

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

POLYCOPIE DE COURS

Module :
"HYDRAULIQUE URBAINE"

Licence 3^{ème} Année
(Ouvrages et Aménagements Hydrauliques)

Responsable du Module :
Dr. Abdelhamid BEDJOU

Préambule

L'Hydraulique urbaine est une discipline scientifique de l'ingénierie et de l'environnement. Elle s'intéresse à l'étude de l'eau et de ses relations avec les différentes activités humaines en zone urbaine. En outre, l'Hydraulique urbaine est un ensemble de processus visant à améliorer la situation sociale, sanitaire et environnementale avec ses différents composants. L'hydraulique urbaine couvre divers aspects : Le captage, les adductions, la distribution, la collecte, l'évacuation à travers un réseau de collecteurs et le traitement des eaux usées dans une station d'épuration avant leur rejet au milieu naturel.

Les collectivités locales notamment l'office national de l'assainissement et l'algérienne des eaux représentent les principaux acteurs de la gestion du secteur de l'hydraulique urbaine. Ils remplissent dans ce rôle une fonction d'intérêt général dont ils ne peuvent se démettre. La première prend des décisions stratégiques ; en revanche, la deuxième prend des décisions à caractère opérationnel ainsi que la mise en œuvre des programmes d'entretien et de réhabilitation. Ces parties prenantes ont besoin donc, dans l'accomplissement de leurs tâches, d'une main-d'œuvre technique qualifiée afin d'assurer un service durable aux usagers.

L'objectif de ce cours, destiné aux étudiants de spécialité Hydraulique des niveaux 3^{ème} Année de Licence (Option : Ouvrages et Aménagements Hydrauliques (OAH)) est de fournir les bases nécessaires à la compréhension de la méthodologie de dimensionnement des ouvrages d'alimentation en eau potable et des réseaux d'assainissement.

Dans ce cours, le premier chapitre expose d'abord des généralités sur le cycle de l'eau urbain et l'évaluation des débits de calcul des différents éléments de ce cycle.

Le deuxième chapitre s'intéresse particulièrement aux captages des eaux destinées à la consommation ainsi qu'à la procédure de dimensionnement du réseau de distribution.

Le troisième chapitre présente les différents types des adductions d'eau ainsi que leurs dimensionnements.

Dans le quatrième chapitre, un exposé détaillé sur le calcul d'un réseau d'assainissement unitaire sera abordé.

Quant au cinquième et dernier chapitre, celui-ci traite des notions générales sur les proc.d.s de traitement des eaux potables et d'épuration des eaux usées.

Ce cours est dispensé par moi-même (Dr. Abdelhamid BEDJOU) depuis plus d'une dizaine d'années pour les étudiants de la spécialité Hydraulique de l'université Abderrahmane Mira de Bejaia (Algérie).

Dr. Abdelhamid BEDJOU

Table des matières

Chapitre I : Généralités – Notions d’Hydraulique	P
Introduction	01
1-1-Cycle urbain de l’eau.....	01
1-1-1-Captage.....	01
1-1-3-Traitement des eaux	02
1-1-4-Adduction.....	02
1-1-5-Stockage.....	02
1-1-6-Distribution.....	02
1-1-7-Assainissement.....	02
1-1-8-Epuration des eaux.....	02
1-2- estimation quantitative des eaux véhiculées.....	03
1-2-1 - Les débits d'eau potable	03
1-2-2- Les débits des eaux usées.....	06
1-2-3- Les débits des eaux pluviales.....	06
1-3- Les pertes de charges.....	07
1-3-1- Les pertes de charge linéaire	07
1-3-2-Les pertes de charge singulières	08
1-3-3- Pertes de charge totales(Jt).....	08
1-4-Application.....	08
Chapitre II : Captages & Distribution	
Partie 01 : Captage	
Introduction	10
2-1-Definition.....	11
2-2- Types de ressources en eau.....	11
2-2-1- Les eaux souterraines.....	11
2-2-2- Les sources d'eau.....	12
2-2-3- Les eaux de surface.....	12
2-3-Les ouvrages de captage	13
2-3-1- Captage des eaux souterraines.....	13
2-3-2- Captage de sources.....	14
Partie 02 : Distribution	
Introduction	15

2-4-Definition	16
2-5- Classification des réseaux de distribution d'eau potable.....	16
2-5-1- classification selon la disposition dans l'agglomération.....	16
2-5-2- Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau	16
2-6- Conception d'un réseau.....	18
2-7- Principe de trace d'un réseau de distribution	18
2-8- Calcul hydraulique du réseau ramifié.....	18
2-8-1- Calcul des débits de calculs (pour les tronçons).....	18
2-8-2- Calcul des pressions (aux nœuds)	20
2-9-Applications.....	20
2-9-1-Exercice 01.....	20
2-9-2-Exercice 02.....	22
Chapitre III : Calcul d'un réseau d'adduction	
Introduction.....	24
Partie 01 : Adduction	
3-1- Choix du profil et trace de l'adduction	25
3-2- Ligne de charge et la ligne piézométrique.....	25
3-3- Calcul hydraulique des adductions	26
3-3-1- Contraintes de dimensionnement.....	26
3-3 -2- Principes de calcul.....	26
3-4- Equipements d'une adduction.....	29
3-5- Matériaux des canalisations	29
3-6-Applications.....	30
3-6-1-Exercice 01.....	30
3-6-2-Exercice 02.....	31
Partie 02 : Réservoirs	
3-7- Rôle des réservoirs.....	34
3-8- Emplacement des réservoirs.....	34
3-9- Principe de fonctionnement.....	34
3.10- Choix du type de réservoir.....	35
3-11- Capacité des réservoirs	35

3.11.1- Principe de calcul.....	35
3.11.2- Détermination analytique de la capacité du réservoir	35
Chapitre IV : Calcul d'un réseau d'assainissement	
Introduction.....	39
4-1-Types de systèmes d'assainissement.....	40
4.1.1/Système unitaire (le tout à l'égout)	40
4.1.2/système séparatif	40
4.1.3/système pseudo séparatif	40
4.2/Choix du système d'évacuation	40
4-3-. Les éléments d'un réseau d'assainissement.....	41
4-3-1- Les Regards	41
4-3-2- Les canalisations	41
4-4-. Evaluation des débits à collecter.....	42
4-4-1/ Calcul des débits des eaux usées.....	42
4-4-2/ Calcul des débits des eaux pluviales.....	42
4-4-3/ débits de calcul du réseau unitaire.....	43
4-5-. Calcul hydraulique du réseau unitaire.....	43
4-5-1/ Mode de calcul	43
4-5-2/ Paramètres Hydrauliques	46
4.5.3/ Conditions d'auto-curage.....	46
Chapitre V : Traitement et épuration des eaux	
Introduction.....	50
5-1-qualite des eaux en fonction de leurs origines et usages	51
5-1-1/ Les eaux potables	51
5-1-2/ Les eaux usées.....	52
5-2-Procèdes généraux de traitement et d'épuration des eaux	54
5-2-1/. Les prétraitements	55
5-2-2/ Les traitements secondaires	56
 Références bibliographiques	

CHAPITRE I : GENERALITES – NOTIONS D'HYDRAULIQUE

INTRODUCTION

L'hydraulique urbaine est une branche de l'hydraulique qui s'intéresse à l'étude des problèmes de **conception**, de **réalisation** et d'**exploitation** des installations nécessaires pour satisfaire les besoins en eau des populations regroupées en villes ou villages. Comme l'eau n'est utilisée par les consommateurs que de façon tout à fait temporaire, ces installations comprennent essentiellement deux parties bien distinctes qui servent respectivement à amener l'eau jusqu'aux consommateurs (Alimentation en eau potable), et à l'évacuer après usage (Assainissement).

1-1/- LE CYCLE URBAIN DE L'EAU [1]

En milieu urbain, lorsqu'on s'intéresse à l'eau il faut considérer sa circulation depuis son puisage du milieu naturel, son utilisation puis sa restitution au milieu naturel. Ainsi et par similitude à son cycle naturel largement connu, la circulation de l'eau en milieu urbain est assurée, en permanence, dans un cycle bien défini.

Les principaux éléments que comporte un cycle urbain de l'eau sont représentés dans la figure ci-dessous.

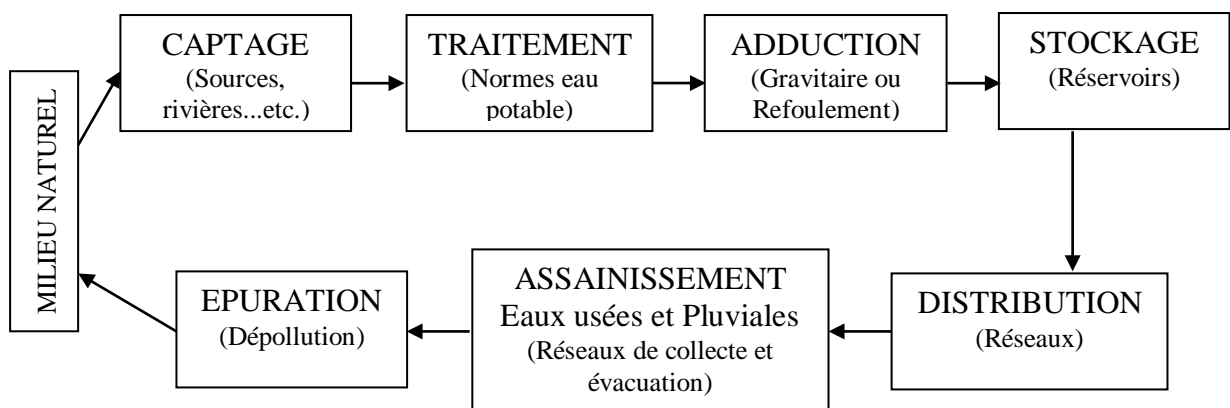


Figure 1 : Schéma du cycle de l'eau en milieu urbain

1-1-1 - Captage

Le captage consiste à recueillir soit des eaux souterraines (sources, nappes), soit des eaux de surface (rivières, lacs).

Pour les eaux de surface, on utilise différents ouvrages, de simples conduites immergées dans une rivière, des retenues de régularisation de cours d'eau en période d'étiage ou des tours dotées de prise d'eau sélectives à diverses profondeurs installées dans un barrage d'eau.

Et pour ce qui est des eaux souterraines, on a recours aux pompes immergées au fond des puits et forages. Ces eaux sont souvent à l'abri de toute pollution, si bien qu'on peut les utiliser pour la consommation juste en leur faisant subir une désinfection (chlore).

1-1.2 - Traitement des eaux

Ensemble de procédés utilisés pour rendre l'eau captée (brute) potable. Généralement, les eaux captées du milieu naturel, et particulièrement les eaux de surface ne présentent pas les qualités physiques, chimiques et biologiques requises pour la consommation. Pour les rendre potables, il faut les traiter. Leurs traitements se présentent sous formes de trois aspects : Elimination des matières solides, Stérilisation et amélioration de la qualité.

1-1.3 - Adduction

Opérations de transfert des eaux traitées vers les réservoirs de stockage. Ces transferts peuvent se faire soit par gravité (Adduction gravitaire) ou par refoulement (Adduction avec pompage).

1-1.4 - Stockage

Accumulation des eaux sur des points spécifiques pour leurs utilisations rationnelles.

1-1.5 - Distribution

Desservir les eaux potables pour la population par le biais de réseau de canalisations.

1-1.6 - Assainissement

Opération de collecte et d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales vers les stations d'épurations.

1-1.7 - Epuration des eaux usées

Ensemble des opérations de dépollution des eaux usées pour les restituer au milieu naturel.

1-2/ ESTIMATION QUANTITATIVE DES EAUX VEHICULEES

Chaque élément du système de l'hydraulique urbaine prend en charge un certain volume d'eau. Il est primordial d'estimer les quantités d'eau véhiculées (les débits) pour pouvoir dimensionner ces éléments.

1-2-1 - Les débits d'eau potable

Les ouvrages d'AEP doivent être dimensionnés pour satisfaire, pour un temps prédéterminé, les besoins d'une population généralement croissante. D'autre part la durée de vie de ces ouvrages est limitée, il faut donc procéder à une estimation de la population et de la consommation pour une période correspondant à la durée de vie envisagée de la structure.

A) Estimation de la population future

La population future, de la zone étudiée, est estimée en appliquant la formule des intérêts composés qui tient compte du taux de naissance, du taux de migration et celui de mortalité.

$$P_f = P_o (1 + t)^n$$

Avec:

P_f : Population future ;

P_o : Population à l'année de référence ;

t : Taux d'accroissement annuel de la population;

n : nombre d'années entre la référence (o) et l'horizon futur (f).

Exemple de calcul :

Le nombre d'habitants d'une agglomération est 30 000 habitants pour l'année 2017.

Estimez la population pour l'année 2042 avec un taux d'accroissement de 2,5%.

on a :

$$P_o = 30\,000 \text{ hab. et } t = 2,5\%$$

$$n = 2042 - 2017 = 25 \text{ ans.}$$

Alors

$$P_{2042} = 30\,000 \cdot [1 + (2,5/100)]^{25} = 55\,618 \text{ hab.}$$

B) Détermination des besoins en eau

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommateurs : Domestiques ; Administratifs, Scolaires, Socioculturels et Sportifs, Industrielles et Agricoles.

Cette consommation est donnée (en m³/j) par la formule : $Q_{moy.j} = \sum \left(\frac{q * N_i}{1000} \right)$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/j,

q : Dotation moyenne journalière en l/j.cons,

N_i : Nombre de consommateurs.

C) Consommation moyenne journalière

C-1- Consommation domestique (Q_{dom}):

Le choix du type de la dotation est effectué selon le mode de vie de la région ainsi que le nombre d'habitants des localités (capacité). En Algérie, cette dotation varie entre 100 et 200 l/j/habitant.

C-2- Consommation des équipements (Q_{equ}) :

La détermination des besoins des équipements est nécessaire pour un dimensionnement rationnel du système d'AEP. La dotation de chaque équipement se fait selon le tableau ci dessous

Tableau 01 : Dotation en eau potable de quelques équipements urbains

Type	Équipement	Type de consommateurs	Dotation (L/j/Cons.)
Administratif	Siège APC	Agents	25
	PTT	Agents	25
	Bibliothèque	Lecteurs	30
	Police	Agents	50
	Gendarmerie	Agents	50
Scolaire	École primaire	élèves	20
	CEM/Lycée	élèves	30
Sanitaire	Hôpital	Lits	200
	Polyclinique	Lits	100
	centre de santé	Surface (m ²)	10
Socioculturel	Mosquée	Fidèles	20
	Maison de jeune	Surface (m ²)	10
Sportif	Salle Polyvalente	Unité de Vestiaire	1000
	Stade	Unité de Vestiaire	1000
Agricole	Bovins	Tête	40
	Ovins	Tête	10
	Volailles	Tête	0,5

C-3- Consommation journalière totale (Qtot.j) :

Le total de la consommation journalière se calcule par :

$$Q_{tot.j} = Q_{dom} + Q_{equ}$$

C-4- Besoins moyens journaliers (Qmoy.j) :

Pour compenser le taux des fuites qui se produisent, au niveau du réseau d'adduction et du réseau de distribution, en fonction du type de matériaux des conduites, la nature du terrain et la qualité d'entretien, et afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20% de la consommation moyenne journalière :

$$Q_{moy.j} = (Q_{tot.j}) * 1,2 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

D- Variation de la consommation [6]**D-1- Variation de la consommation maximale journalière (Qmax.j)**

La consommation d'eau quotidienne, n'est pas une constante, mais elle varie en présentant des maximums et des minimums. Pour tenir compte de cette variation, on doit considérer le coefficient dit : « coefficient d'irrégularité journalière $K_{max.j}$ »

$$Q_{max.j} = (Q_{moy.j}) * K_{max.j} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec : $Q_{max.j}$: Débit maximal du jour le plus chargé de l'année.

