autres contraintes de dimensionnement

La feuille contient un programme « Calculer » qui permet de faire le dimensionnement pour les conduites en PVC et PEHD et béton en utilisant la formule suivante (choisie par l'ONEE-branche eau) :

$$V = K \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Pour conduite en PVC et PEHD $K = 100$

Pour conduite en béton $K = 70$

4.2 Données d'entrée :

Contraintes :

Les contraintes suivantes on peut les fixer au départ selon la nature de notre projet, A chaque fois où une valeur n'appartient aux domines définies, elle sera affichée en texte rouge.

Contraintes			
Vitesse (m/s)		Pente %	
Vitesse maximale (m/s) :	4	Pente maximale % :	4
Vitesse minimale (m/s) :	0,3	Pente minimale % :	0,2
Autocurage		Profondeur radier (m)	
Vps (m/s) >	0,6	Profondeur maximale (m)	4
V(2D/10) (m/s) >	0,3	Profondeur minimale (m)	1,5
Qmoy/Qps >	0,12		
Hauteur de recouvrement minimale (m)	0,8	Hauteur de chute maximale (m)	2

Les diamètres commerciaux :

Au départ on choisit les diamètres commerciaux à utiliser dans le projet :

Conduites	
Diamètre commercial D(mm)	Épaisseur de la conduite en (mm)
200	4
300	5
400	5
500	5
600	6
800	6
1000	6
1200	9
1500	9
1800	9
2000	17
2200	17
2400	17
2500	17
2800	17

Données sur le tronçon à dimensionné :

Pour chaque tronçon il faut entrer les données suivantes :

Collecteur	Tronçon	Débit Q(l/s)	Débit moyen Qmoy(l/s)	Noeud Amont					
				Cote tampon (m)	Cote radier (m)	Cote radier de chute (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur radier (m)
Collecteur1	N1-N2	19	8	129,12	127,37				
Collecteur1	N2-N3	1200,42	800	128,42	126,67				

Noeud Aval						Distance partielle (m)
Cote tampon (m)	Cote radier (m)	Cote radier de chute (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur radier (m)	
128,42	126,67					70
127,42	125,67					70

4.3 Traitement des données et résultats :

On choisit la rugosité K et on applique le programme

⇒

⇒

Après application on trouve les résultats suivants :

Noeud Amont						Noeud Aval					
Cote tampon (m)	Cote radier (m)	Cote radier de chute (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur radier (m)	Cote tampon (m)	Cote radier (m)	Cote radier de chute (m)	Hauteur de recouvrement (m)	Hauteur de chute (m)	Profondeur radier (m)
129,12	127,37	127,37	1,546	0	1,75	128,42	126,67	126,67	1,546	0	1,75
128,42	126,67	126,67	0,944	0	1,75	127,42	125,67	125,67	0,944	0	1,75

Pente %		Diamètre théorique (mm)	Diamètre commercial D(mm)	Hauteur d'eau dans la canalisation h(mm)	Rapport des hauteurs h/D	Débit à pleine section Qps(l/s)	Vitesse à pleine section Vps(m/s)	Vitesse V(m/s)	V(2D/10) (m/s)	Qmoy/Qps
Pente calculée %	Pente affectée %									
1	1	168,84069	200	115,8987574	0,5794938	29,846581	0,95004617	1,006661572	0,5843354	0,42105263
1,4285714	1,4285714	747,56742	800	558,6677897	0,6983347	1438,2649	2,86133704	3,202405131	1,75989399	0,66643341

Les formules utilisées dans le calcul :

Pente calculée I_c :

$$I_c = \frac{\text{cote radier amont} - \text{cote radier aval}}{\text{distance partielle}}$$

Pente affectée I :

Si $I_c <$ pente minimale : $I =$ pente minimale

Si $I_c >$ pente maximale : $I =$ pente maximale

Si pente minimale $\leq I_c \leq$ pente maximale : $I = I_c$

Cote radier de chute :

Si $I_c >$ pente maximale :

$$\text{Cote radier de chute amont} = I \cdot \text{distance partielle} - \text{Cote radier aval}$$

Sinon :

$$\text{Cote radier de chute amont} = \text{Cote radier amont}$$

Si $I_c <$ pente minimale

$$\text{Cote radier de chute aval} = -I \cdot \text{distance partielle} + \text{Cote radier amont}$$

Sinon :

$$\text{Cote radier de chute aval} = \text{Cote radier aval}$$

Hauteur de recouvrement :

$$\text{Hauteur de recouvrement} = \text{cote tampon} - \text{cote radier} - \text{Diamètre} - \text{épaisseur}$$

Hauteur de chute :

$$\text{Hauteu de chute amont} = \text{Cote radier amont} - \text{Cote radier amont de chute}$$

$$\text{Hauteu de chute aval} = \text{Cote radier aval} - \text{Cote radier aval de chute}$$

Profondeur radier :

$$\text{Profondeur radier amont}$$

$$= \text{Cote tampon amont} - \text{Cote radier amont de chute}$$

$$\text{rofondeur radier aval} = \text{Cote tampon aval} - \text{Cote radier aval de chute}$$

Diamètre théorique :

$$D_{TH} = \left(\frac{Q}{K \left(\frac{\pi}{5} \right) I^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Avec : I la pente calculer de la canalisation et Q le débit de projet

Diamètre commerciale Dcom :

Le plus petit diamètre commercial supérieur au diamètre théorique.

Débit à pleine section :

$$Q_{ps} = K \left(\frac{\pi}{5} \right) D_{COM}^{\frac{8}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

Vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{\frac{\pi}{4} D_{COM}^2}$$

La hauteur d'eau dans la canalisation :

Le programme calcule 2 hauteurs d'eau

Qui correspond au débit de projet

Qui correspond 2Dcom/10

Pour cela le programme résout l'équation suivante :

$$\frac{A^{\frac{5}{2}}}{P^{\frac{3}{2}}} = \frac{Q}{KI^{\frac{1}{2}}}$$

Q le débit

A la section mouillée.

P le périmètre mouillé.

Avec :

$$A = \frac{\pi}{2}R^2 - \text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right)R^2 - (R-h)\sqrt{R^2 - (R-h)^2}$$

$$P = \pi - 2\text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right)R$$

h : la hauteur d'eau dans la canalisation.

R : le rayon de la conduite.

La vitesse :

Le programme calcul 2 vitesses :

Qui correspond au débit de projet

Qui correspond 2Dcom/10

$$v = \frac{Q}{A}$$

Avec :

$$A = \frac{\pi}{2}R^2 - \text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right)R^2 - (R-h)\sqrt{R^2 - (R-h)^2}$$

Sachant que h est déjà calculée

PARTIE 2 : Dimensionnement d'une station de pompage

1. Détermination du diamètre économique, de la hauteur manométrique totale et de la puissance

1.1 Présentation :

Cette feuille de calcul permet la détermination du diamètre économique, de la hauteur manométrique totale et de la puissance pour le dimensionnement d'une station de pompage.

Elle contient un seul programme « Calculer » qui permet de trouver le diamètre économique.

1.2 Données d'entrée :

Pour faire le calcul il faut entrer les données suivantes :

Données d'entrée	
Cote de départ (m)	5,39
Cote d'arrivée (m)	34,13
Débit Q(l/s)	37,9
Rugosité K (mm)	0,4
viscosité cinématique (m²/s)	1,03E-06
Longueur (m)	982,38
Rendement %	70
Fonctionnement(h/j)	18
Cout d'énergie(Dh/kw)	1
Taux d'actualisation(%)	10
Durée de vie (ans)	40
Pertes de charge singulières (m)	2

En plus il faut entrer les diamètres des conduites sur lesquelles on effectuera le calcul et pour chaque conduite il faut entrer son prix unitaire

Conduites	
Diamètre nominal (mm)	Prix Unitaire en Dhs
75	11,809

1.3 Traitement des données et résultats :

Pour chaque conduite de diamètre D le programme effectue le calcul suivant :

Vitesse :

$$v = \frac{\text{Débit } Q}{\frac{\pi}{4} D^2}$$

Coefficient de Colebrook λ :

La recherche de λ nécessite la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left(\frac{k}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right)$$

Où :

k : Le coefficient de rugosité

Re : Nombre de Reynolds ($Re=(V*D) / \mu$, $\mu = 1,03 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, étant la viscosité cinématique de l'eau).