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur est comprise entre : 1.1 et 1.3, On prend $K_{max.j} = 1.2$, pour le cas de notre étude.

D'où:

$$Q_{max.j} = 1,2 * Q_{moy.j} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

D-2- Variation de la consommation horaire - Débit de pointe (Qmax.h)

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires. Ces variations sont caractérisées par le coefficient $K_{max.h}$, dit coefficient de variation horaire maximale:

$$Q_{max.h} = K_{max.h} * Q_{max.j} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

Avec : α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau 02 : Coefficient de confort (β_{\max}) en fonction du nombre d'habitant

Nbre d'habit x103	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100,0	300,0	>103
β_{\max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

La variation de la consommation horaire (Débit de pointe) servira au dimensionnement du réseau de distribution des eaux potables.

1-2-2- Les débits des eaux usées [3]

- Le débit journalier, des eaux usées rejetées par une agglomération, est calculé sur la base de la consommation en eau potable de la population. Ce débit est estimé en fonction du taux de rejet de la consommation totale en eau :

$$Q_{EU} = T_R * Q_{\text{cons.j}} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$Q_{\text{cons.j}}$: Nombre d'habitant * dotation en eau. (m³/j)

T_R : Taux de rejet en eau : (on prend 0,8)

- Le débit de pointe (pour le dimensionnement du réseau d'assainissement) est déterminé par rapport au débit journalier d'eau usée rejetée et en en considérant la fluctuation de la consommation (variation) en eau potable. Pour considérer cette fluctuation de consommation on affecte au débit d'eau usée un coefficient de pointe :

$$Q_p = K_p * Q_{EU} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$K_p = 1,5 + (2,5/\sqrt{Q_{EU}}) \text{ et } K_p \leq 4$$

1-2-3- Les débits des eaux pluviales [7]

- Le débit des eaux pluviales (Q_{EP}) sont calculés par la formule générale suivante :

$$Q_{EP} = k * C * I * A \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Avec :

K: Constante d'homogénéisation d'unités et de puissances.

C : Coefficient de ruissellement ($Q_{\text{ruissell}}/Q_{\text{pluie}}$)

A : Surface à drainer (Hectares)

I : Intensité maximale de la pluie (l/s/ha.)

Remarques :

1- Le tableau ci-dessous regroupe quelque coefficient de ruissellement de certains types de surfaces

Tableau 03 : Coefficient de ruissellement de certaines surfaces

Type de surface	Coefficient de ruissellement (C)
Zone d'habitation très dense (totalement imperméabilisée)	0,9
Zone peu dense (avec pavage large)	0,4 ÷ 0,7
Quartier résidentiel	0,2÷0,4
Bois et jardins	0,05÷0,2

2- L'intensité maximale de la pluie (I) dépend beaucoup du type de climat (région considérée); il faut l'évaluer pour une durée de pluie (T) correspondant au temps que met l'eau à se propager sur l'aire drainée.

1-3- LES PERTES DE CHARGES [5]

Une conduite est dite en charge ou sous pression lorsque le liquide la traversant est à une pression différente de la pression atmosphérique, le plus souvent supérieur.

une conduite en charge est caractérisée par le débit d'écoulement (Q), la vitesse d'écoulement (V), sa section géométrique ou son diamètre (D), et les pertes de charges (ΔH). Les deux relations qui relient les 4 paramètres sont :

$$Q = V * S \quad \text{ET} \quad \Delta H = \frac{\lambda L}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Il existe deux types de pertes de charge : Linéaires ou régulières (J_L) et singulières (J_s).

1-3-1- Les pertes de charge linéaire :

Elles représentent les pertes de charge régulières, dues aux frottements contre les parois des conduites. Elles sont déterminées à partir de la formule de **DARCY-WEISBACH** suivante:

$$J_L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

Où:

V : la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

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

L : longueur de la conduite (m).

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de perte de charge (sans unités), calculé par la formule de **COLEBROOK**

$$[\lambda = \mathcal{F} \left(Re, \frac{k}{D} \right)]$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

Où:

k : rugosité de la canalisation (entre 0,1 et 2 mm)

Re: Nombre de Reynolds.

1-3-2-Les pertes de charge singulières :

Elles sont générées par le passage du fluide dans les éléments ponctuels du réseau : coudes, vannes, crépine, réduction, clapets,...etc. Généralement les pertes de charge singulières sont estimées entre 10-15% des pertes de charge linéaires.

$$J_s = (1,1 \text{ ou } 1,15) * J_L$$

1-3-3- Pertes de charge totales(Jt):

La perte de charge totale (Jt) est la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$J_t = J_L + J_s$$

1-4-Application

Une localité de 3500 est dotée de :

- une école primaire de 289 (20 l/j/élève)

-un centre de santé de 300 m² (10l/j/m²)

Si la dotation en eau potable est de 150 l/j/habitant et le coefficient de confort est ($\alpha = 1,2$), déterminer le débit maximum journalier et le débit maximum horaire de cette localité.

Solution :

1 - calcul de la consommation moyenne journalière : $Q_{cons.j} = \sum \left(\frac{q * N_i}{1000} \right)$

1-1- besoins domestiques : $Q_{dom} = 3500 * 150 / 1000 = 525 \text{ m}^3/\text{j}$

1-2- besoins des équipements :

- Ecole : $Q_{eco} = 289 * 20 / 1000 = 5,78 \text{ m}^3/\text{j}$

- Centre de santé : $Q_{cs} = 300 * 10 / 1000 = 3,00 \text{ m}^3/\text{j}$

1-3- Besoin total : $Q_{tot} = Q_{dom} + Q_{equ} = 525 + 5,78 + 3,00 = 533,78 \text{ m}^3/\text{j}$

2- Calcul de la consommation journalière :

$$Q_{moy.j} = (Q_{tot.j}) * 1,2 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

On trouve alors $Q_{moy.j} = 640,54 \text{ m}^3/\text{j}$

3- Le débit maximum journalier :

$$Q_{max.j} = (Q_{moy.j}) * 1,2 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

On trouve alors $Q_{max.j} = 768,64 \text{ m}^3/\text{j}$

4- Le débit maximum horaire :

$$Q_{\max.h} = K_{\max.h} * Q_{\max.j} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Et

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Avec : α_{\max} : 1,2.

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Nbre d'habit x103	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100,0	300,0	>103
β_{\max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

Pour une population de 3500 hab. et par interpolation on aura : $\beta_{\max} = 1,533$

Et $K_{\max.h} = 1,2 * 1,533 = 1,8396$

Le débit maximum horaire est alors : $Q_{\max.h} = 768,64 * 1,896 = 1413,996 \text{ m}^3\text{/h}$

CHAPITRE II : CAPTAGES & DISTRIBUTION

INTRODUCTION

En Hydraulique urbaine, le captage et la distribution des eaux potables sont des processus essentiels pour assurer l'accès à une eau de qualité pour la consommation domestique, industriel ou public. Ces deux processus sont complexes et nécessitent une coordination entre différents acteurs, des technologies appropriées et une gestion efficace pour garantir un accès à une eau potable de qualité.

En première partie, un aperçu général sur le captage des eaux potables sera abordé. Ainsi, le processus du captage des eaux potables peut se faire à partir de différentes sources :

- Eaux de surface : rivières, lacs et réservoirs. Le captage se fait généralement par des prises d'eau qui permettent de filtrer les débris et de prélever l'eau.
- Eaux souterraines : puits et forages. Cela implique de pomper l'eau des aquifères souterrains, souvent après avoir effectué des études géologiques pour s'assurer de la qualité de l'eau.

En deuxième partie, une description détaillée sera donnée sur le processus de distribution des eaux potables pour assurer l'alimentation des consommateurs. Le dimensionnement d'un réseau de distribution, de type ramifié, sera traité et des exemples d'application seront présentés.

PARTIE I : CAPTAGES DES EAUX

2-1-DEFINITION

Le captage d'eau est un dispositif par lequel on dérive et on puise l'eau nécessaire à un usage donné. Il désigne également tout ouvrage utilisé couramment pour l'exploitation d'eaux de surface ou souterraines.

2-2-- TYPES DE RESSOURCES EN EAU

2-2-1- Les eaux souterraines

L'eau contenue dans une nappe souterraine provient de l'infiltration des eaux de surface (c'est le cas le plus courant). L'eau des rivières, des lacs ou des pluies s'infiltrer vers le bas dans le sol tantque celui-ci la laisse passer. Mais lorsque qu'il y a une couche imperméable, comme de l'argile ou de la roche continue, l'eau s'accumule et forme une nappe, qui s'étale sur les côtés. Certaines nappes se sont infiltrées très loin, et ont longtemps circulé dans le sol avant de s'accumuler. À cause de tels détours (voir le dessin), elle peut se retrouver « coincée » entre une couche imperméable en bas, le plancher de la nappe, et une autre au-dessus d'elle à l'endroit où elle a fini par s'accumuler, qui constitue le plafond de la nappe. C'est alors une nappe captive.

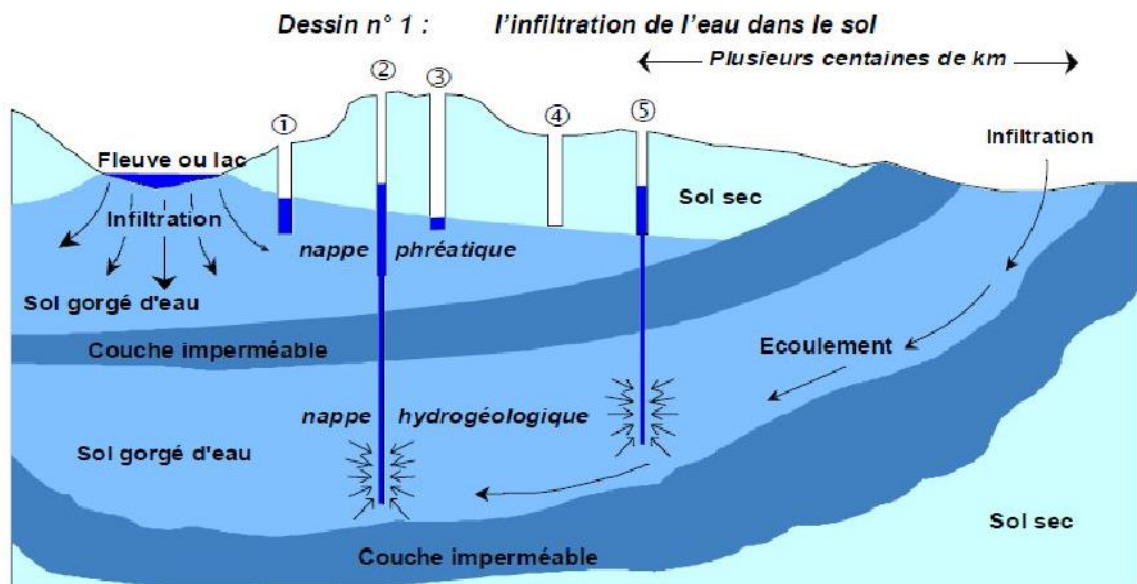


Figure 02 : Infiltration de l'eau dans le sol [1]

On distingue alors les mots techniques suivant :

Aquifère: massif de roches perméables comportant une zone saturée suffisamment conductrice d'eau souterraine pour permettre l'écoulement d'une nappe souterraine et le captage de l'eau.

Nappe d'eau souterraine : ensemble des eaux comprises dans la zone saturée d'un aquifère,

dont toutes les parties sont en liaison hydraulique.

Aquifère à nappe libre: se dit d'un aquifère dont la surface piézométrique de la nappe coïncide avec la surface de la nappe.

Aquifère à nappe captive: se dit d'un aquifère dont la surface piézométrique se situe au-dessus de la surface de la nappe. Il est limité par deux formations imperméables.

Nappe et puits artésiens: une eau souterraine est dite artésienne lorsque sa surface piézométrique se situe au-dessus du niveau du sol ; dans ce cas, l'eau déborde naturellement des puits.

2-2-2- Les sources d'eau

On désigne comme source toute eau apparaissant à la surface terrestre sans être élevée artificiellement.

Une source peut être définie comme un endroit où se produit un écoulement naturel d'eau souterraine, soit directement, soit indirectement à travers un système de fissure. En d'autres termes, la source est obtenue quand une paroi de la nappe devient perméable ou fissurée; l'eau apparaît à la surface du sol. Il existe plusieurs types de sources :

a) Sources d'affleurement : lorsque la couche imperméable affleure la surface du sol (figure 2-a).

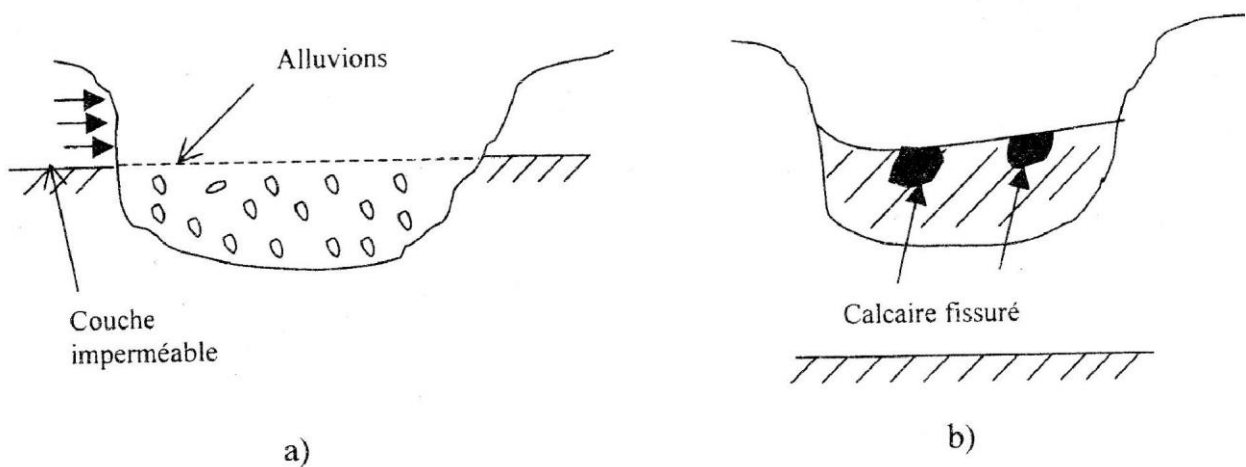


Figure 3 : Types de sources d'eau [8]

b) Sources d'émergence : ce sont les sources provoquées par la fissuration de la couche imperméable. Dans ce cas, l'eau jaillira, par bouillonnement, à travers les trous avec un débit important (figure 2-b).

2-2-3- Les eaux de surface

Ce sont toutes les eaux de rivières, oueds, lacs et barrages. Contrairement aux eaux souterraines et de sources, les eaux de surface sont souvent polluées et nécessitent un traitement avant leur distribution. Ainsi, il est préférable de, pour atténuer le degré de pollution de ces eaux, de capter

l'eau en amont d'une agglomération lorsqu'il s'agit d'un oued ou d'une rivière.

2-3-LES OUVRAGES DE CAPTAGE :

2-3-1- Captage des eaux souterraines

L'accès à la nappe peut s'effectuer comme suit :

- Verticalement par des forages et puits.
- Horizontalement par des drains.
- Par combinaison des 2 procédés en utilisant des puits à drains rayonnants.

A- Les forages

Lorsqu'on cherche une eau de meilleure qualité, il faut atteindre les nappes plus profondes. On réalise, alors des forages avec un petit diamètre et une grande profondeur, avec une machine spéciale, la sondeuse ou la foreuse.

Lorsque la nappe est atteinte, on place un tube dont les parois sont pleines de trous ou de fentes: les crépines, qui ont le rôle de laisser rentrer l'eau sans que les parois ne s'effondrent. Pour éviter que le sable ne rentre dans le forage, on met en place autour des crépines du gravier (massif filtrant).

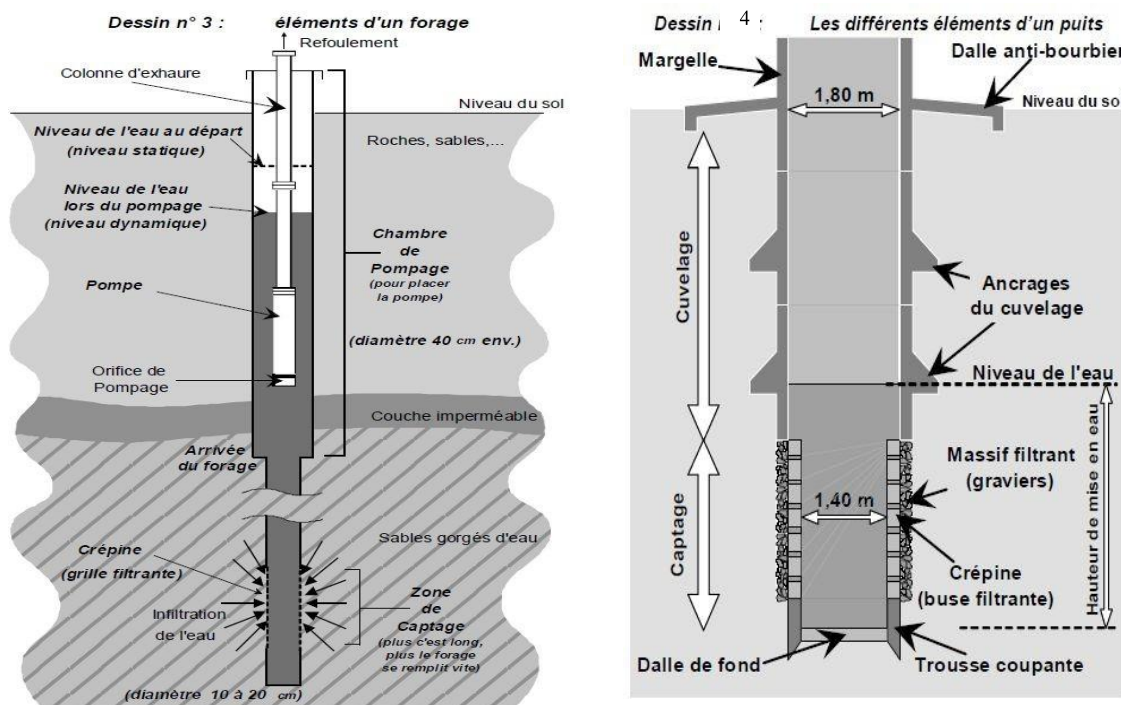


Figure 4 : Captage des eaux souterraines [1]

B- Les Puits

Un puits est un simple trou creusé dans le sol, communiquant directement avec la nappe la moins profonde pour puiser directement dedans avec des moyens simples (système manuel avec corde ou pompage).

Dans les deux cas (forage et puits), l'eau remonte à un certain niveau dans les ouvrages de captage. Il dépend de la pression qui règne dans la nappe captée, et cette pression est déterminée par l'altitude à laquelle se trouve l'eau la plus haute de la nappe, c'est à dire le plus souvent à l'entrée de la nappe, là où l'eau s'infiltré.

Mais comme l'eau ne circule pas tout à fait librement dans le sol, la pression baisse au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'entrée de la nappe, et on ne retrouve pas exactement le même niveau d'un bout à l'autre de la nappe. **C'est pourquoi on définit les caractéristiques suivantes :**

Niveau statique

On appelle niveau statique la différence de hauteur entre le sol et le niveau où se trouve l'eau dans l'ouvrage (surface libre de l'eau) de captage lorsqu'on ne pompe pas. Cette mesure dépend de l'altitude du lieu de l'ouvrage (niveau du sol), mais en plus, elle évolue avec le temps. Par exemple, en saison sèche, le niveau général des nappes a tendance à descendre et avec lui le niveau statique.

Le rabattement et le niveau dynamique

L'eau venant de la nappe met un certain temps pour remplir l'ouvrage de captage en passant par les crépines, puis remonter jusqu'au niveau statique. Si on pompe dans l'ouvrage de captage, on commence à le vider et le niveau de l'eau va baisser. Mais en même temps, il se remplit par le bas, grâce à l'eau venant de la nappe et passant par la crépine. Le niveau va alors se stabiliser (il y a autant d'eau rentrant par la crépine que d'eau pompée). C'est le **niveau dynamique** correspondant au débit de pompage. La baisse constatée entre le niveau statique et le niveau dynamique lors du pompage s'appelle **rabattement**. Plus le débit de pompage est important, plus le rabattement augmente. et plus le niveau dynamique baisse.

2-3-2- Captage de sources

Il n'existe pas de modèle standard de captage des sources. Car chaque source possède ses caractéristiques propres à elle. Néanmoins, le captage d'une source doit comporter les aménagements suivants :

Une chambre de captage permettant de collecter le filets d'eau. Elle doit être en maçonnerie dans le cas d'un captage sur terrains rocheux, et elle doit être constituée d'une cavité propre et isolée par un lit d'argile dans le cas d'un captage sur terrain meuble.

Un tuyau en PVC pour transporter l'eau de la chambre de captage vers l'installation de stockage de l'eau et de distribution.

Pour le cas d'un exutoire karstique très concentré issu d'une grotte, le captage se fait par un prolongement bétonné du lit de la rivière souterraine, souvent après construction d'un petit barrage (retenue).

Lorsque l'émergence provient d'une fissure ou d'une zone de fissures très localisée, le type de captage dépend directement des caractéristiques locales. Il sera suffisamment encastré dans le rocher, après dégagement de sa couverture meuble et de sa frange d'altération (Fig. a).

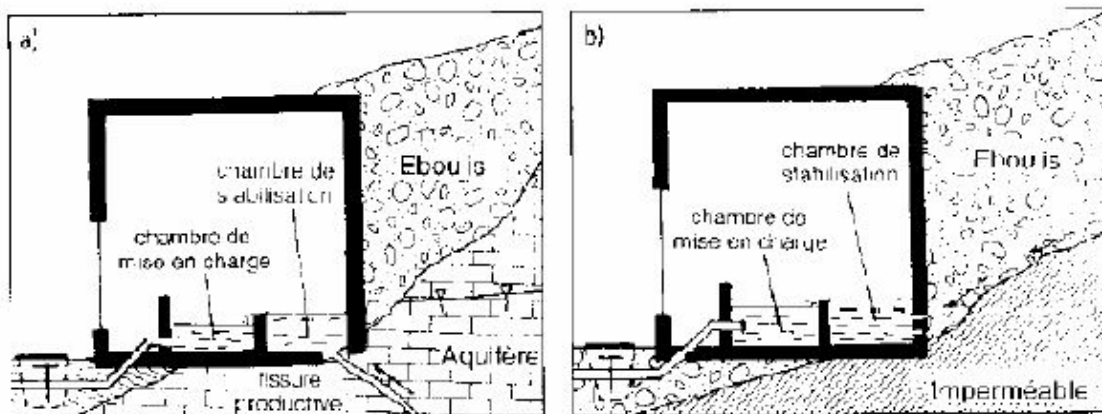


Figure 5 : Chambres de captage [2]

Si l'eau provient d'un matériau hétérogène, le captage sera totalement fermé et pourvu de barbacanes à la base de sa paroi amont. Il est descendu jusqu'au substratum imperméable afin d'éviter des fuites sous son radier (Fig. b).

a/ Captage en rivière :

La prise doit être effectuée en amont des agglomérations pour éviter la prise des eaux polluées par les habitants.

La prise peut être effectuée dans le fond du lit de la rivière surtout lorsqu'on est en régime torrentiel (forte pente, grandes vitesses) et lorsque le transport solide ne contient pas de matériaux fins, qui risquent de colmater la crépine.

Les travaux de réalisation de la prise consistent à draguer le fond de la rivière, puis à remplir les alentours de la crépine de prise par des gros graviers.

b/ Captage à partir d'un barrage(ou lac) :

On fait recours à la prise à partir d'un barrage lorsque les débits captés deviennent importants.

La prise doit se faire à une profondeur où l'eau est de bonne qualité et à une température ne dépassant pas 15°C, car les eaux tièdes favorisent le développement des microbes.

PARTIE II : DISTRIBUTION

2-4-DEFINITION :

À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans une canalisation sur laquelle des branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

2-5- CLASSIFICATION DES RESEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

*1- La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :***a- Réseau unique :**

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté on peut utiliser juste un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

b- Réseau en zones étagées :

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points de l'amont les points de l'aval se retrouvent sous de très importantes pressions. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

*2- Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :***a- Réseau ramifié :**

Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :

- Les conduites reliées en série auront une forme arborescente.
- Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
- L'écoulement ne se fait que dans un seul sens possible.

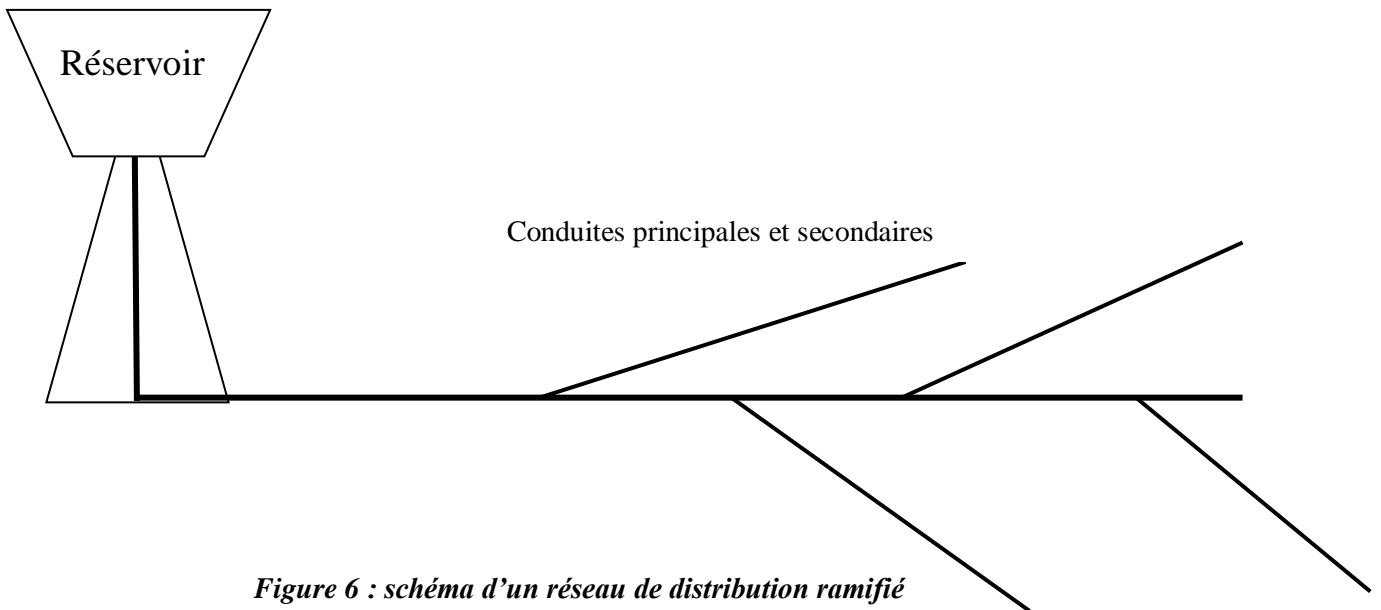


Figure 6 : schéma d'un réseau de distribution ramifié

b- le réseau maillé :

Les conduites dans un réseau maillé sont disposées, comme le nom l'indique, en mailles bouclées de manière qu'elles aient une communication entre elles de la façon que la figure ci-après illustre :

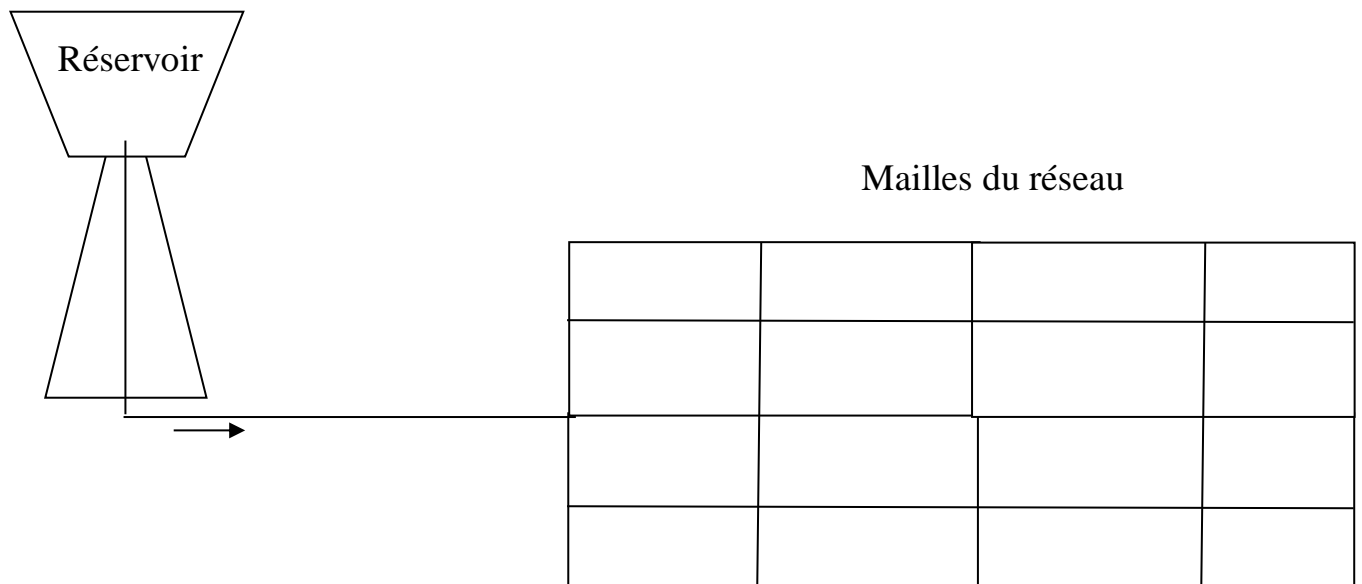


Figure 7: schéma d'un réseau de distribution maillé

Contrairement au réseau ramifié le réseau maillé est plus souple et plus sécurisant en cas de rupture d'une conduite, parce qu'il permet une alimentation en retour pour les tronçons.