Pertes de charge linéaires PDCL :

$$\Delta H = \lambda * \frac{L * V^2}{2 * g * D}$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite en m
- D : Diamètre de la conduite en m
- V : Vitesse moyenne d'écoulement dans la conduite en m/s
- g : Accélération de la pesanteur : 9,81 m/s²
- λ : Coefficient de Colebrook

Pertes de charge singulières PDCS :

Fixer dans les données d'entrée

Hauteur manométrique totale Hmt :

$$HMT = Hg + \Delta H$$

Avec :

- HMT : hauteur manométrique totale
- Hg : Hauteur géométrique
- ΔH : Perte de charge totale

Puissance P :

$$P = \rho g Q H$$

Avec :

- P : Puissance en W
- ρ : Poids volumique de l'eau = 1000Kg/m³
- g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²
- Q : Le débit à transiter en m³/s
- H : Hauteur manométrique en m

Cout équipement et Cout Génie civil :

Puissance installée \leq 10 kw :

- Cout équipement (en DH) = 50 000 * P(kw)
- Cout Génie civil (en DH) = 40 % du cout de la station

Puissance installée entre 10 et 100 kw :

- Cout équipement (en DH) = 224 000 * P^{0,35} (kw)
- Cout Génie civil (en DH) = 335 000 DH

Puissance installée supérieure à 100 kw

- Cout équipements_(DH) = 11200 x P
- Cout Génie civil (en DH) = 25 % du montant totale.

Cout total de la conduite :

Cout total = Prix unitaire * longueur de la conduite

Energie annuelle

$$W_a = \text{Puissance} * \text{fonctionnement par jour} * 365$$

Cout annuel d'énergie annuelle :

$$E_n = W_a \times e$$

$$E_n = 9,81/3600 \times \frac{H * V_a * e}{r}$$

Avec e : le prix du kWh

Cout totale d'énergie actualisé :

$$E_{n_{act}} = E_n \frac{(1 + \text{taux d'actualisation})^{\text{durée de vie}} - 1}{\text{taux d'actualisation} (1 + \text{taux d'actualisation})^{\text{durée de vie}}}$$

Cout totale :

Cout totale = Cout équipement + Cout Génie civil + Cout total de la conduite + Cout totale d'énergie actualisé

Après avoir effectué tout ce calcul le programme cherche le diamètre économique qui correspond au cout totale minimal

Q23 $= (M23 * \text{C} \$33 * 365) / (10^6)$

I. Détermination du diamètre économique, de la hauteur manométrique totale et de la puissance :

Données d'entrée		Conduites		Vitesse (m/s)	Coefficient de Colebrook λ	Pertes de charge linéaires PDCI (m)	Pertes de charge singulières PDCS (m)	Hauteur manométrique totale Hmt (m)	Puissance P (kw)	Cout équipement en M.Dhs	Cout total de la conduite en M.Dhs	Cout Génie civil en M.Dhs	Energie annuelle en (M.kwh)	Cout annuel d'énergie annuelle en M.Dhs	Cout totale d'énergie actualisé en M.Dhs	Cout totale en M.Dhs
		Diamètre nominal (mm)	Prix Unitaire en Dhs													
Cote de départ (m)	5,39	75	11,809	8,5788	0,0311	1527,7	2	1558,445	827,75	9,2709	0,0116	2,32061	5,4383	5,4383	53,182	64,785
Cote d'arrivée (m)	34,13	90	141,6	5,9575	0,0295	582,34	2	613,0775	325,63	3,6471	0,1391	0,94654	2,1394	2,1394	20,921	25,654
Débit Q(l/s)	37,9	110	170,2	3,9881	0,0279	202	2	232,7351	123,62	1,3845	0,1672	0,38792	0,8122	0,8122	7,9421	9,8817
Rugosité K (mm)	0,4	125	196	3,0884	0,027	103,07	2	133,81	71,072	0,9962	0,1925	0,335	0,4669	0,4669	4,5663	6,09
viscosité cinématique (m2/s)	1,03E-06	140	215	2,462	0,0262	56,833	2	87,57334	46,514	0,8588	0,2112	0,335	0,3056	0,3056	2,9884	4,3935
Longueur (m)	982,38	160	250,8	1,885	0,0254	28,229	2	58,96881	31,321	0,7478	0,2464	0,335	0,2058	0,2058	2,0123	3,3415
Rendement %	70	200	342	1,2064	0,0242	8,8067	2	39,54667	21,005	0,6502	0,336	0,335	0,138	0,138	1,3495	2,6707
Fonctionnement (h/j)	18	225	416,3	0,9532	0,0236	4,7749	2	35,51489	18,863	0,6262	0,409	0,335	0,1239	0,1239	1,2119	2,5821
Cout d'énergie (Dh/kw)	1	250	495,4	0,7721	0,0232	2,7666	2	33,50662	17,797	0,6136	0,4867	0,335	0,1169	0,1169	1,1434	2,5787
Taux d'actualisation (%)	10	315	718,8	0,4863	0,0224	0,8415	2	31,58154	16,774	0,601	0,7061	0,335	0,1102	0,1102	1,0777	2,7199
		400	1102,30	0,3016	0,0219	0,2488	2	30,9888	16,459	0,597	1,0829	0,335	0,1081	0,1081	1,0575	3,0724
		500	1240	0,193	0,0216	0,0807	2	30,82067	16,37	0,5959	1,2182	0,335	0,1076	0,1076	1,0518	3,2008
		600	1300	0,134	0,0216	0,0324	2	30,77243	16,345	0,5956	1,2771	0,335	0,1074	0,1074	1,0501	3,2578

Résultats	
Diamètre économique (mm)	250
Hauteur manométrique totale Hmt (m)	33,507
Puissance P (kw)	17,797

2. Dimensionnement de la bache :

2.1 Présentation :

Cette feuille de calcul permet de dimensionner la bache d'aspiration d'une station de pompage