Le réseau maillé présente l'inconvénient d'être plus onéreux par rapport au ramifié mais il est toujours le préféré entre les deux vu les avantages qu'il présente à savoir :

- Assurer une meilleure répartition des débits, des pressions et surtout une plus grande sécurité dans la distribution.
- Possibilité d'alimentation en retour en cas de défaillance d'un tronçon.
- Possibilité d'isoler un tronçon en cas de risque d'épidémie (pollution).
- Simple manœuvre des robinets.

2-6- CONCEPTION D'UN RESEAU :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

2-7- PRINCIPE DE TRACE D'UN RESEAU DE DISTRIBUTION :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- Choisir le lien de consommation principale.
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
- Tracer les conduites maîtresses parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires.

2-8- CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU RAMIFIE :

Le calcul du réseau ramifié se fait en général de l'aval vers l'amont, une fois le débit de pointe est connu. Ce débit de pointe représente le maximum horaire ($Q_{max.h}$) de la journée.

Après avoir déterminé les débits de dimensionnement de chaque conduite, on peut choisir le diamètre correspondant. Ces diamètres doivent vérifier deux conditions essentielles :

- 1- La vitesse doit être comprise dans un intervalle de 0,5 à 1,5 m/s
- 2- La pression de service au point critique du réseau doit être au minimum 10 m.

2-8-1- Calcul des débits de calculs (pour les tronçons):

La détermination des débits de dimensionnement pour chaque conduite tient compte des étapes

suivantes :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau et le débit spécifique.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de transit, l'heure d'arrêt et l'heure d'incendie).
- Connaissant les débits routes, on détermine les débits de calculs de chaque tronçon.

A/ Calcul du débit spécifique

Le débit spécifique représente la quantité transitée à travers un mètre de conduite pendant une seconde ($m^3/s/m.$). Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_R}{\sum P_i}$$

Avec :

- Q_R = Débit route (m^3/s)
- $\sum L_i$ = Somme totale des longueurs du réseau concernées par la distribution.
(Cette formule peut être utilisée en considérant le nombre d'habitant au lieu des longueurs)

B/ Calcul du débit route

Le débit en route assure un service en route pour un tronçon de canalisation, il est considéré comme étant consommé uniformément sur toute la longueur du tronçon. Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i$$

Avec :

- Q_r = Débit de route du tronçon « i » (m^3/s) ;
- Q_{sp} = débit spécifique ($m^3/s/m.$) ;
- L_i = Longueur du tronçon "i" de conduite assurant la distribution

C/ Calcul des débits des tronçons (débits de dimensionnement)

Les débits par tronçon sont donnés par la formule :

$$Q_{cal} = 0,55 * Q_r + Q_{av}$$

Avec :

- Q_{cal} = Débit de calcul du tronçon ;
- Q_{av} = Débit à l'aval du tronçon (débit de transit) ;
- le 0,55 = Coefficient d'optimisation pour le cas d'une distribution ramifiée.

2-8-2- Calcul des pressions (aux nœuds) :

La pression de service d'un nœud du réseau est donnée par la formule suivante :

$$P_s = CP - \sum \Delta H$$

Avec :

- P_s = Pression de service (m) ;
- $\sum \Delta H$ = Somme des pertes de charge du tronçon amont (avant le nœud) ;
- CP = Côte piézométrique du nœud (m).

Pour calculer ces cotes piézométriques, il faut savoir que :

- 1- La côte piézométrique de départ (connue) est celle de la cote radier du réservoir ;
- 2- La différence entre deux côtes piézométriques du même tronçon représente les pertes de charges dans ce tronçon ; en d'autres termes :

$$CP_{\text{avale}} = CP_{\text{amont}} - \sum \Delta H$$

2-9-APPLICATIONS**2-9-1-Exercice 01**

Compléter le tableau de dimensionnement de réseau de distribution de la figure ci-dessous.

On donne :

- Le débit de pointe de distribution est de 15 l/s
- Le tronçon "R-1" n'assure pas de distribution en eau des habitations

Tableau 4 : Exemple de calcul d'un réseau de distribution

Nœud Amont	Nœud Aval	Longueurs (m)	CTN Avale	Débit route (l/s)	Débit aval (l/s)	Débit calcul (l/s)	Φ int (mm)	V (m/s)	lamda	Pdc (m)	Cote piez Amont (m)	Cote Piez avale(m)	Pression avale (m)
R	1	250	580	0	15	15	130,80	1,12	0,03	3,75		621,25	41,25
1	2	130	575	1,58	13,42	14,289	130,80		0,03	1,77	621,25		
2	3	140	580	1,70	3,79	4,725	102,20	0,58	0,03	0,77			38,71
3	4	120	575	1,46	1,22	2,023	73,60	0,48	0,03			618,02	43,02
4	5	100	565				38,80	0,57	0,04	1,93	618,02	616,09	
4	6	90	562	1,11	0,00	0,6105	38,80	0,52	0,04			616,59	54,59
2	7	150	571	1,83	3,18	4,1865	73,60		0,03	3,70			44,78
7	8	150	575	1,83	1,35	2,3565	48,80	1,26	0,04	10,47		605,32	
8	9	110	559	1,35	0,00	0,7425	38,80	0,63	0,04	2,60	605,32	602,72	43,72
2	10	140	555				48,80		0,04	8,17		611,31	56,31
10	11	100	558	1,22	0,00	0,67	38,80	0,57	0,04				

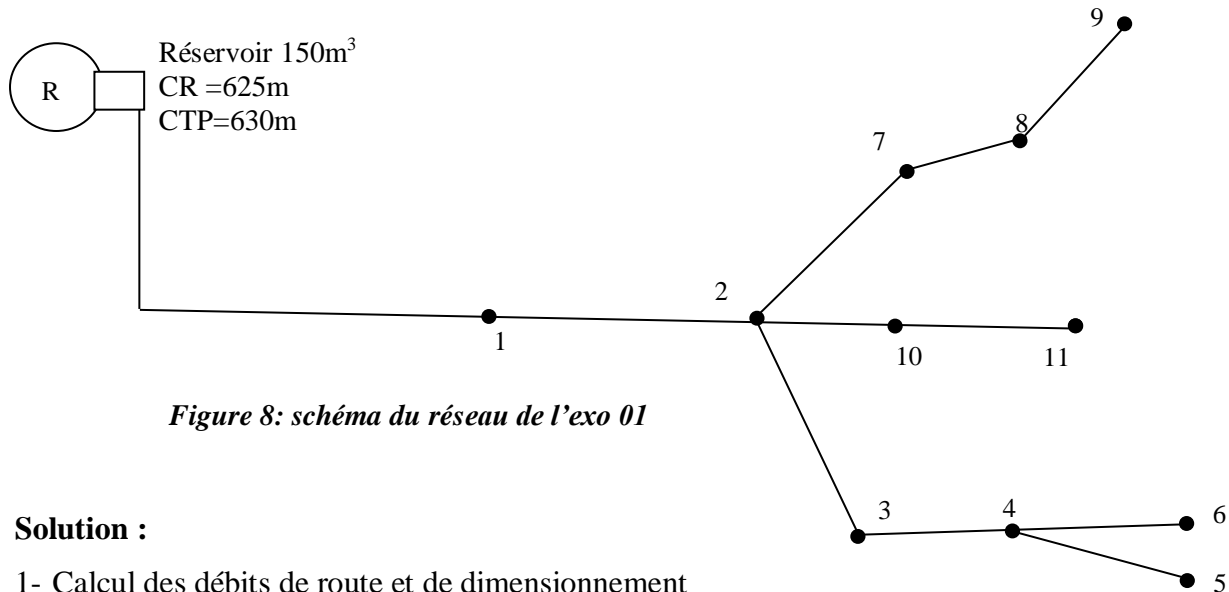


Figure 8: schéma du réseau de l'exo 01

Solution :

1- Calcul des débits de route et de dimensionnement

- La somme des longueurs concernées par la distribution est : 1230 m
- Le débit spécifique est $Q_{sp} = (15/1230) = 0,01219512 \text{ l/s.m}$
- Pour le tronçon 4-5 (du tableau) :
 - Débit de route est : $Q_r = Q_{sp} * L = 0.01219512 * 100 = 1,22 \text{ l/s}$
 - Débit aval est $Q_{av} = 0 \text{ l/s}$
 - Débit de calcul est $(Q_{av} + 0,55Q_r) : 0.671 \text{ l/s}$

Tableau 5 : Solution de l'exemple de calcul d'un réseau de distribution

Nœud Amont	Nœud Aval	Longueurs (m)	CTN Avale	Débit route (l/s)	Débit aval (l/s)	Débit calcul (l/s)	Φ int (mm)	V (m/s)	lamda	Pdc (m)	Cote piez Amont (m)	Cote Piez avale(m)	Pression avale (m)
R	1	250	580	0	15	15	130,80	1,12	0,03	3,75	625,00	621,25	41,25
1	2	130	575	1,58	13,42	14,289	130,80	1,06	0,03	1,77	621,25	619,48	44,48
2	3	140	580	1,70	3,79	4,725	102,20	0,58	0,03	0,77	619,48	618,71	38,71
3	4	120	575	1,46	1,22	2,023	73,60	0,48	0,03	0,69	618,71	618,02	43,02
4	5	100	565	1,22	0,00	0,671	38,80	0,57	0,04	1,93	618,02	616,09	
4	6	90	562	1,11	0,00	0,6105	38,80	0,52	0,04	1,43	618,02	616,59	54,59
2	7	150	571	1,83	3,18	4,1865	73,60	0,98	0,03	3,70	619,48	615,78	44,78
7	8	150	575	1,83	1,35	2,3565	48,80	1,26	0,04	10,47	615,78	605,32	30,32
8	9	110	559	1,35	0,00	0,7425	38,80	0,63	0,04	2,60	605,32	602,72	43,72
2	10	140	555	1,71	1,22	2,160	48,80	1,16	0,04	8,17	619,48	611,31	56,31
10	11	100	558	1,22	0,00	0,67	38,80	0,57	0,04	1,86	611,31	609,45	51,45

- Pour le tronçon 2-10 (du tableau) :
 - Débit de route est : $Q_r = Q_{sp} * L = 0.01219512 * 140 = 1,71 \text{ l/s}$
 - Débit aval est $Q_{av} = Q_r (10-11) = 1,22 \text{ l/s}$

- Débit de calcul est ($Q_{av} + 0,55Q_r$) : 2,1605 l/s

2- Calcul des Pressions aux nœuds :

- La cote piézométrique amont du nœud R est 625 m et représente la cote radier du réservoir.
- La pression du nœud 2 est : la cote piézométrique diminuée de sa cote du terrain naturel (619,48-580 = 44,48 m)

2-9-2-Exercice 02

Une localité, constituée de 3145 habitants, est alimentée par un réservoir de 300 m³ de capacité. Si la d.bit de pointe du dimensionnement est de 15,22 l/s et le que tronçon "R-1" n'assure pas de distribution en eau des habitations.

1- Dimensionner le réseau de distribution en PEHD PN10.

Tableau 6 : Caractéristiques du réseau de distribution

Nœud Amont	Nœud Aval	Longueurs (m)	CTN Avale
R	1	850	350
1	2	360	300
2	3	350	310
3	4	230	320
4	5	210	305
4	13	345	308
3	14	220	301
2	6	335	295
6	7	240	300
7	8	220	302
7	12	230	305
6	9	235	303
9	10	240	298
10	11	330	310

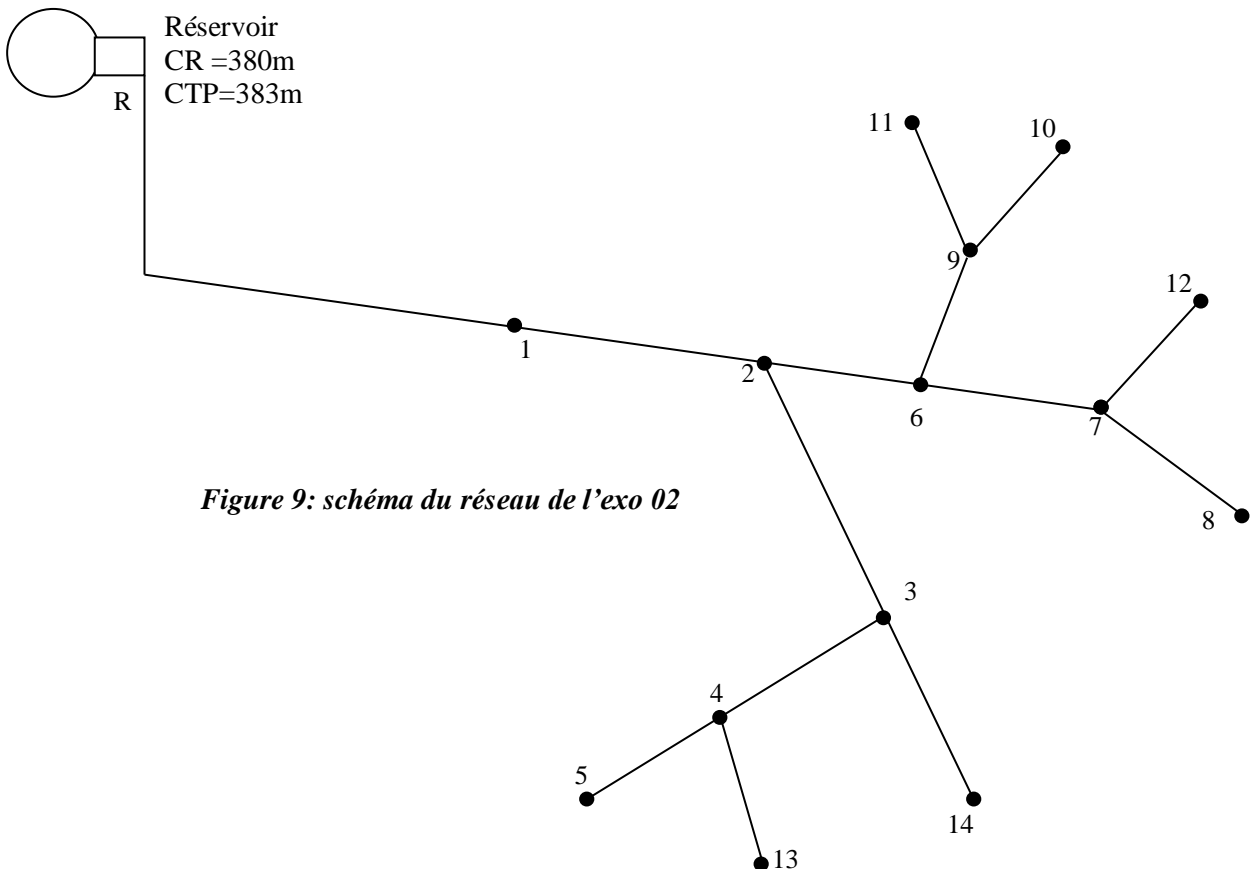


Figure 9: schéma du réseau de l'exo 02

Solution :