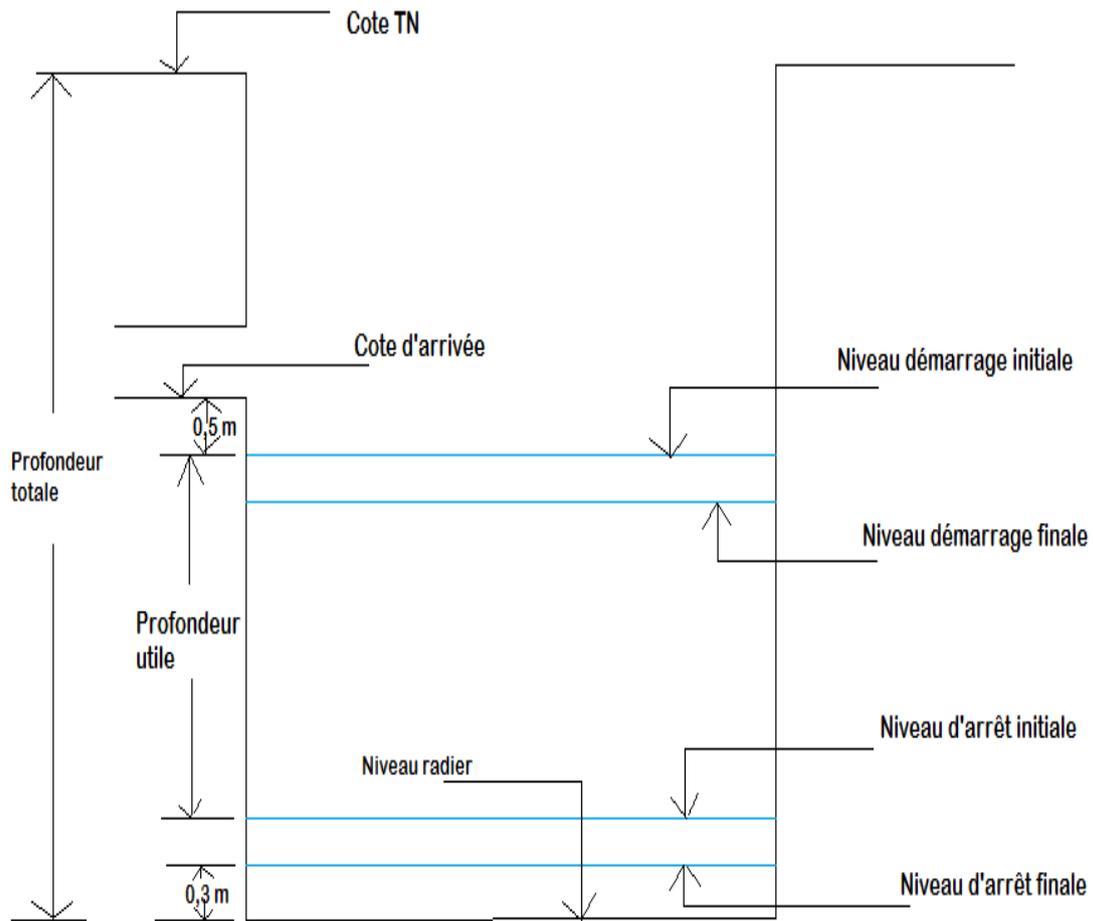


Figure 37 : les niveaux dans une bache d'aspiration

2.2 Les données d'entrée :

Pour effectuer le calcul on entre les données suivantes :

Données d'entrée	
Débit maximum Q_{max} (m ³ /s)	1,9
Cote TN (m)	190
Cote d'arrivée (m)	180
Nombre de démarrage	2
Longueur de la bache (m)	2
Section de la bache (m ²)	4
Nombre de pompe	4
Hauteur entre 2 démarrages (m)	0,25

2.3 Traitement des données et résultats :

Les formules utilisées dans le calcul :

Temps de fonctionnement :

$$= 3600 / \text{Nombre de démarrage}$$

Débit refoulé par une seule pompe :

$$= \text{Débit maximum } Q_{\max} / \text{Nombre de pompe}$$

Volume utile :

$$= ((\text{Temps de fonctionnement}) * (\text{Débit refoulé par une seule pompe})) / 4 + \\ (\text{Nombre de pompe} - 1) * (\text{Section de la b\^ache}) * (\text{Hauteur entre 2 démarrages})$$

Profondeur utile :

$$= \text{Volume utile} / \text{Section de la b\^ache}$$

Niveau démarrage initiale :

$$= \text{Cote d'arrivée} - 0,5$$

Niveau démarrage finale :

$$= \text{Niveau démarrage initiale} - (\text{Nombre de pompe} - 1) * \text{Hauteur entre 2 démarrages}$$

Niveau d'arrêt initiale :

$$= \text{Niveau démarrage initiale} - \text{Profondeur utile}$$

Niveau d'arrêt finale :

$$= \text{Niveau démarrage finale} - \text{Profondeur utile}$$

Niveau radier :

$$= \text{Niveau d'arrêt finale} - 0,3$$

Profondeur totale :

$$= \text{Cote TN} - \text{Niveau radier}$$

Résultats

Temps de fonctionnement (s)	1800
Débit refoulé par une seule pompe (m ³ /s)	0,475
Volume utile (m ³)	216,75
Profondeur utile (m)	54,1875
Niveau démarrage initiale (m)	179,5
Niveau démarrage finale (m)	178,75
Niveau d'arrêt initiale (m)	125,3125
Niveau d'arrêt finale (m)	124,5625
Niveau radier (m)	124,2625
Profondeur totale(m)	65,7375

3. Calcul du volume du ballon Anti-bélier :

3.1 Présentation :

Cette feuille de calcul permet de calculer le volume du ballon anti-bélier sans utilisation de l'abaque de « Vibert » suivant :

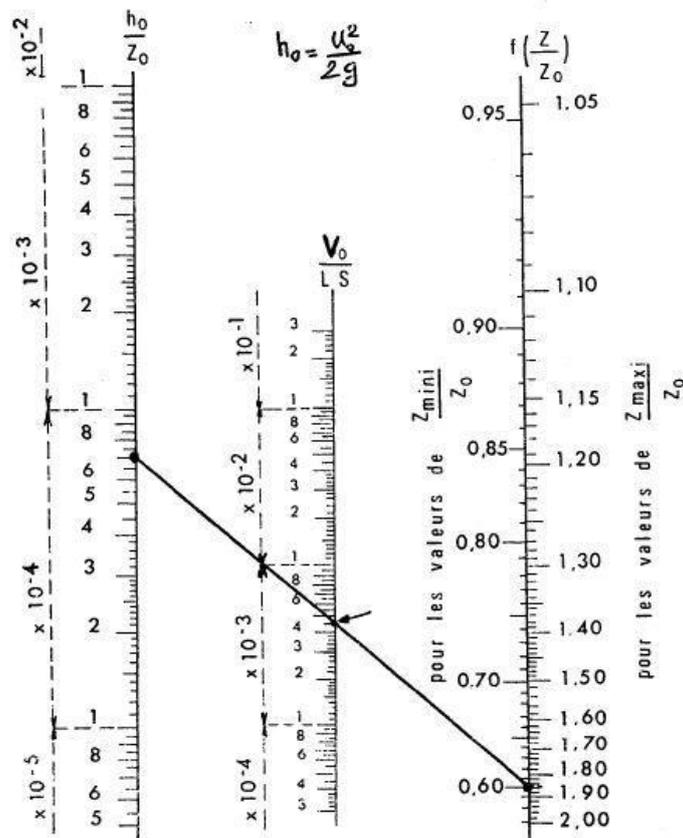


Figure 38 : Abaque de Vibert

3.2 Données d'entrée :

Pour le calcul du réservoir d'air il faut entrer les données suivantes :

Données d'entrée

e : Epaisseur du paroi de la conduite (m)	0,01
L : Longueur de la conduite (m)	1200
D : Diamètre de la conduite (m)	0,2
U₀ : la vitesse de l'écoulement (m/s)	1
H₀ : Pression dans la conduite en mètres d'eau	60
H_{max} : Pression admissible dans la conduite en mètres d'eau.	120
ρ : La masse volumique de l'eau (Kg/m ³).	1000
E_{eau} : Module d'élasticité du liquide ou compressibilité de l'eau (Pa).	2,07E+09
E_c : Module d'élasticité du matériau constituant la conduite (Pa).	1,1E+09

3.3 Traitement des données et résultats :

Sans utilisation de l'abaque de « Vibert » on peut calculer le volume du réservoir. En effet l'abaque de « Vibert » permet de donner Z_{min}/Z_0 en connaissant Z_{max}/Z_0 pour cela il suffit d'utiliser la première ligne de l'abaque, ensuite on applique la formule suivante pour trouver le volume :

$$\frac{V_0}{L * S} = \frac{U_0^2}{2 * g * Z_0} * \frac{1}{f\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right)}$$

Avec :

$$f\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right) = \left(\frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \ln\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right)\right)$$

U_0 : La vitesse moyenne dans la conduite en marche normale

L : La longueur de la conduite

S : La section de la conduite

V_0 : Volume d'air.

Z_0 : Pression absolue en régime normale, exprimée en mètres d'eau

Z_{max} : Pression absolue à ne pas dépasser, exprimée en mètres d'eau

Z_{min} : la pression absolue minimale au-dessous de laquelle on ne veut pas descendre

Notre feuille de calcul contient les valeurs de Z_{min}/Z_0 pour tous les Z_{max}/Z_0 de l'abaque (les graduations)

Zmax/Z0	Zmin/Z0
1,06	0,943571429
1,07	0,935217391
1,08	0,926363636
1,09	0,918888889
1,1	0,912222222
1,11	0,90375
1,12	0,895714286
1,13	0,888571429
1,14	0,881428571
1,15	0,8725
1,16	0,866666667
1,17	0,861666667
1,18	0,855454545
1,19	0,847272727
1,2	0,842727273
1,21	0,835

Donc pour n'importe quel Zmax/Z0 par interpolation suivant les valeurs du tableau on trouve Zmin/Z0

Les formules utilisées dans le calcul :

La célérité de l'onde C :

$$C = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{E_{eau}} + \frac{D}{eE_c} \right)}}$$

ρ : La masse volumique de l'eau (1000 Kg/m³).

E_{eau} : Module d'élasticité du liquide ou compressibilité de l'eau (2070 MPa).

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

e : Epaisseur de la paroi (m).

E_c : Module d'élasticité du matériau constituant la conduite (MPa).

Coup de bélier en cas d'une fermeture brusque ΔH_{max} :

$$\Delta H_{max} = \frac{C}{g} U_0$$

Pression absolue en régime normale :

$$Z_0 = H + 10$$

Pression absolue maximale :

$$Z_{max}=H_{max}+10$$

Volume d'aire à Z_{max} :

$$V_{max*} = (V_0 * Z_0) / Z_{min}$$

Volume du réservoir

$$V_{res}=1,25 * V_{max}$$

Résultats :

C : La célérité de l'onde (m/s)	231,465917
ΔH_{max} : Coup de bélier en cas d'une fermeture brusque (m)	23,5948947
Z0 : Prèssion absolue en régime normale (m)	70
Zmax : Pression absolue maximale (m)	130
Zmin : Pression absolue minimale (m)	42,0333333
Zmax/Z0	1,85714286
Zmin/Z0	0,60047619
ho	0,0509684
ho/Z0	0,00072812
V0/(L.S)	0,00468809
Vo : Voulme d'aire à Z0 (m3)	0,17673687
Vmax : Volume d'aire à Zmax (m3)	0,29432786
Volume du réservoir (m3)	0,38262622

PARTIE 3 : Dimensionnement des ouvrages connexes

1. Dimensionnement d'un bassin de dessablement :

1.1 Présentation :

Cette feuille de calcul permet de donner les dimensions d'un bassin de dessablement circulaire et rectangulaire.

1.2 Données d'entrée :

Pour faire le dimensionnement du bassin il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Diamètre minimale des particules à retenir (m)	0,0001
Masse volumique du solide (kg/m ³)	2650
Masse volumique du liquide (kg/m ³)	1000
Viscosité dynamique du liquide (Pa/s)	0,001
Hauteur du bassin (m)	1
Débit d'arrivée à pleine section (m ³ /s)	1,7
Vitesse de l'eau (m/s)	0,3
Pourcentage d'élimination %	80
Performance	Moyenne

1.3 Traitement des données et résultats :

Le dimensionnement se fait suivant les étapes suivantes :

Taux de traitement :

Le taux de traitement est déterminé en fonction de l'objectif d'élimination et le niveau de performance par interpolation en utilisant le graphe suivant :

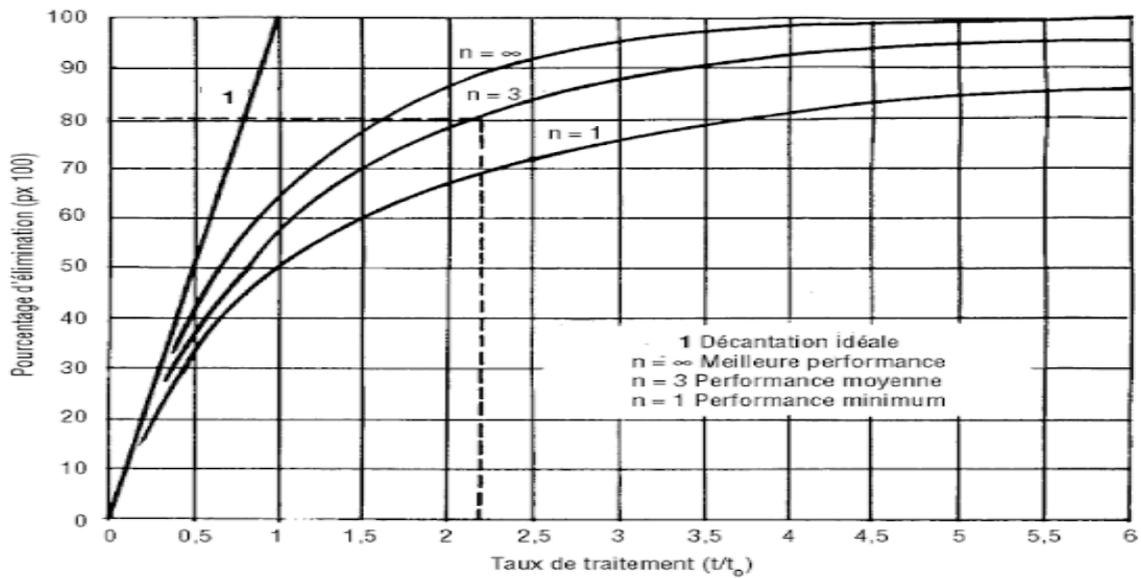


Figure 39 : Objectifs d'élimination et performances.

Vitesse de sédimentation u :

Il semble impossible de faire le calcul de u alors qu'il faut connaître cette valeur pour calculer Re et de là faire le choix de l'équation appropriée.

Par manipulation algébrique, on arrive à définir le critère suivant :

$$K = d \times \left[\frac{\rho_L \times g \times (\rho_p - \rho_L)}{\mu_L^2} \right]^{1/3}$$

$K = d \times \left[\frac{\rho_L \times g \times (\rho_p - \rho_L)}{\mu_L^2} \right]^{1/3}$	C_t	Equation	u
$K \leq 2,6$	$\frac{24}{Re}$	Stocks	$u = \frac{1}{18} \times g \times \frac{(\rho_p - \rho_L)}{\mu_L} \times d^2$
$2,6 \leq K \leq 44$	$\frac{18,5}{Re^{0,6}}$	Cas Intermédiaires	$0,153 \times g^{0,71} \times d^{1,14} \times \frac{(\rho_p - \rho_L)^{0,71}}{\rho_L^{0,29} \times \mu_L^{0,43}}$
$45 \leq K$	0,44	Newton	$1,74 \sqrt{\frac{g \times d \times (\rho_p - \rho_L)}{\rho_L}}$

Tableau 8 : Formules de la vitesse de sédimentation

Temps de chute en eau calme $t_0 = \frac{\text{hauteur du bassin } h}{u}$

Temps de chute sous effets de turbulence : $t = \frac{t}{t_0} t_0$

Bassin rectangulaire :

Largeur du bassin $l = \frac{\text{débit } Q}{(\text{vitesse de l'eau } v).h}$

Longueur minimale $L_0 = \frac{h}{u} v$

Longueur effective $L = v . t$

Section effective $S = L . l$

Volume de dessableur $V = S . h$

Temps de séjour $T_s = \frac{V}{Q}$

Bassin circulaire :

Diamètre minimale du bassin : $D_0 = \sqrt{\frac{Q}{u.\pi}}$

Diamètre effective du bassin : $D = \sqrt{\frac{Q}{u.\pi} \cdot t}$

Section effective $S = \pi \cdot \frac{D^2}{4}$

Volume de dessableur $V = S . h$

Temps de séjour $T_s = \frac{V}{Q}$

Résultats	
Taux de traitement (t/t*)	2,13636
Vitesse de sédimentation (m/s)	0,00899
Temps de chute en eau calme (s)	111,204
Temps de chute sous effets de turbulence (s)	237,572

Bassin rectangulaire	
Largeur du bassin (m)	5,6667
Longueur minimale du bassin (m)	33,361
Longueur effective du bassin (m)	71,272
Section effective du bassin (m2)	403,87
Volume de dessablement (m3)	403,87
Temps de séjour dans le bassin (s)	237,57

Bassin circulaire	
Diamètre minimale du bassin (m)	7,7573
Diamètre effective du bassin (m)	11,338
Section effective du bassin (m2)	403,87
Volume de dessablement (m3)	403,87
Temps de séjour dans le bassin (s)	237,57

2. Dimensionnement d'un déversoir d'orage :

2.1 Présentation :

Cette feuille de calcul permet de donner les dimensionnes d'un déversoir d'orage à seuil latérale.