1- Calcul des débits de route et de dimensionnement

- La somme des longueurs concernées par la distribution est : 3545 m
- Le débit spécifique est $Q_{sp} = (15,22/3545) = 0,00429337$ l/s.m

2- Calcul des Pressions aux nœuds :

- La cote piézométrique amont du nœud R est 380 m et représente la cote radier du réservoir.
- La pression du nœud 1 est : la cote piézométrique diminuée de sa cote du terrain naturel
(371,18-350 = 21,18 m)

Tableau 7 : Résultats de calcul du réseau de distribution

Nœud Amont	Nœud Aval	L (m)	CTN Avale	Débit Route (l/s)	Débit aval (l/s)	Débit calcul (l/s)	φint (mm)	V (m/s)	lamda	Pdc (m)	Cote piez Amont (m)	Cote Piez avale (m)	Pression avale (m)
R	1	850	350	0	15,22	15,22	141,00	0,98	0,0274	8,82	380,00	371,18	21,18
1	2	360	300	1,55	13,68	14,53	96,80	1,97	0,0307	24,94	371,18	346,24	46,24
2	3	350	310	1,50	4,32	5,14	96,80	0,70	0,0307	3,04	346,24	343,20	33,20
3	4	230	320	0,99	2,38	2,93	79,20	0,59	0,0326	1,88	343,20	341,33	21,33
4	5	210	305	0,90	0,00	0,50	34,00	0,55	0,0434	4,49	341,33	336,83	31,83
4	13	345	308	1,48	0,00	0,81	34,00	0,90	0,0434	19,91	341,33	321,42	13,42
3	14	220	301	0,94	0,00	0,52	34,00	0,57	0,0434	5,17	343,20	338,04	37,04
2	6	335	295	1,44	6,42	7,21	79,20	1,46	0,0326	16,59	346,24	329,65	34,65
6	7	240	300	1,03	1,93	2,50	63,80	0,78	0,0350	4,51	329,65	325,14	25,14
7	8	220	302	0,94	0,00	0,52	34,00	0,57	0,0434	5,17	325,14	319,97	17,97
7	12	230	305	0,99	0,00	0,54	34,00	0,60	0,0434	5,90	325,14	319,24	14,24
6	9	235	303	1,01	2,45	3,00	63,80	0,94	0,0350	6,38	329,65	323,27	20,27
9	10	240	298	1,03	0,00	0,57	34,00	0,62	0,0434	6,70	323,27	316,57	18,57
9	11	330	310	1,42	0,00	0,78	42,60	0,55	0,0401	5,21	323,27	318,06	8,06

CHAPITRE III : CALCUL D'UN RESEAU D'ADDUCTION

INTRODUCTION

L'adduction est définie comme étant le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution. Ainsi, cette opération regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (Captage ou station de traitement), à travers un réseau de conduites et d'ouvrages, vers les lieux de consommation (Réservoirs de stockage et de distribution).

Dans ce chapitre, deux parties seront traitées :

- 1- Les adductions
- 2- Les réservoirs de Stockage (de distribution).

En fonction de la position, de la source d'eau et les réservoirs de stockage, on distingue deux types d'adduction :

- **Adduction par refoulement** : Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir de desserte de l'agglomération. L'écoulement de l'eau se fait par pompage (Energie), c'est pourquoi il faut respecter certaines conditions techniques et économiques lors de l'établissement (dimensionnement) de la conduite de refoulement.
- **Adduction gravitaire** : Dans ce cas, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux, et l'eau se déplace donc grâce à la force de gravitation.

L'adduction gravitaire s'effectue de deux modes différents :

- Avec des conduites en charge : L'écoulement est à pleine section (sous pressions). Ce mode d'adduction a les avantages d'isoler l'eau du milieu extérieur (moins de pollution), de ne pas dépendre de la pente du terrain et d'avoir des vitesses plus grandes.
- Avec des aqueducs ou canaux à ciel ouvert : Contrairement au premier mode, l'écoulement est à surface libre (sans pression).

Dans le présent cours, seules les adductions par refoulement et gravitaire avec des conduites en charge seront traitées.

PARTIE I : ADDUCTIONS**3-1- CHOIX DU PROFIL ET TRACE DE L'ADDUCTION [6]**

Lors de la conception d'une adduction en eau, il est recommandé de respecter certains principes :

- Concevoir un tracé en plan le plus courts possible ;
- Eviter les contres pentes ;
- Réaliser un tracé en plan avec des coudes largement ouvert pour éviter les butées ;
- Suivre les routes et pistes déjà existantes ;
- Eviter au maximum les traversées d'ouvrages (rivières, chemin de fer, ...etc.)

Une fois le tracé du transfert entre le point de départ et d'arrivée est choisi, le profil de l'adduction (donnée indispensable) est réalisé pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de topographique du terrain (Théodolite, clinomètre, cartographie numérique). On y reporte sur l'axe des abscisses (x) les distances et sur l'axe des ordonnées (y) les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente sur chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

3-2- LA LIGNE DE CHARGE ET LA LIGNE PIEZOMETRIQUE [5]

Le tracé d'une conduite en charge (profil en long) doit être accompagné de la ligne des pressions disponibles en chaque point (c'est-à-dire de la ligne de charge et la ligne piézométrique) et ceci pour chaque débit maximal envisagé. Cette ligne de niveau se détermine par application de la loi de Bernoulli.

La charge Hydraulique peut être répartie en deux différentes grandeurs :

$$H = H_s + H_d$$

$$\text{Avec } H_s = (P/\rho g) + z \quad \text{et } H_d = V^2/2g$$

Où H_s est la charge statique et H_d est appelée charge dynamique.

- La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique H_s en fonction des distances (X) et suivant le sens de l'écoulement est appelée la ligne piézométrique.
- La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge.
- La ligne piézométrique est déduite de la ligne de charge par une translation vers le bas d'une valeur locale en chaque point de $(V^2/2g)$.
- La perte de charge (ΔH) entre deux points est la différence des cotes de la ligne de charge en ces deux points. La perte de charge fait que la ligne de charge soit toujours descendantes.

3-3- CALCUL HYDRAULIQUE DES ADDUCTIONS

3-3-1- Contraintes de dimensionnement

L'écoulement dans les conduits d'adduction doit respecter les conditions de vitesses maximales et minimales : $0.5\text{m/s} < V < 2\text{m/s}$.

En effet, des vitesses faibles entraineront les dépôts et l'entartrage dans les canalisations et par la suite la diminution des sections d'écoulement et les fortes vitesses peuvent provoquer une usure prématurée de la conduite et de générer des pertes de charges supplémentaires.

3-3 -2- Principes de calcul

3-3 -2-1- Adduction gravitaire [6]

Le dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire est conditionné par les pertes de charge ; étant donné que les pertes de charge réelles entre les deux réservoirs en question représentent la différence de niveau des plans d'eau, en d'autres termes la valeur de la hauteur géométrique (H_g). Et de ce fait, le diamètre à prendre en considération pour ce tronçon doit générer des pertes de charges (ΔH) inférieures ou égales à cette hauteur géométrique :

$$\Delta H \leq H_g$$

Dans ce cas, en fonction du débit véhiculé, on peut choisir une gamme de diamètre ayant des vitesses d'écoulement variant entre 0.5 et 2.0 m/s ainsi, pour chaque diamètre, des pertes de charges peuvent être calculées en fonction de la longueur du tronçon. Le choix des diamètres nécessaires pour la conduite se fera en choisissant les diamètres générant des pertes de charges (ΔH) inférieures mais proche de la charge disponible (H_g) mais en évitant que la ligne piézométrique ne puisse pas couper le terrain naturel du tracé de la conduite.

3-3-2-2- Adduction par refoulement

L'objectif principale de dimensionnement est de déterminer le diamètre idéal, parmi la gamme des diamètres susceptibles de véhiculer un débit, celui pour lequel le cout d'exploitation (construction, pose, transport) le plus économique.

Il existe une relation à caractère économique entre les conduites de refoulement et les stations de pompage. En effet, plus le diamètre de la conduite est réduit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, l'énergie dépensée alors sera plus importante.

Le diamètre économique est la résultante de plusieurs tendances :

- Les frais d'amortissement de la conduite augmentent avec le diamètre de la canalisation ;
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont inversement proportionnels au diamètre, par suite de diminution des pertes de charge.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé par le calcul *technico-économique* selon les étapes suivantes :

1) *Choix de la gamme des diamètres :*

Le choix de diamètre optimal est basé sur les conditions d'écoulement tel que la vitesse moyenne est compris entre **(0.5 à 2)** m/s

2) *Calcul de la vitesse*

La vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite est déterminée par la loi de DARCY :

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

Où :

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

3) *Evaluation des frais d'amortissement et frais d'exploitation :*

➤ *Frais d'amortissement:*

Les frais d'amortissement (**F_a**) correspondent au prix de revient total de la conduite (**P**)

multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (**A**) :

$$F_a = P \times A$$

L'annuité est calculée d'après la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i$$

Avec :

i : Taux d'annuité adopté égale à **8 %** en Algérie ;

n : Nombre d'années d'amortissement (**n = 25 ans**) ;

P : Prix de revient total de la conduite (**DA**) ;

A : Annuité d'amortissement donnée par la formule.

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{25} - 1} + 0.08 \Rightarrow A = 0.093$$

Donc : $F_a = P \times 0.093$

➤ Frais d'exploitation:

Les frais d'exploitation (**F_{ex}**) sont les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir de tête. Ils dépendent de la hauteur manométrique totale (Hmt) :

$$F_{ex} = E \cdot e(DA)$$

Avec :

e : Tarif de l'énergie électrique donné par les services de **SONELGAZ**, (**e = 4,17 DA/KWh**);

E : énergie totale consommée par la pompe (**KWh/an**), elle est calculée par la formule suivante :

$$E = 365 \cdot P_a \cdot t \quad (KWh/an)$$

Avec:

t : Nombre d'heures de pompage par jour,

P_a : puissance absorbée par de la pompe en (**KW**) ; définie comme étant le travail effectué par unité du temps, pour élever un débit **Q** à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule (BONNIN J, 1982) suivante :

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta} \quad (Kw)$$

Avec :

ρ : masse volumique (**1000 Kg/m³**) ;

Q : débit refoulé par la pompe en **m³/s** ;

η : Rendement de la pompe ($0,6 \leq \eta \leq 0,8$) .

L'énergie totale dépensée par la pompe peut être évaluée en fonction de certains paramètres susceptible de varier :

- La hauteur géométrique (**Hg**);
- Les pertes de charge (**j_t**).

4) Evaluation du Bilan des frais :

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissement et les frais d'exploitation.

Le choix de diamètre est alors porté pour le diamètre ayant le bilan des frais moins élevés.

Il est donné par la formule suivante :
$$\mathbf{F_t = F_{ex} + F_a}$$

Avec :

F_t : Frais totaux (DA) ;

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;

F_a : Frais d'amortissement (DA).

3-4- EQUIPEMENTS D'UNE ADDUCTION :

Pour garantir une longue durée de vie du réseau d'adduction et faciliter son exploitation, des équipements spéciaux doivent être installés :

- Les robinets de décharge : Installés aux points bas de la conduite pour vider et nettoyer.
- Les ventouses : Installées aux points hauts pour faire évacuer l'air accumulé.
- Les soupapes de décharges : installées pour les évacuer les surpressions d'eau

3-5- MATERIAUX DES CANALISATIONS :

En Algérie, les tuyaux les plus couramment utilisés pour les adductions sont en Acier, en Fonte et en PEHD.

- **Canalisation en Acier** : C'est de l'acier doux qui offre la possibilité de souder des raccords et bifurcations. L'acier nécessite un revêtement intérieur et un revêtement extérieur (anti-corrosion)
- **Canalisation en Fonte** : La fonte grise et la fonte ductile sont les mieux adaptés à l'établissement des conduites enterrées.
- **Canalisation en PEHD** : Les conduites en polyéthylène de Haute Densité sont de plus en plus utilisées pour leurs souplesses, leurs légèretés, leurs poses faciles et leurs faibles rugosités.

3-6-APPLICATIONS

On donne les caractéristiques suivantes pour les deux exercices :

Tableau 10 : Valeurs d coefficient de pertes de charge λ

Conduite PEHD PN 16	ϕ (mm)	110,2	130,8	163,6	204,6	257,8	327,5
	λ	0,0182	0,0174	0,0165	0,0227	0,0235	0,0236
Conduite en Fonte	ϕ (mm)	125	150	200	250	300	350
	λ	0,0221	0,0233	0,0234	0,0235	0,0237	0,0242

PEHD - PN 16 : Conduite en polyéthylène haute densité

PN 16 : Pression nominale 16 bars (pression maximale que cette conduite peut supporter)

Fonte : Les conduites en fonte peuvent supportées de grandes pressions (pour ce cas 40 bars)

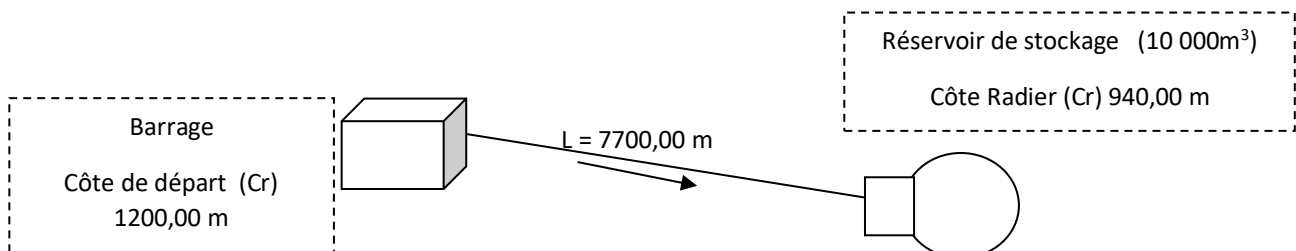
ϕ : Diamètre intérieur des canalisations

λ : Coefficient des pertes de charge dans la formule de Colbrook.

3-6-1-Exercice 01

Le transfert d'eau d'un barrage vers un réservoir de stockage se fait sur une période quotidienne de 22h/24h. Le débit maximum journalier transféré est de 2376 m³/J.

Travail demandé : Dimensionner la conduite d'adduction ?



Solution :

Figure 10 : Schéma de l'adduction – exo 01

1- Le débit transféré : $Q_{\max,j} = 2376 \text{ m}^3/\text{j}$ (temps de transfert est 22h par jour)

On a besoin de l'unité du débit en m³/s :

Alors : $1j = 22 \times 3600 = 79200 \text{ s}$ (temps de transfert est 22h par jour et non 24h)

Et $Q_{\max,j} = 2376 \text{ m}^3/\text{j} = 2376/79200 = \mathbf{0,03 \text{ m}^3/\text{s}}$

2- Quel type d'adduction : Gravitaire ou refoulement ?