Elle contient un seul programme « calculer » qui fait le calcul nécessaire pour le dimensionnement

2.2 Données d'entrée :

Pour le dimensionnement du déversoir il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Débit par temps de pluie (m3/s)	0,8
Débit par temps sec (m3/s)	0,06
Débit eaux parasites (m3/s)	0
Coefficient d'interception	5
Diamètre du collecteur amont D_{amont} (m)	0,6
Pente du collecteur amont	0,016
Pente de la conduite d'étranglement	0,016
Rugosité du collecteur amont	90
Rugosité de la conduite d'étranglement	90
Coefficient de déversoir μ	0,43

2.3 Traitement des données et résultats :

Le programme « calculer » permet de donner

Débit conservé admis vers la station d'épuration Q_c :

$$Q_c = \alpha Q_{ts} + Q_{eaux\ parasite}$$

Avec

Q_{ts} : débit par temps sec

$Q_{eaux\ parasite}$: débit eaux parasites

α : coefficient d'interception

Débit déversé par le déversoir Q_d :

$$Q_d = Q_p - Q_c$$

Avec :

Q_p : débit par temps de pluie

La hauteur d'eau partielle lorsque le débit amont=débit par temps de pluie H_p

Pour cela le programme résout l'équation suivante :

$$\frac{A^{\frac{5}{2}}}{P^{\frac{3}{2}}} = \frac{Q_p}{KI^{\frac{1}{2}}}$$

K : rugosité du collecteur amont

A la section mouillée.

P le périmètre mouillé.

Avec :

$$A = \frac{\pi}{2} R^2 - \text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right) R^2 - (R-h)\sqrt{R^2 - (R-h)^2}$$

$$P = \pi - 2\text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right) R$$

h : la hauteur d'eau dans la canalisation.

R : le rayon de la conduite amont.

La hauteur d'eau partielle lorsque le débit amont=débit conservé H_c

Pour cela le programme résout l'équation suivante :

$$\frac{A^{\frac{5}{2}}}{P^{\frac{3}{2}}} = \frac{Q_c}{KI^{\frac{1}{2}}}$$

K : rugosité du collecteur amont

A la section mouillée.

P le périmètre mouillé.

Avec :

$$A = \frac{\pi}{2} R^2 - \text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right) R^2 - (R-h)\sqrt{R^2 - (R-h)^2}$$

$$P = \pi - 2\text{Arcsin}\left(\frac{R-h}{R}\right) R$$

h : la hauteur d'eau dans la canalisation.

R : le rayon de la conduite amont.

La hauteur du seuil du déversoir :

La hauteur du seuil=Hc

La longueur du seuil du déversoir l :

$$l = \left(\frac{Q_d}{\frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} h^{1,67}} \right)^{\frac{1}{0,83}}$$

μ : coefficient de déversoir

h : hauteur de charge = Hp-Hc

Diamètre théorique du tuyau d'étranglement :

$$D_{TH} = \left(\frac{Q_c}{K \left(\frac{\pi}{5} \right) I^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Avec :

K : rugosité du tuyau d'étranglement

I : pente du tuyau d'étranglement

3. Dimensionnement d'un bassin d'orage :

3.1 Présentation :

Cette feuille de calcul permet de donner les dimensionnes d'un bassin d'orage.

Elle contient un seul programme « calculer » qui fait le calcul nécessaire pour le dimensionnement.

3.2 Données d'entrée :

Pour le dimensionnement du bassin il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Paramètre de Montana a	0,0005136
Paramètre de Montana b	-0,641
Superrficie du bassin versant (ha)	15
Coefficient de ruissellement	0,7
Débit de fuite par hectar (l/s/ha)	1
Coefficient d'infiltration du sol (m/s)	0,001
Surface du fond du bassin d'orage (m2)	60

3.3 Traitement des données et résultats :

Le programme « calculer » permet de donner

Coefficient d'apport C_a :

$$C_a = 1,1 \cdot (\text{Coefficient de ruissellement } C)$$

Débit de fuite Q_f :

$$Q_f = (\text{Débit de fuite par hectar}) \cdot (\text{Superficie du bassin versant } S)$$

Débit d'infiltration Q_{inf} :

$$Q_{inf} = (\text{coefficient d'infiltration } K) \cdot (\text{Surface du fond } S_f)$$

Temps de vidange :

$$t = \left(\frac{Q_f + Q_{inf}}{a \cdot S \cdot C_a \cdot (1 + b)} \right)^{\frac{1}{b}}$$

Volume d'entrée :

$$V_{en} = a \cdot S \cdot C_a \cdot t^{1+b}$$

Volume de sortie :

$$V_{so} = (Q_f + Q_{inf}) \cdot t$$

Volume de stockage :

$$V_{st} = V_{en} - V_{so}$$

Hauteur d'eau à stocker :

$$H = \frac{V_{st}}{S_f}$$

Résultats	
Coefficient d'apport	0,77
Débit de fuite Q_f (m³/s)	0,015
Débit d'infiltration Q_{inf} (m³/s)	0,06
Temps de vidange (min)	11,30267
Volume d'entrée (m³)	141,6769
Volume de sortie (m³)	50,86199
Volume de stockage (m³)	90,81487
Hauteur d'eau à stocker H (m)	1,513581

4. Dimensionnement d'une tranchée drainante :

4.1 Présentation :

Cette feuille de calcul permet de donner les dimensionnes d'une tranchée drainante.

Elle contient un seul programme « calculer » qui fait le calcul nécessaire pour le dimensionnement.

4.2 Données d'entrée :

Pour le dimensionnement de la tranchée drainante il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
coefficient de Montana a	0,0005136
coefficient de Montana b	-0,641
Superficie du bassin versant (ha)	15
Coefficient de ruissellement	0,7
Débit de fuite par hectare (l/s/ha)	1
Coefficient d'infiltration du sol (m/s)	0,001
Longueur de la tranchée (m)	6
Largeur de la tranchée (m)	6
Porosité	0,5
Surface d'infiltration = α .Surface parois+ β .Surface de base	
α	0,5
β	0

En plus il faut entrer les hauteurs de la tranchée sur lesquelles on effectuera le calcul

Hauteur de la tranchée (m)	Surface d'infiltration (m2)	Débit de vidange (m3/s)	Temps de vidange (min)	Volume de stockage à assurer (m3)	Volume de stockage de la tranchée (m3)
0,2					
0,3					
0,4					
0,5					
0,6					
0,7					
0,8					
0,9					
1					
1,1					
1,2					
1,3					
1,4					
1,5					
1,6					
1,7					

4.3 Traitement des données et résultats :

Pour chaque hauteur H le programme effectue le calcul suivant :

Surface d'infiltration :

$$S_{inf} = \alpha \cdot (2H(L + l)) + \beta \cdot l \cdot L$$

Débit de vidange :

$$Q_v = Q_f + Q_{inf}$$

Avec :

Débit de fuite Q_f :

$$Q_f = (\text{Débit de fuite par hectare}) \cdot (\text{Superficie du bassin versant } S)$$

Débit d'infiltration Q_{inf} :

$$Q_{inf} = (\text{coefficient d'infiltration } K) \cdot (\text{Surface du fond } S_f)$$

Temps de vidange :

$$t = \left(\frac{Q_v}{a \cdot S \cdot C_a \cdot (1 + b)} \right)^{\frac{1}{b}}$$

Volume de stockage à assurer :

$$V_{st \text{ à assurer}} = V_{en} - V_{so}$$

Avec :