Il suffit de vérifier la différence entre la côte de départ avec celle d'arrivée : dans ce cas on a la côte de départ (Cr = 1200m) est plus haute que celle d'arrivée (Ctp = 945), donc c'est une adduction gravitaire avec la hauteur géométrique (Différence entre les deux plans d'eau) :

$$H_g = |C_{\text{(arrivée)}} - C_{\text{(départ)}}| = |C_{tp} - C_r| = |945 - 1200| = 255 \text{ m.}$$

La pression dans la conduite d'adduction est donc de 255m ou 25,5bars > 16 bars, donc on ne peut pas utiliser les conduites en PEHD PN16, alors on doit choisir celles en fonte.

3- choix du diamètre adéquat : Deux conditions sont nécessaires pour le choix du diamètre :

- La vitesse d'écoulement dans la conduite doit être comprise entre 0.5 et 2.0 m/s.
- Les pertes de charge générées dans la conduite doivent être le plus proche de la hauteur

$$\text{géométrique : } \sum \Delta H \leq H_g$$

Ainsi, la première étape est de calculer le diamètre nécessaire pour véhiculer le débit donné avec une vitesse idéale de 1 m/s :

$$Q = VS = 1 * \pi * \phi^2 / 4 \text{ Donc : } \phi = \sqrt{4 * Q / \pi} \quad \phi = 0,195 \text{ m} = 195 \text{ mm}$$

On doit prendre alors la gamme des diamètres, en fonte, qui se trouvent aux alentours de 200 mm, c'est à dire : 150, 200, 250 et 300 mm, et calculer pour chacun les pertes de charges engendrées (tableau ci-dessous)

Tableau 11 : Résultats de calcul de la chaîne gravitaire

ϕ int (mm)	Q (m ³ /s)	Longueurs (m)	V (m/s)	λ	$\Sigma \Delta H$ (m)
150	0,03	7700	1,70	0,0233	202,25
200	0,03	7700	0,96	0,0234	48,20
250	0,03	7700	0,61	0,0235	15,86
300	0,03	7700	0,42	0,0237	6,43

De ce tableau, il ressort que le diamètre ϕ 150 mm est le plus adéquat puisque : Sa vitesse est 1,7 m/s et la somme des pertes de charge est de 202,25 m inférieure mais proche de $H_g = 255\text{m}$.

3-6-2-Exercice 02

Le transfert d'eau d'une station de reprise vers un réservoir de stockage se fait sur une période quotidienne de 20h/24h. Le débit maximum journalier transféré est de 2880 m³/J.

Travail demandé : Dimensionner la conduite d'adduction ?

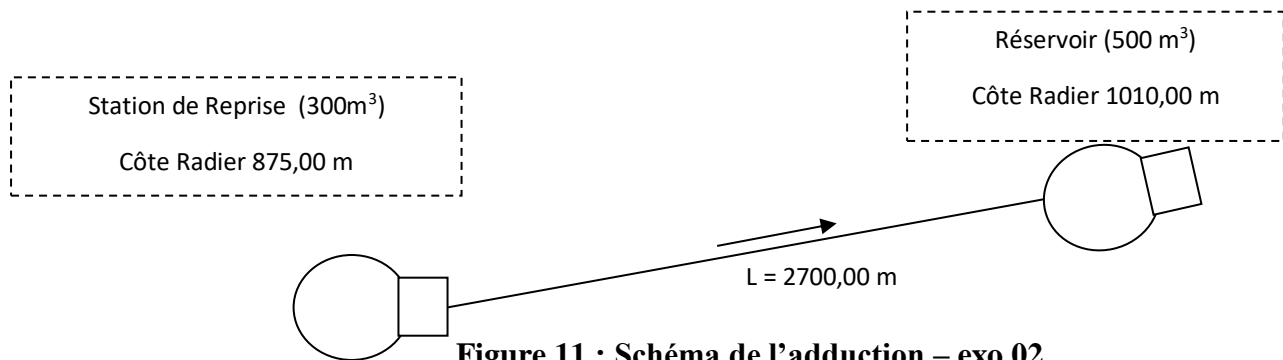


Figure 11 : Schéma de l'adduction – exo 02

Solution :

1- Le débit transféré : $Q_{max,j} = 2880 \text{ m}^3/j = 2880/72000 = \mathbf{0,04 \text{ m}^3/s}$

2- Quel type d'adduction : Gravitaire ou refoulement ?

Dans ce cas : la côte de départ ($C_r = 875 \text{ m}$) est plus basse que l'arrivée ($C_{tp} = 1013 \text{ m}$), donc c'est une adduction par refoulement, avec la hauteur géométrique :

$$H_g = |C_{(arrivée)} - C_{(départ)}| = |C_{tp} - C_r| = |1013 - 875| = 138 \text{ m.}$$

La pression dans la conduite d'adduction est donc de 138 m ou 13,8 bars < 16 bars, donc on ne peut pas utiliser les conduites en PEHD PN16, alors on doit choisir celles en fonte.

3- choix du diamètre adéquat : dans le cas de l'adduction par refoulement, le choix se fait par une étude technico-économique : Frais d'amortissement (coûts d'achat des conduites qui augmentent avec l'augmentation du diamètre) et frais d'exploitation (coûts de l'énergie des pompes de refoulement qui diminuent avec l'augmentation des diamètres).

Pour le cas de cet exercice, on s'intéresse alors à la gamme des diamètres qui peuvent assurer ce refoulement. On doit alors garantir :

- La vitesse d'écoulement dans la conduite doit être comprise entre 0,5 et 2,0 m/s.

- La hauteur manométrique totale des pompes disponibles : $H_{mt} \leq H_g + \sum \Delta H$

Ainsi, la première étape est de calculer le diamètre nécessaire pour véhiculer le débit donné avec une vitesse idéale de 1 m/s :

$$Q = VS = 1 * \pi * \phi^2 / 4 \quad \text{Donc : } \phi = \sqrt{4 * Q / \pi} \quad \phi = 0,226 \text{ m} = 226 \text{ mm}$$

On doit prendre alors la gamme des diamètres, en fonte, qui se trouvent aux alentours de 250 mm, c'est à dire : 200, 250, 300 et 350 mm, et calculer pour chacun les pertes de charges engendrées (tableau ci-dessous)

Tableau 12 : Résultats de calcul de la chaine de refoulement

ϕ int (mm)	Q (m ³ /s)	Longueurs (m)	V (m/s)	λ	$\Sigma \Delta H$ (m)	HMT (m)
163,6	0,04	2200	1,90	0,0165	45,09	183,09
204,6	0,04	2200	1,22	0,0227	20,28	158,28
257,8	0,04	2200	0,77	0,0235	6,61	144,61
327,4	0,04	2200	0,48	0,0236	2,01	140,01

Ainsi : le diamètre 163,6mm n'est pas acceptable puisque la pression engendrée (Hmt) est supérieure à 16 bars admissible. Les 3 autres diamètres sont favorables techniquement : vitesses et pressions (Hmt) acceptables.

Mais pour décider du diamètre à choisir, il faut faire une étude (balance) économique entre le coût d'achat de la conduite et le coût de l'énergie nécessaire au refoulement.

PARTIE II : RESERVOIRS

3-7- ROLE DES RESERVOIRS :

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies en plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.

3-8- EMPLACEMENT DES RESERVOIRS :

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point de plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
- Simplicité de réalisation du coffrage.
- Etanchéité plus facile à réaliser.

3-9-- PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stoker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de

consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

3.10- CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR :

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi enterrés ou semi élevés dit « châteaux d'eau » pour le choix sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas, ce pendant à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus élévation au-dessus du sol avec radier largement enterré.

Pour Notre cas le réservoir choisi sera de type réservoir semi enterré est qui présente les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction.
- Étude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

3.11- CAPACITE DES RESERVOIRS :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

3.11.1- Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode graphique qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extrêmes cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

3.11.2- Détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation :

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisée par la courbe de consommation graphique (tableau en fonction de K_{maxh})

- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir qui est variable en fonction du type (gravitaire ou refoulement).
- En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous et le volume utile est donnée par

$$V_u = \frac{P\% Q_{\max} \cdot j}{100}$$

P % : représente le maximum des restes de $Q_{\max j}$ en pourcentage.

Le tableau suivant donne un exemple pour le calcul de la capacité du réservoir :

Heurs	Apport par gravité	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
0_1	5.00	0.75	4.25		11.25
1_2	5.00	0.75	4.25		15.50
2_3	5.00	1.00	4.00		19.50
3_4	5.00	1.00	4.00		23.50
4_5	5.00	3.00	2.00		25.50
5_6	5.00	5.50		-0.50	25.00
6_7	5.00	5.50		-0.50	24.50
7_8	5.00	5.50		-0.50	24.00
8_9	5.00	3.50	1.50		25.50
9_10	5.00	3.50	1.50		27.00
10_11	5.00	6.00		-1.00	26.00
11_12	5.00	8.50		-3.50	22.50
12_13	5.00	8.50		-3.50	19.00
13_14	5.00	6.00		-1.00	18.00
14_15	5.00	5.00	0.00		18.00
15_16	5.00	5.00	0.00		18.00
16_17	5.00	3.50	1.50		19.50
17_18	5.00	3.50	1.50		21.00
18_19	0.00	6.00		-6.00	15.00
19_20	0.00	6.00		-6.00	9.00
20_21	0.00	6.00		-6.00	3.00
21_22	0.00	3.00		-3.00	0.00
22_23	5.00	2.00	3.00		3.00
23_24	5.00	1	4.00		7.00
total	100.00	100			

← Maximum des cumuls

← Début des cumuls

Tableau 01 : Exemple de dimensionnement d'un réservoir de stockage.

CHAPITRE IV : CALCUL D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT

INTRODUCTION

L'assainissement d'une agglomération est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation des déchets provenant d'une agglomération urbaine ; dans des conditions satisfaisantes.

Deux catégories d'eau doivent être évacuées en dehors d'une zone urbaine :

- *Les eaux usées* : Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants. Ces derniers se produisent par une augmentation permanente du volume des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau. Ainsi, dans une agglomération urbaine on trouve les eaux usées domestiques et les eaux usées industrielles.
- *Les eaux pluviales* : Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage. Ces eaux doivent être collectées et conduites afin d'éviter les risques des débordements et leurs conséquences sur l'environnement vers les canalisations d'évacuation.

L'établissement d'un réseau d'assainissement pour une agglomération, répond à deux objectifs distincts : Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales et garantir l'élimination des eaux usées hors de l'agglomération. Dans ce présent cours, seul le système unitaire sera abordé.

4-1-TYPES DE SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT : [7]

Dans la plupart des agglomérations urbaines, on trouve trois types de systèmes d'assainissement qui se prennent en charge la collecte et l'évaluation des eaux usées et pluviales :

- Système unitaire.
- Système séparatif des eaux usées et pluviales.
- Système pseudo-séparatif.

4.1.1/Système unitaire (le tout à l'égout) :

Dans le système unitaire, l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau. Ainsi dans ce système, l'évacuation des eaux usées et pluviales est assurée en commun dans une même conduite.

4.1.2/système séparatif :

Par ce système, on réserve un réseau pour l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielle et on réserve un autre réseau indépendant pour les eaux pluviales.

4.1.3/système pseudo séparatif :

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement (toiture et cours ...) dans une conduite et l'autre fraction des eaux pluviales sera transitée par des caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux.

4.2/Choix du système d'évacuation :

Généralement, le choix entre les systèmes d'Assainissement résulte de plusieurs considérations :

- Des conditions techniques et des conditions locales (topographie des lieux, régime des précipitations atmosphériques, disposition du réseau de la voirie humaine, répartition des masses d'habitations, ...etc.) ;
- Des conditions économiques tenant compte des frais d'investissement et des frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations, pompage et équation des eaux usées ;
- De considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels...etc.) et des conditions de rejet.

Comme il a été signalé au départ, dans le présent cours, seul le système unitaire est considéré pour le traitement.

4-3-. LES ELEMENTS D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT [9]

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les regards, les conduites et les joints.

4-3-1- Les Regards : Ce sont des ouvrages en béton armé, ils sont arrasés au sol munis d'un cadre et un tampon, conçus pour résister à la poussée des terres et celle engendrée par les passages des charges roulantes.

A) Regard de visite (Trous d'homme) : Le rôle du regard de visite est d'assurer la ventilation des égouts et de faciliter l'accès au réseau pour les engins de curage et d'inspection.

En général, ces regards sont installés à chaque changement de direction, changement de diamètre. La distance requise entre deux regards successifs est de 30 à 50 m, sauf les cas particuliers.

B) Regards de chute : Ce type de regard est très nécessaire dans le cas d'un terrain très accidenté, ils ont pour rôle le rabattement des fortes pentes.

C) Regard de chasse : Ce type de regard est installé à la tête de réseau pour pallier les déchets, si les conditions d'auto curage ne sont pas vérifiées.

D) Regard de branchement : ce type de regard permet la liaison entre le réseau sanitaire des bâtiments et le réseau d'assainissement extérieur.

E) Regard avaloir (bouche d'égout) : Ce sont des ouvrages annexes destinés à collecter les eaux de ruissellement en surface (de pluie, de lavage de chaussées, parkings, trottoirs...) et de les cheminer vers l'égout par une canalisation.

4-3-2- Les canalisations : Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques ou ovoïdes, préfabriquées en usine ou réalisées sur place. Les canalisations circulaires sont désignées par leurs diamètres intérieurs (exprimés en millimètre), par contre, les canalisations ovoïdes sont désignées par leur hauteur (exprimée en centimètre) et, des ouvrages. En Algérie, on distingue plusieurs matériaux :

A) Conduites en béton non armé : Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton.

B) Conduites en béton non armé : Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures.

C) Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) : Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose.

Remarque : Plusieurs facteurs interviennent dans le choix des différents types de conduite : Les pentes du terrain, les diamètres utilisés, efforts extérieurs dus au remblai, la nature du sol traversé et la nature chimique des eaux collectées.

4-4. EVALUATION DES DEBITS A COLLECTER [3]

Pour le dimensionnement du réseau d'assainissement unitaire (choix des diamètres du réseau), la connaissance des volumes et quantités d'eau à évacuer est la première étape à réaliser. C'est pourquoi il est indispensable de déterminer les débits d'eau usée et les débits d'eau pluviales.

4-4-1/ Calcul des débits des eaux usées :

Le calcul des débits d'eaux usées porte essentiellement sur l'estimation des quantités des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités. L'évaluation quantitative des rejets peut donc se caractériser en fonction de type d'agglomération et des diverses catégories d'occupation des sols.

- Le débit moyen journalier, des eaux usées rejetées par une agglomération, est calculé sur la base de la consommation en eau potable de la population. Ce débit est estimé en fonction du taux de rejet « T_R » de la consommation totale en eau (en général 80%) :

$$Q_{\text{moy.j}} = T_R * N * D \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$Q_{\text{moy.j}} = 0,8 * \text{Nombre d'habitant} * \text{dotation en eau (m}^3/\text{j)}$$

- Le débit de pointe (pour le dimensionnement du réseau d'assainissement) est déterminé par rapport au débit journalier d'eau usée rejetée et en en considérant la fluctuation de la consommation (variation) en eau potable. Pour considérer cette fluctuation de consommation on affecte au débit d'eau usée un coefficient de pointe :

$$Q_p = K_p * Q_{\text{moy.j}} \text{ (l/s)}$$

Avec K_p le coefficient de pointe :

- $K_p = 1,5 + (2,5/\sqrt{Q_{\text{moy.j}}})$ si $Q_{\text{moy}} > 2,8 \text{ l/s}$
- $K_p = 3$ si $Q_{\text{moy}} < 2,8 \text{ l/s}$

4-4-2/ Calcul des débits des eaux pluviales :[3 et 8]

Le débit des eaux pluviales (Q_{EP}) sont calculés par la formule générale suivante :

$$Q_{EP} = C * I * A \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Cette formule exprime le débit de pointe Q_{EP} à l'exutoire d'un bassin versant de surface A (en Hectares), de coefficient de ruissellement C ($Q_{ruissellé}/Q_{pluie}$) sous une averse d'intensité I (en l/s/ha.) (Intensité I ou de durée égale au "temps de concentration du bassin" t_c et d'intensité moyenne i (t_c, T) de période de retour T).

4-4-3/ débits de calcul du réseau unitaire :

Pour chaque tronçon du réseau d'assainissement unitaire d'un sous bassin versant, le débit de dimensionnement (de calcul) représente la sommation algébrique du débit de pointe d'eau usée du tronçon (Q_{P-EU}) et de son débit de pointe d'eau pluviale (Q_{P-EP}).

$$Q_{calcul} = Q_{P-EU} + Q_{P-EP} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

4-5-. CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU UNITAIRE

Le réseau d'assainissement de type unitaire doit, dans la mesure du possible, permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Pour satisfaire les conditions d'auto curage, il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques. Si la vitesse du flot est supérieure à 5 m/s, des regards des chutes sont prévus.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci d'une éventuelle dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles pour les ouvrages.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s.

4-5-1/ Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement, on rappelle les définitions suivantes :

- Périmètre mouillé P : longueur du périmètre de section effectivement en contact avec l'eau (m).
- Section mouillée S : aire de la section transversale occupée par l'eau dans la conduite (m²).
- Rayon hydraulique R_h : rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).
- Vitesse moyenne V (m/s) : quotient du débit volumique Q (m³/s) par la section S (m²).

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit donné ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celle pour lesquelles elles ont été calculées.

A partir de l'abaque (réseaux pluvieux en système unitaire ou séparatif) canalisations circulaires, formules de **Bazin**, et pour les valeurs données de pente, des diamètres normalisés, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite remplie entièrement.

L'écoulement dans les conduites d'assainissement est généralement à surface libre, la formule de continuité sert pour le dimensionnement : $Q = V \cdot S \quad (m^3/s)$

Avec :

- Q : débit à évacue (m^3/s)
- S : section mouillée (m^2)
- V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

Pour le calcul de la vitesse V on utilise la formule de **Chézy** : $V = C \sqrt{R_h} \cdot I$

- I : pente de l'ouvrage considéré.
- C : coefficient expérimental de **Chézy** donné par la formule de **Bazin**.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{r}{\sqrt{R_h}}}$$

- r : coefficient de **Bazin**.
- R_h : rayon hydraulique en (m).

Si on prend le coefficient de **Bazin** égal à 0.46 de telle sorte que C peut être représenté approximativement par l'expression : $C = 60 R_h^{1/4}$

Ce qui conduit à la formule : $V = 60 I^{1/2} R_h^{3/4}$

Remarque :

Les résultats de dimensionnement seront illustrés dans des tableaux comme suit :

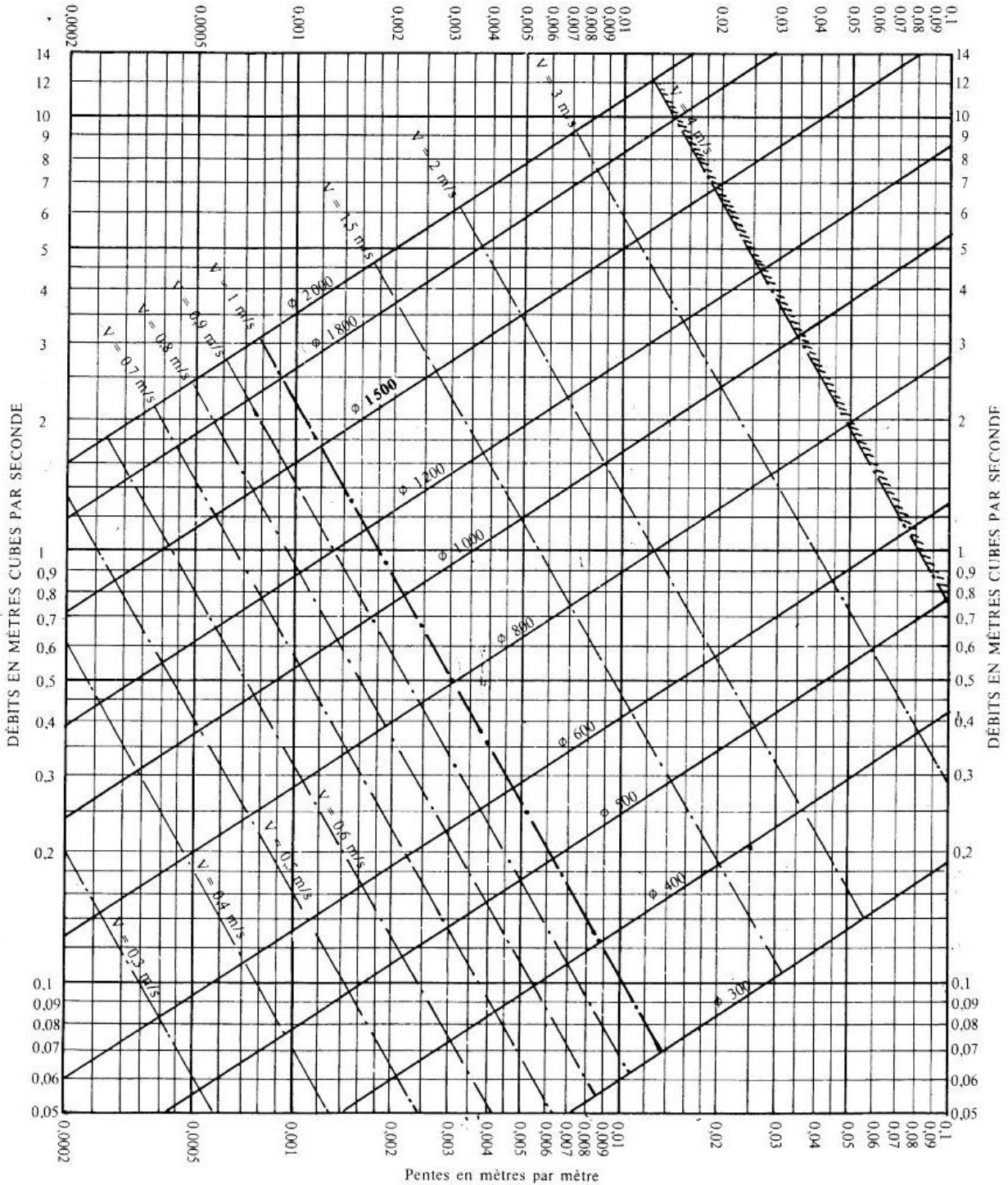
Tableau 13 : Exemple de dimensionnement des collecteurs.

N°:SB	Tronçon	Q _{usée} (m ³ /s)	Q _{pl} (m ³ /S)	Q _t (m ³ /s)	I	D(mm)

ABAUQUE Ab. 4 a

Ab. 4a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\lambda' = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Figure 12 : Abaque de BAZIN pour le choix des diamètres - Réseau d'assainissement unitaire

4-5-2/ Paramètres Hydrauliques :

Connaissant les caractéristiques Géométriques de la conduite, il est facile d'étudier les variations de débit, vitesse et hauteur de remplissage.

Après avoir déterminé les diamètres, les vitesses et les débits à pleine section, on calcule le rapport R_q ($R_q = Q/Q_{ps}$), en suite on déduit les rapports R_v ($R_v = V/V_{ps}$) et R_h ($R_h = H/D$) à l'aide de l'abaque (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage d'après la formule de Bazin). Les résultats de calcul peuvent se récapitulés sous le tableau qui suit :

Tableau 14 : Exemple de calcul de paramètres hydrauliques des collecteurs.

N°:SB	Qt (m3/S)	D (mm)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Rq	Rh	Rv	V (m/s)	H (mm)

4.5.3/ Conditions d'auto-curage

Un réseau d'assainissement est auto cureur, s'il admet la faculté de se nettoyer tout seul, en d'autres termes l'écoulement de l'eau à travers le réseau peut entraîner les matières solides au fond de l'ouvrage.

Pour le réseau d'assainissement unitaire, la vérification de la vitesse d'auto-curage se fait par deux conditions :

Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V > 1.00 \text{ m/s}$)

Condition 2: $V (RQ = 0.1) > 0.6$ et $V (RQ = 0.01) > 0.3$

Les résultats de calcul peuvent se récapitulés sous le tableau qui suit :

Détermination des vitesses auto curage des collecteurs.

Tableau 15 : Exemple de détermination des vitesses auto curage des collecteurs

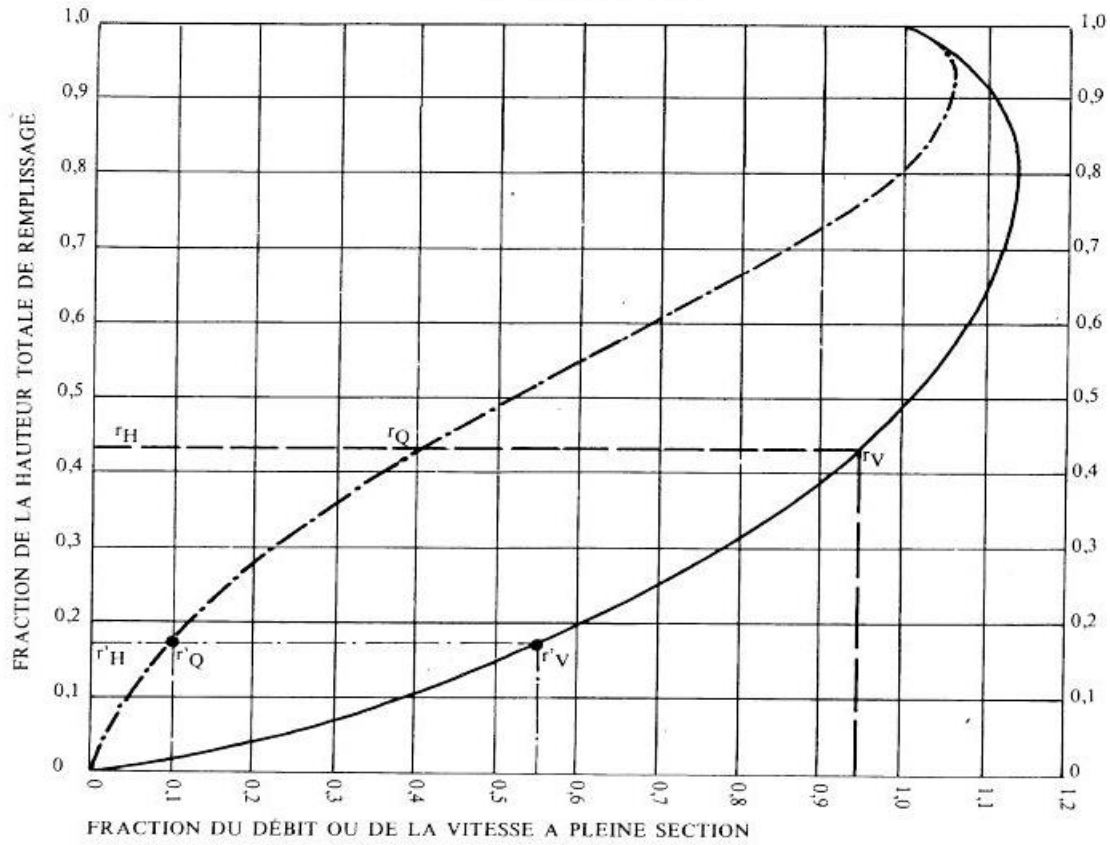
N°: SB	Qts (m3/S)	Qps (m3/s)	D (mm)	Vps (m/s)	1/10Qps (m3/s)	1/100Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	Hmin	Vmin (m/s)	Observ

ABAUQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



Q_{ps1} : débit à pleine section
 Q débit à évacuer

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps1}} \quad r_v = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{et} \quad r_H = \frac{h}{\phi 1}$$

Dans l'ensemble ci-contre :

$$r_Q = 0,40 \Rightarrow r_v = 0,95 \quad \text{et} \quad r_H = 0,42$$

Figure 13 : Caractéristiques hydrauliques pour la vérification de l'auto curage

CHAPITRE V : TRAITEMENT ET EPURATION DES EAUX

INTRODUCTION

L'amélioration de la qualité d'une eau se fait en fonction de son usage final. Ainsi on peut distinguer deux procédés différents :

- Le traitement des eaux potables : Une fois les eaux brutes sont captées du milieu naturel, et avant de les transférées vers les ouvrages de stockage et de distribution aux consommateurs, un traitement est effectué pour améliorer la qualité de ces eaux et les rendre potables. Ainsi, les stations de traitements des eaux potables sont des ouvrages importants installés entre les ouvrages de captage et les ouvrages d'adduction.

- L'épuration des eaux usées : collectées par le réseau d'assainissement d'une agglomération, les eaux usées urbaines contiennent de nombreux éléments polluants, provenant de la population et des activités commerciales et industrielles. Elles sont acheminées vers des stations d'épuration pour améliorer leurs qualités en diminuant suffisamment la quantité des substances polluantes pour que l'eau finalement rejetée dans le milieu naturel ne dégrade pas ce dernier.

5-1-QUALITE DES EAUX EN FONCTION DE LEURS ORIGINES ET USAGES :

Quelque soit son origine, une eau possède des caractéristiques spécifiques et les procédés de traitement et d'épuration visent à améliorer la qualité de ses eaux jusqu'à satisfaction de certaines normes exigées.

5-1-1/ Les eaux potables :

Les réserves disponibles d'eaux naturelles sont constituées des eaux souterraines (infiltration, nappes), des eaux de surface retenues ou en écoulement (barrages, lacs, rivières) et des eaux mer.

A) Origines des eaux potables

- Les eaux souterraines :

Les eaux souterraines ont, pendant longtemps, été synonymes "d'eaux propres" et répondant naturellement aux normes de potabilité. Ces eaux sont en effet moins sensibles aux pollutions accidentelles. Les eaux souterraines peuvent contenir des éléments à des concentrations dépassant largement les normes de potabilité. Ceci est dû à la composition du terrain de stockage. On peut citer : Fe, Mn, H₂S, F...

Les eaux souterraines doivent être traitées avant distribution toutes les fois que la concentration d'un ou plusieurs éléments dépasse la valeur autorisée par les règlements en vigueur.

- Les eaux souterraines :

Elles ont pour origine, soit des nappes profondes dont l'émergence constitue une source de ruisseau, de rivière, soit les eaux de ruissellement. Ces eaux se rassemblent en cours d'eau, caractérisés par une surface de contact eau-atmosphère toujours en mouvement et une vitesse de circulation appréciable. Elles peuvent se trouver stockées en réserves naturelles (lacs) ou artificielles (retenues, barrages) caractérisées par une surface d'échange eau atmosphère quasiment immobile, une profondeur qui peut être importante et un temps de séjour appréciable.