Volume d'entrée :

$$V_{en} = a \cdot S \cdot C_a \cdot t^{1+b}$$

Volume de sortie :

$$V_{so} = (Q_f + Q_{inf}) \cdot t$$

Volume de stockage de la tranchée :

$$V_{st \text{ de la tranchée}} = \text{porosité} \cdot H \cdot l \cdot L$$

Après avoir effectué tout ce calcul le programme cherche la plus petite hauteur tel que : **Volume de stockage de la tranchée > Volume de stockage à assurer**


Calculer

Hauteur de la tranchée (m)	Surface d'infiltration (m2)	Débit de vidange (m3/s)	Temps de vidange (min)	Volume de stockage à assurer (m3)	Volume de stockage de la tranchée (m3)
0,2					
0,3					
0,4					
0,5					
0,6					
0,7					
0,8					
0,9					

2,6	31,2	0,0462	24,068	119,126	46,8
2,7	32,4	0,0474	23,125	117,427	48,6
2,8	33,6	0,0486	22,24	115,794	50,4
2,9	34,8	0,0498	21,41	114,223	52,2
3	36	0,051	20,629	112,71	54
3,1	37,2	0,0522	19,894	111,251	55,8
3,2	38,4	0,0534	19,201	109,844	57,6
3,3	39,6	0,0546	18,547	108,486	59,4
3,4	40,8	0,0558	17,928	107,173	61,2
3,5	42	0,057	17,343	105,903	63
3,6	43,2	0,0582	16,788	104,675	64,8
3,7	44,4	0,0594	16,262	103,485	66,6
3,8	45,6	0,0606	15,762	102,332	68,4
3,9	46,8	0,0618	15,288	101,215	70,2
4	48	0,063	14,836	100,13	72
4,1	49,2	0,0642	14,405	99,0777	73,8
4,2	50,4	0,0654	13,995	98,0554	75,6
4,3	51,6	0,0666	13,604	97,0619	77,4
4,4	52,8	0,0678	13,23	96,096	79,2
4,5	54	0,069	12,873	95,1564	81
4,6	55,2	0,0702	12,531	94,242	82,8
4,7	56,4	0,0714	12,204	93,3516	84,6
4,8	57,6	0,0726	11,891	92,4842	86,4
4,9	58,8	0,0738	11,591	91,639	88,2
5	60	0,075	11,303	90,8149	90
5,1	61,2	0,0762	11,026	90,0111	91,8
5,2	62,4	0,0774	10,761	89,2268	93,6



Résultats

Hauteur de la tranchée H (m)	5,1
Surface d'infiltration (m2)	61,2
Débit de vidange (m3/s)	0,0762
Temps de vidange (min)	11,02620975
Volume de stockage à assurer(m3)	90,01109655
Volume de stockage de la tranchée (m3)	91,8

PARTIE 4 : Dimensionnement d'une station d'épuration à boues activées

1. Calcul des débits et des charges polluantes :

1.1 Présentation :

L'objectif de cette feuille est de déterminer les débits et Les charges polluantes.

1.2 Données d'entrée :

Pour il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Population à l'horizon considéré (hab)	100086
Dotation (l/hab/J)	76
Coefficient de rejet	0,8
La dotation du DBO5 (mg/l)	350
La dotation DCO (mg/l)	770
La dotation MES (mg/l)	490

1.3 Traitement des données et résultats :

Le débit total journalier :

$$Q_j = D.N.R$$

Avec :

D : dotation (L/hab/J)

N : Nombre d'habitant à l'horizon considéré

R : Coefficient de rejet (Avec R=0,8)

N = Nombre des habitants

Le débit moyen horaire :

$$Q_m = \frac{Q_j}{24}$$

Le débit de pointe :

$$Q_p = C_p * Q_m$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} & \text{si } Q_m \geq 2,8 \text{ L/s} \\ C_p = 3 & \text{si } Q_m < 2,8 \text{ L/s} \end{cases}$$

Le débit diurne :

$$Q_d = \frac{Q_j}{16 \text{ heures}}$$

Les charges polluantes journalières :

$$\text{MES (kg/j)} = Q_j \text{ (m}^3\text{/j)} \times [\text{MES mg/l}] \times 10^{-3}$$

$$\text{DBO}_5 \text{ (kg/j)} = Q_j \text{ (m}^3\text{/j)} \times [\text{DBO}_5 \text{ mg/l}] \times 10^{-3}$$

2. Dégrillage :

2.1 Présentation :

L'objectif de cette feuille est de dimensionner le dégrilleur.

2.2 Données d'entrée :

Pour il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Débit maximal à travers la grille (m ³ /s)	0,1266
La vitesse à travers la grille (m/s)	0,8
Angle d'inclinaison°	70
Coefficient β	1,79
Espacement entre les barreaux (mm)	25
Diamètre des barreaux (mm)	10
Largeur de la grille (m)	1
Coefficient de colmatage C	0,3
Accélération (m/s ²)	9,81

2.3 Traitement des données et résultats :

La superficie ouverte (surface verticale) de la grille :

$$S = \frac{Q}{V * a * c}$$

Avec :

Q : Débit maximal à travers la grille.

V : Vitesse de l'écoulement à travers la grille
a : Coefficient de passage libre donné par la relation :

$$a = \frac{\text{diamètre des barreaux}}{(\text{diamètre des barreaux} + \text{espacement entre les barreaux})}$$

C : Coefficient de colmatage dépendant de la qualité de l'eau et du système de reprise des résidus.

Généralement : $0.1 < C < 0.3$ pour une grille manuelle.

$0.4 < C < 0.5$ pour une grille automatique.

La hauteur de la grille :

$$\text{Hauteur de la grille} = \frac{\text{Superficie ouverte}}{\text{Largeur de la grille}}$$

Nombre des barreaux :

$$N_b = \frac{\text{Largeur de la grille} - \text{Espacement entre les barreaux}}{\text{Espacement} + \text{Diamètre des barreaux}}$$

Les pertes de charges à travers la grille :

$$\Delta h = \beta * \left(\frac{b}{e}\right)^{4/3} * \left(\frac{v^2}{2g}\right) \sin \theta$$

Résultats	
Superficie ouverte de la grille (m2)	1,8466
Hauteur de la grille (m)	1,8466
Nombre des barreaux	27,857
Pertes de charges (mm)	16,171

3. Dessableur :

3.1 Présentation :

L'objectif de cette feuille est de dimensionner le dessableur.

3.2 Données d'entrée :

Pour faire le dimensionnement il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Le débit de pointe (m ³ /s)	0,1266271
Le temps de séjour de l'eau dans le dessableur (min)	5
La hauteur de dessableur (m)	3
La quantité d'air à injecter (m ³ /m ³)	1,25
Pourcentage de la matière minérale éliminée par le dessableur %	80
Pourcentage de la matière minérale dans la charge en matière en suspension (MES) %	20

3.3 Traitement des données et résultats :

Volume du dessableur :

$$V = Q_p \cdot T_s$$

Avec :

- $T_s = 5$ min
- Q_p : le débit de pointe m³/h

Diamètre du dessableur :

$$D = \sqrt{4 \cdot \frac{V}{\pi \cdot h}}$$

Débit volumique d'air injecté :

$$Q_{air} = Q_p \cdot V$$

Avec V : volume d'air à injecter (m³ / m³)

<i>Résultats</i>	
Volume (m ³)	37,98813347
Diamètre (m)	4,015303798
Débit d'air à injecter (m/s)	0,158283889
Quantité de matières minérales total (kg/j)	596,3524224
Quantité de matières minérales éliminée (kg/j)	477,0819379
Quantité de matières minérales restante (kg/j)	119,2704845
Quantité de MES sortant du dessableur (kg/j)	2504,680174

4. Décanteur :

4.1 Présentation :

L'objectif de cette feuille est de dimensionner le décanteur.

4.2 Données d'entrée :

Pour faire le dimensionnement il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Le débit de pointe journalier (m ³ /j)	10940,58
Le taux de débordement (m ³ /h/m ²)	2
Le temps de rétention (h)	1,5
Le nombre des décanteurs	2
Pourcentage de la DBO5 éliminée par le décanteur %	35
Pourcentage de la matière minérale éliminée par le décanteur %	95

4.3 Traitement des données et résultats :

Les éléments de conception du décanteur sont :

- Le taux de débordement (τ) égale à 2 m³/h/m².
- Le temps de rétention (T_r) égale à 1,5h.
- le décanteur primaire élimine 35% de la DBO5 et 95% de la matière minérale.

Surface du décanteur :

$$S_{\text{totale}} = \frac{Q_p}{\tau}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe journalière

$\tau = 2$ m³/h/m²

Volume du décanteur :

$$V_{\text{tot}} = Q_p * T_r$$

Avec

Q_p : débit de pointe journalière

T_r : temps de rétention = 1,5h.

Diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{4 * \frac{S_{\text{unitaire}}}{\pi}}$$

Calcul des charges polluantes :

Charge en DBO₅ = 0,35 * Charge en DBO₅ à l'entrée

Charge en MM = 0,95 * Charge en MM à l'entrée

Résultats	
Surface totale (m ²)	227,9288
Volume totale (m ³)	683,7864
Surface du décanteur (m ²)	113,9644
Volume du décanteur (m ³)	341,8932
Diamètre du décanteur (m)	12,04591
Charge éliminée de la DBO ₅ (kg/j)	745,4405
Charge éliminée de la MM (kg/j)	113,307
Charge à la sortie de la DBO ₅ (kg/j)	1384,39
Charge à la sortie de la MM (kg/j)	5,963524

5 Bassin d'aération :

5.1 Présentation :

L'objectif de cette feuille est de dimensionner Bassin d'aération.

5.2 Données d'entrée :

Pour faire le dimensionnement il faut entrer les données suivantes

Pour le calcul des dimensions du bassin :

Données d'entrée	
Débit journalier (m ³ /j)	6085,2288
Débits de pointe en temps sec (m ³ /h)	455,8576017
Charge à l'entrée de la DBO ₅ (kg/j)	1384,389552
La charge massique (kg /J) / kg	0,4
La charge volumique (kg /J) /kg	1,2
Longueur / largeur	1,5
La hauteur (m)	4
La concentration en DBO ₅ à la sortie (mg/l)	30
La puissance pour le brassage par m ² (w/ m ²)	75

Pour le calcul du besoin en oxygène :

Données d'entrée	
Valeur de a'	0,6
Valeurs de b'	0,08
La charge en DBO ₅ éliminée (kg/j)	1201,832688
Masse des boues dans le bassin (kg)	3460,97388

Pour le calcul de la Capacité d'oxygène :

<i>Données d'entrée</i>	
Température (°C)	20
Altitude (m)	287
Caractéristique du couple aérateur-bassin K1 (1/h)	0,84
Concentration en oxygène à saturation mesurée à l'interface Cs (g/m ³)	9,08
Concentration de saturation d'une eau en oxygène à 10°C C10 (mg/l)	11,26
Concentration minimale à maintenir dans le bassin Cx (mg/l)	1,75
Valeur de α	0,925
Valeur de β	0,95

Pour le calcul du Bilan des boues :

<i>Données d'entrée</i>	
Charge de la DBO5 éliminée exprimé Le (kg/j)	1201,832688
Boues organiques dans le bassin (MVS) exprimé Xa (kg)	3460,97388
Matières minérales en suspension apportées par l'effluent exprimé Bmin (kg/j)	5,963524224
Matières organiques en suspension difficilement biodégradables apportées par l'effluent exprimé Bdur (kg/j)	255,5796096
Augmentation de la biomasse par élimination de la DBO5 a'	0,6
Diminution de la biomasse par respiration endogène b'	0,08
L'indice de Mohlman Im	115

5.3 Traitement des données et résultats :

La concentration en DBO5 à l'entrée :

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_J}$$

Rendement d'élimination :

$$R = \frac{L_0 - L_S}{L_0}$$

Volume du bassin :

$$C_v = \frac{\text{charge en DBO}_5 \text{ à l'entrée (kg/j)}}{\text{volume de bassin}}$$

Masse des boues dans le bassin :

$$C_m = \frac{\text{charge en DBO}_5 \text{ à l'entrée (kg/j)}}{\text{masse dans le bassin (MVS) (kg)}}$$

Surface horizontale :

$$S_h = \frac{V}{H}$$

Largeur de bassin :

$$l = \left(\frac{S_h}{1,5} \right)^{0,5}$$

Longueur de bassin :

$$L = 1,5 l$$

Temps de séjour :

$$t_s = \frac{V}{Q_p}$$

Besoins en oxygène :

$$q_{O_2} \text{ (kg/j)} = (a' \times L_e) + (b' \times X_a)$$

q_{O_2} : Besoin en oxygène (Kg/j).

L_e : Charge en DBO_5 éliminée.

Les paramètres a' et b' sont des coefficients déterminés expérimentalement sous une température de 20°C.

a' : besoin pour la synthèse de la biomasse.

b' : besoin pour la respiration.

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

Tableau 9 : valeur de a et b pour différents types de traitement par boues activées

Capacité d'oxygène :

$$\frac{C_{oe}}{C_o} = \alpha * \gamma * \frac{C_{stp} - C_x}{C_{10}}$$

Avec :

C_{oe} : Capacité d'oxygène effective;

C_o : Capacité d'oxygène nominale avec $C_o = K_1 \cdot C_s$,

K_1 : Caractéristique du couple aérateur-bassin égale à $0,84 \text{ h}^{-1}$;

C_s : Concentration en oxygène à saturation mesurée à l'interface ;

α : Coefficient en fonction de la nature physico-chimique des eaux et du mode d'aération.

$\gamma = 1,02^{(T-10)}$: Coefficient de diffusion qui tient compte de la température.

C_{stp} : Capacité d'oxygène corrigée à la température et pression de travail.

C_{10} : concentration de saturation d'une eau en oxygène à 10°C est de $11,26 \text{ mg/l}$

C_x : Concentration minimale à maintenir dans le bassin, elle est comprise entre $1,5$ et 2 mg/l .

valeurs de α et β pour différents types de traitement par boues activées

Type de traitement	α	β
Faible charge	0,95	0,97
Moyenne charge	0,9 à 0,95	0,95
Forte charge	0,8	0,95

Tableau 10 : valeur de α et β pour différents types de traitement par boues activées

Saturation de l'eau en oxygène et coefficient γ de diffusion en fonction de la température.

Température T (°C)	Concentration à saturation C_s de l'oxygène dans l'eau à 1013 mbar (g/m ³)	Coefficient de diffusion γ
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	8,26	1,346

Tableau 11 : saturation de de l'eau en oxygène et coefficient de diffusion en fonction de la température

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

Tableau 12 : Valeurs du rapport p/p_0

C_{stp} : est la capacité d'oxygène corrigée à la température et à la pression de travail.

$$C_{stp} = C_s \frac{P \cdot \beta}{P_0}$$

C_x : concentration minimale à maintenir dans le bassin, elle est comprise entre 1,5 et 2 mg/l.

C_{10} : concentration de saturation d'une eau en oxygène à 10°C est de **11,26mg/l**

Puissance requise pour le brassage :

$$E_b = S_h \cdot P_a$$

Avec

S_h : surface horizontale du bassin

P_a : puissance

$$70 \leq P_a \leq 80 \quad w/m^2$$

Bilan des boues :

**Calcul de la quantité des boues en excès*

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO₅ éliminée et dépend de la charge massique dans le bassin d'aération.

La quantité des boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta B = B_{min} + B_{dur} + \alpha_m L_e - bX_a$$

Avec :

- ΔB : Boues en excès exprimé en kg/j ,
- L_e : Charge de la DBO₅ éliminée exprimé en kg/j
- X_a : Boues organiques dans le bassin (MVS) exprimé en kg
- B_{min} : Matières minérales (MM) en suspension apportées par l'effluent exprimé en kg/j
- B_{dur} : Matières organiques en suspension difficilement biodégradables apportées par l'effluent exprimé en kg/j
- α_m : Augmentation de la biomasse par élimination de la DBO₅.
- b : Diminution de la biomasse par respiration endogène.