- Eaux de mer et eaux saumâtres

Ces eaux sont caractérisées par une salinité importante, qui peut varier selon les origines. Certaines caractéristiques physiques de l'eau de mer sont particulièrement importantes : turbidité et matières en suspension. Elles sont très variables selon la localisation.

En pleine mer, les MES sont représentées essentiellement par le zooplancton et le phytoplancton, dont la valeur est de quelque mg. l⁻¹.

Près des rivages : la teneur en sable peut être importante selon l'agitation (vent, marées) et la profondeur (présence d'un plateau continental). De plus, à proximité des agglomérations, la pollution par des rejets urbains et industriels peut devenir prépondérante.

B) Normes de qualité des eaux potables :

L'eau mise à disposition du consommateur doit avoir été traitée de façon à être « apte à l'usage prévu », c'est-à-dire répondre à la réglementation en vigueur. Il est donc nécessaire de traiter l'eau chaque fois que l'un des paramètres analytiques est supérieur aux normes en vigueur dans le pays considéré.

Généralement, pour qu'une eau soit potable (propre à la consommation), elle doit répondre à des normes de qualité. Le tableau ci-dessous résume quelques limites des paramètres de qualité d'une eau potable.

Tableau 16: Les normes physico-chimiques liées aux substances indésirables selon l'OMS et le Journal Officiel de la République Algérien (OMS, 2006 ; JORA, 2011).

PARAMETRES	Normes Algériennes de l'eau potable	Normes de l'OMS
Température	25	/
pH	6.5-9.0	6.5-9.5
Conductivité ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	2800	/
Turbidité (NTU)	5	5
Oxygène dissous (mg / l)	70	/
Résidu sec (mg / l)	1500	/
Nitrites (mg / l)	0.2	0.2
Nitrates (mg / l)	50	50
Phosphate (mg / l)	5	/
Sulfates (mg / l)	400	/
Ammonium (mg / l)	0.5	0.5
Chlorure (mg / l)	500	250
Dureté	500	200
Matières organiques (mg / l)	5	/
Fer (mg / l)	0.3	/
Aluminium (mg / l)	0.2	0.2

5-1-2/ LES EAUX USEES :

Les réserves disponibles d'eaux naturelles sont constituées des eaux souterraines (infiltration, nappes), des eaux de surface retenues ou en écoulement (barrages, lacs, rivières) et des eaux mer.

A) Origines des eaux potables

Suivent l'origine des substances polluantes, on trouve quatre grandes catégories d'eaux usées dans le réseau d'assainissement urbain : domestiques, industrielle ou pluviales.

- Les eaux usées domestiques

Ces eaux sont constituées par les eaux usées ménagères provenant des usages domestiques et les eaux de vannes. En général, ces eaux sont chargées en matières organiques, graisses et des produits d'entretiens ménagers. Elles présentent une bonne biodégradabilité.

- Les eaux usées industrielles

Les caractéristiques de ces eaux sont directement liées au type d'industrie concernée. Une épuration commune des eaux usées industrielles avec les eaux domestiques peut s'envisager à condition que la nature des pollutions soit identique et exempte des substances toxiques.

- Les eaux pluviales

Ces eaux peuvent être fortement polluées, en particulier au début de pluies. Les polluants présents dans ces eaux peuvent être de matières organiques biodégradables ou non, des matières minérales dissoutes ou en suspension et des toxiques.

B) Normes de qualité des rejets des eaux usées :

L'eau rejetées vers le milieu naturel doit avoir été traitée de façon à être « apte à l'usage prévu », c'est-à-dire répondre à la réglementation en vigueur. Il est donc nécessaire de traiter l'eau chaque fois que l'un des paramètres analytiques est supérieur aux normes en vigueur dans le pays considéré. Le tableau ci-dessous résume quelques limites des paramètres de qualité d'une eau usée avant son rejet.

Tableau 17 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejet des installations de déversement industrielles. (Source : journal officiel de la république algérienne (1993)).

PARAMETRES	UNITE	VALEURS MAXIMALES	PARAMETRES	UNITE	VALEURS MAXIMALES
Température	°C	30	Mercure	mg/l	0.01
pH	-	6.5-8.5	Nickel	mg/l	5
MES	mg/l	30	Plomb	mg/l	5
DBO ₅	mg/l	40	Cuivre	mg/l	3
DCO	mg/l	120	Zinc	mg/l	5
Azote kjeldahl	mg/l	40	Huiles et graisses	mg/l	20
Phosphates	mg/l	2	Hydrocarbures	mg/l	20
Cyanures	mg/l	0.1	Phénols	mg/l	0.5
Aluminium	mg/l	5	Solvants organiques	mg/l	20
Cadmium	mg/l	0.2	Chlore actif	mg/l	1
Chrome 3+	mg/l	3	PCB	mg/l	0.01
Chrome 6+	mg/l	0.1	Détergents	mg/l	2
Fer	mg/l	5	Tensio-actifs anioniques	mg/l	10

5-2-PROCEDES GENERAUX DE TRAITEMENT ET D'EPURATION DES EAUX :[9]

Il existe une large gamme de procédés de traitement et d'épuration, il reste au concepteur d'une station de traitement ou d'épuration à faire un choix approprié des opérations utiles et de les classer dans un ordre optimal.

Pour la suite de ce cours, la filière de traitement des eaux sera exposée et les différents procédés de traitement de l'eau peuvent être classer comme suit :

- Des traitements préparatoires, ou prétraitements : le dégrillage, le tamisage et le dessablage...
- Des traitements radicaux exigent des ouvrages plus complexes qu'on peut qualifier de traitements majeurs : coagulation-floculation suivi de décantation, filtration sur sable, oxydation et désinfection au chlore ou à l'ozone...
- Des traitements d'affinage ou complémentaires qui apportent des corrections nécessaires ou souhaitables à l'eau déjà purifiée : correction du pH, adsorption sur charbon actif, chloration finale.

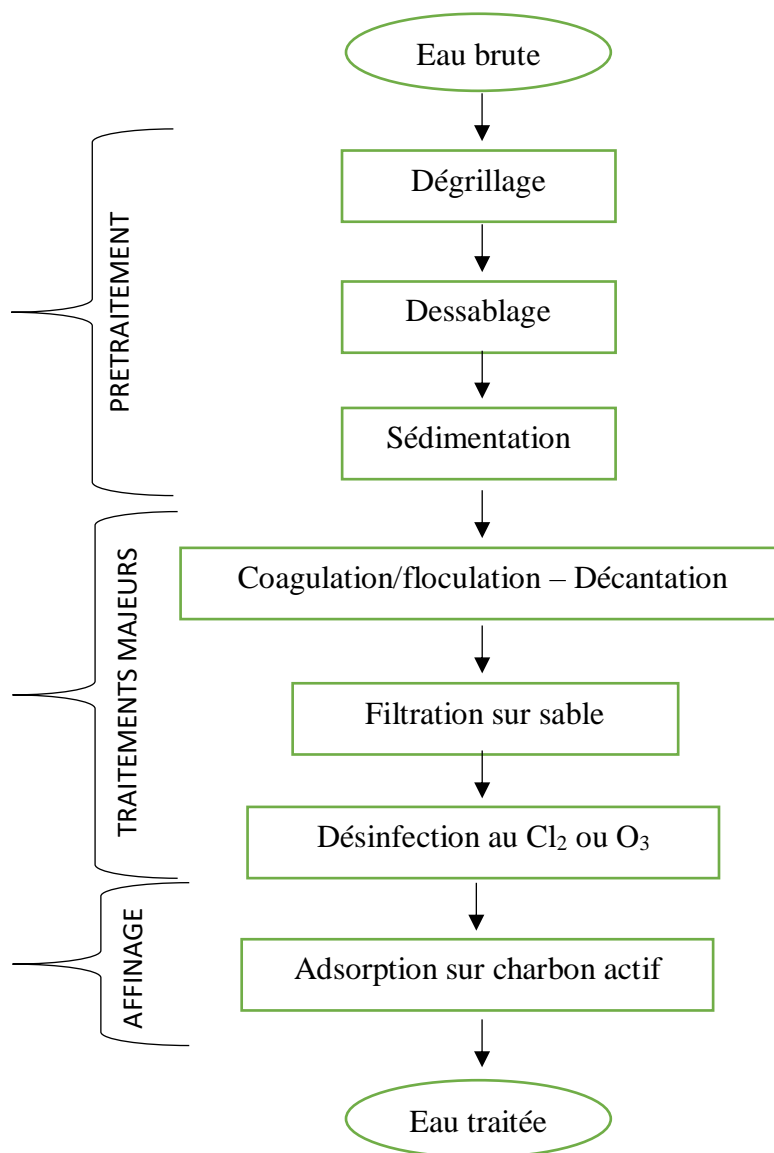


Figure 14 : Schéma général du procédé de traitement des eaux

5-2-1/. Les prétraitements

Les eaux brutes doivent généralement subir, avant leur traitement proprement dit, un prétraitement qui comporte un certain nombre d'opérations uniquement physiques ou mécaniques. Il est destiné à extraire de l'eau brute la plus grande quantité possible d'éléments dont la nature ou la dimension constituerait une gêne pour les traitements ultérieurs. Dans le domaine du traitement des eaux naturelles, ces procédés ne constituent en général qu'un préalable à un traitement physicochimique plus poussé.

A) Dégrillage

Le dégrillage, premier poste de traitement, indispensable aussi bien en eau de surface qu'en eau résiduaire. Il doit être localisé dans le regard de rive, au poste de pompage d'eau brute ou à l'entrée de l'usine de traitement. Le dégrillage, permet :

- de protéger les ouvrages aval contre l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation (poste de pompage, conduite et installation de traitement);
- de séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants, ou en compliquer l'exécution.

B) Dessablage

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sables et particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduits, à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion, à éviter de perturber les stades de traitement suivants.

Le domaine usuel du dessablage porte sur les particules dont la granulométrie égale ou supérieure à 200 μm .

L'étude théorique du dessablage se rattache à celle de la décantation des particules grenues.

Le dessableur des eaux de surface est généralement rectangulaire du type couloir. La section transversale est fonction de la vitesse horizontale d'écoulement désirée : cette vitesse sera supérieure à la vitesse critique d'entraînement des particules déposées si l'on désire effectuer une évacuation hydraulique des sables, inférieure si l'on prévoit une évacuation par raclage de fond.

C) Tamisage

Il consiste de faire passer l'eau à travers un filtre dont les mailles sont assez fines (dégrillage poussé) de façon à retenir les matières en suspension flottantes, les débris végétaux, les herbes....

5-2-2/ Les traitements secondaires

Les procédés de coagulation et de floculation facilitent l'élimination de MES et colloïdales. Celle-ci est réalisée dans une étape ultérieure de séparation solide liquide : décantation, flottation ou filtration.

A) Coagulation, floculation et Décantation

Ils sont nécessaires pour clarifier les eaux contenant des colloïdes. Cette clarification se subdivisera en trois étapes :

- coagulation : déstabilisation des particules colloïdales et formation de micromicelles constituées d'hydroxyde métallique et de colloïdes ;
- floculation : rassemblement des micro-micelles sous forme séparable de la phase aqueuse ;
- séparation des phases solide et liquide par décantation ou flottation

A-1) Coagulation

La coagulation consiste à ajouter à l'eau un électrolyte permettant de neutraliser les charges négatives qui sont à l'origine du maintien en suspension stable. On utilise généralement des sels d'un métal trivalent, Fe^{3+} ou Al^{3+} .

Les charges positives de l'ion métallique neutralisant les charges négatives du colloïde, les particules peuvent alors se rassembler sous l'effet des forces attractives de Van der Waals qui conduit à l'adsorption des colloïdes naturels coagulés.

A-2) Floculation

La floculation est l'agglomération des particules "déchargées" en microfloc, puis en flocons volumineux et décantables, **le floc**. Cette floculation peut être améliorée par l'ajout d'un autre réactif : le flocculant ou adjuvant de floculation.

Deux phénomènes de transport régissent la floculation :

- La floculation péricinétique liée à la diffusion brownienne des particules (agitation thermique).
- La floculation orthocinétique est liée à l'énergie dissipée au cours d'un brassage modéré de l'eau (agitation forcée).

A-3) Décantation

Une fois le floc formé, il faut réaliser la séparation solide-liquide qui permettra d'obtenir l'eau clarifiée d'un côté et les boues (particules colloïdales initiales + floc) de l'autre. On utilise en général l'action de la pesanteur sur les particules en suspension et l'on recueille ensuite l'eau claire

à la partie supérieure de l'appareil, alors qu'on soutire les boues sédimentées dans la partie inférieure : c'est la décantation.

B) Filtrations

Que l'eau soit coagulée ou non, décantée ou non, il faut toujours la filtrer pour que l'élimination des matières insolubles soit aussi complète que possible (c'est-à-dire pour que la turbidité soit ramenée au voisinage de zéro).

C'est surtout la filtration en profondeur, sur matériau granulaire, qui constitue le cœur de la majorité des stations de préparation d'eau de consommation.

L'eau à filtrer passe à travers un lit filtrant constitué de matériau granulaire, dont la hauteur de couche est importante et dépend du type de filtre. Lors de la filtration, le fluide circule à travers les ouvertures tandis que les particules sont arrêtées.

C) Désinfection

La désinfection est utilisée dans le traitement de l'eau pour réduire les agents pathogènes à un niveau acceptable. La désinfection n'est pas la même chose que la stérilisation. La stérilisation implique la destruction de tous les organismes vivants. L'eau potable n'a pas besoin d'être stérile pour être potable.

Trois catégories d'agents pathogènes entériques humains sont préoccupantes dans l'eau potable : les bactéries, les virus et les kystes amibiens (parasites). La désinfection doit être capable de détruire les trois. On peut procéder à la désinfection en ajoutant à l'eau une certaine quantité d'un produit chimique doté de propriétés germicides. Essentiellement, cinq agents ont trouvé un usage courant dans la désinfection de l'eau potable : (1) chlore libre, (2) chlore combiné, (3) ozone, (4) dioxyde de chlore et (5) irradiation aux ultraviolets.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **BONNIN J.**, «Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine», EDF, Edition 1982, France, 128 pages.
- [2] **BONVIN J.**, « Hydraulique urbaine I », Ecole d'ingénieurs du Canton de Vaud, Edition 2005, Suisse, 113 pages.
- [3] **BOURIER, R.**, 1984 «les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris
- [4] **BRIERE, F. G.**, , distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [5] **CARLIER M.** : " Hydraulique générale et appliquée" - Edition Eyrolles, 1980.
- [6] **DUPONT A.:** " Hydraulique urbaine" - Edition Eyrolles - **Tome 2** : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, 1979.
- [7] **GOMELLA, C., GUERREE, H.**, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris
- [8] **GOMELLA C. & Cie:** " La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales" Edition Eyrolles, 1974.
- [9] **KETTAB, A. NAKIB, M. BERREKSI, A.** " Epuration des eaux usées " Generis Publishing, 2021.
- [10] **VALIRON, F.**, 1994 « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Paris