Pour le calcul des dimensions du bassin :

Résultats	
La concentration en DBO5 à l'entrée (kg/m3)	0,2275
La charge en DBO5 à la sortie (kg/m3)	182,557
La charge en DBO5 éliminée (kg/j)	1201,83
Le rendement d'élimination %	86,8132
Le volume du bassin (m3)	1153,66
Masse des boues dans le bassin (kg)	3460,97
La concentration des boues dans le bassin (kg/m3)	3
Surface horizontale (m2)	288,414
Largeur de bassin (m)	13,8664
Longueur de bassin (m)	20,7996
Temps de séjour (h)	2,53074
Puissance requise pour le brassage (kw)	21,6311

Pour le calcul du besoin en oxygène :

<i>Résultats</i>	
Besoin en oxygène (kg/j)	997,978
Quantité horaire d'oxygène nécessaire (kg/h)	41,5824

Pour le calcul de la Capacité d'oxygène :

<i>Résultats</i>	
Coefficient de diffusion γ	1,21899
Capacité d'oxygène nominale C_0 (mg/l/h)	7,6272
Valeur du rapport p/p_0	0,96499
La capacité d'oxygène corrigée à la température et à la pression de travail C_{stp} (mg/l)	8,32397
Capacité d'oxygène effective C_{oe} (mg/l/h)	5,02109

Pour le calcul du Bilan des boues :

<i>Résultats</i>	
Boues en excès exprimé ΔB (kg/j)	705,765
Concentration de boues en excès X_m (kg/m ³)	10,4348
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$ (m ³ /j)	67,6358
Le débit spécifique q_{sp} (kg/m ³ /j)	0,61176
Taux de recyclage R (%)	40,3509
Le débit des boues recyclées Q_r (m ³ /j)	2455,44
Age des boues A_b (j)	4,90386

6. Clarificateur :

6.1 Présentation :

L'objectif de cette feuille est de dimensionner le clarificateur.

6.2 Données d'entrée :

Pour faire le dimensionnement il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Le débit de pointe journalier (m ³ /j)	10940,6
Le taux de débordement (m ³ /h/m ²)	2
Le temps de rétention (h)	1,5
Le nombre des décanteurs	2

6.3 Traitement des données et résultats :

Les éléments de conception du décanteur sont :

- Le taux de débordement (τ) égale à 2 m³/h/m².
- Le temps de rétention (T_r) égale à 1,5h.
- le décanteur primaire élimine 35% de la DBO₅ et 95% de la matière minérale.

Surface du décanteur :

$$S_{\text{totale}} = \frac{Q_p}{\tau}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe journalière

$\tau = 2 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$

Volume du décanteur :

$$V_{\text{tot}} = Q_p * T_r$$

Avec

Q_p : débit de pointe journalière

T_r : temps de rétention = 1,5h.

Diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{4 * \frac{S_{\text{unitaire}}}{\pi}}$$

Résultats	
Surface totale (m ²)	227,9288008
Volume totale (m ³)	683,7864025
Surface du décanteur (m ²)	113,9644004
Volume du décanteur (m ³)	341,8932012
Diamètre du décanteur (m)	12,04591139

PARTIE 5 : Dimensionnement des installations individuelles

1. Fosse septique :

1.1 Présentation :

L'objectif de cette feuille est de déterminer les dimensions d'une fosse septique.

1.2 Données d'entrée :

Pour il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Dotation en eau potable (l/hab/J)	150
Coefficient de retour	0,9
Temps de séjour (j)	3
Nombre d'usagers	60
Nombre d'années entre deux vidanges des boues	2
Facteur F	1,5
Vitesse d'accumulation des boues et de l'écume (l/s)	40
La hauteur du volume immergé (m)	2
La longueur du volume immergé L (m)	3,2

1.3 Traitement des données et résultats :

- Le débit des eaux usées = Dotation. Coefficient de retour. Nombre d'usagers
- Le volume de séjour = Le débit des eaux usées. Temps de séjour
- Le volume de boues= Nombre d'usagers. Nombre d'années entre deux vidanges. Facteur F. vitesse d'accumulation des boues
- Le volume total immergé = Le volume de séjour + Le volume de boues
- Le volume de boues/Le volume totale immergé doit être supérieur à 0,5
- La largeur immergé l = Le volume total immergé/ (la hauteur. La longueur)
- L/l doit être compris entre 1,5 et 3

<i>Résultats</i>	
Le débit des eaux usées (l/j)	8100
Le volume de séjour (l)	24300
Le volume de boues (l)	7200
Le volume total immergé (l)	31500
Le volume de boues/Le volume totale immergé	0,228571
La largeur immergé l (m)	4,921875
L/l	0,650159

2. Dégrillage :

2.1 Présentation :

L'objectif de cette feuille est de dimensionner le dégrilleur.

2.2 Données d'entrée :

Pour il faut entrer les données suivantes :

<i>Données d'entrée</i>	
Le débit des eaux usées (l/j)	8100
Coefficient de perméabilité (m/s)	1E-06
Le diamètre du puits (m)	2
Surface d'infiltration = α .Surface parois+ β .Surface de base	
α	1
β	1

2.3 Traitement des données et résultats :

La surface d'infiltration = Débit des eaux usées/ Coefficient de perméabilité

La hauteur utile = (surface d'infiltration – β . surface de base) / (α . surface parois)

<i>Résultats</i>	
La Surface d'infiltration (m2)	93,75
La hauteur utile (m)	14,42078

Conclusion :

L'élaboration de cet outil de calcul des systèmes d'assainissement m'a permis d'une part, de bien comprendre le dimensionnement et la conception des différents ouvrages de l'assainissement et de l'épuration et d'autre part, d'apprendre comment traduire les équations physiques compliquées dans des feuilles de calculs ce qui permet par la suite le dimensionnement des ouvrages d'une manière facile et rapide par rapport à la méthode usuelle qui se base sur le calcul manuel

Enfin, je tiens à nouveau à remercier toute personne qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce stage de fin d'études qui s'est avéré énormément bénéfique, du fait qu'il m'a permis une immersion dans le monde professionnel et m'a apporté énormément de connaissances humaines et techniques que je n'avais pas encore eu l'occasion d'appréhender.

Bibliographie :

COURS ASSAINISSEMENT DE L'ECOLE HASSANIA DES TRAVAUX PUBLICS

Document réalisé par : Mr. ASMLAL Lmahfoud : Professeur à l'Ecole Hassania des travaux publics

LE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS

Document réalisé par : KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien

COURS DE FORMATION STATIONS DE POMPAGE ET DE RELEVAGE DES EAUX USEES

Document réalisé par : Mr. BENAZZOUZ

ÉTUDE DE L'ÉLABORATION DES PLANS TYPES DES OUVRAGES D'ASSAINISSEMENT : PLANS TYPES DES OUVRAGES ET LEURS FICHES TECHNIQUES

Document réalisé par : Direction Assainissement et Environnement ONEE-eau

DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION D'EPURATION PAR BOUES ACTIVEES

Document réalisé Dr. R. SALGHI : Professeur à l'Ecole Nationale des Sciences Appliqués d'Agadir

MEMOIR DE PROJET DE FIN D'ETUDE : CONTRIBUTION A L'ETUDE DU SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT LIQUIDE DE LA VILLE D'AZEMMOUR

Document réalisé par : Britel Soukaina et El Mourabite Ilham

Webographie :

<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2369>

http://pravarini.free.fr/Hydro_Divers.htm

http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0506/bei/bei_ere/5/html/b1/proj/pr_b1.htm

<http://travaux-publics.blogspot.com/2012/03/dimensionnement-dune-station-de-pompage.html>

<https://fr.scribd.com/doc/139093562/Dimensionnement-d-une-STEP-a-boue-activee-docx>

http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0506/bei/bei_ere/5/html/pdf/pompe.pdf