

CHAPITRE III

LES RESERVOIRS D'ALIMENTATION

III.1 Rôle des Réservoirs

Au cours de la même journée, le débit arrivant au niveau du forage est constant, par contre le débit sortant est variable en fonction de la demande. Il en résulte donc deux régimes différents. Donc le réservoir permet la liaison de ces deux régimes

III.2 Rôle d'Emmagasinement

Pendant les heures creuses principalement la nuit le réservoir se remplit et pendant les heures de pointe, le réservoir libère le volume d'eau accumulé.

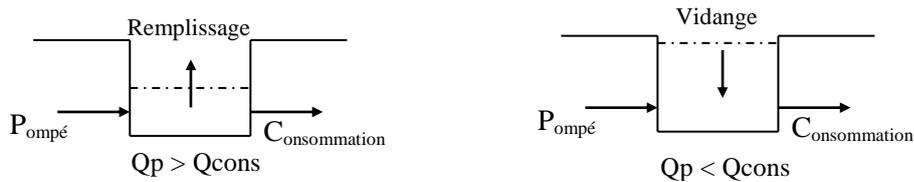


Figure VI.1 Rôle d'Emmagasinement

- Lorsque le réservoir s'étant longitudinalement en s'éloignant du réservoir principal, il en résulte des faibles pressions aux points les plus éloignées. On placera, donc au niveau de ces points un réservoir (appelé réservoir d'équilibre) qui permet d'augmenter les pressions de services

III.3 Avantage des réservoirs

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Régularité des pressions et des débits dans le réseau.
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

III.4 Rôle de réservoir d'équilibre

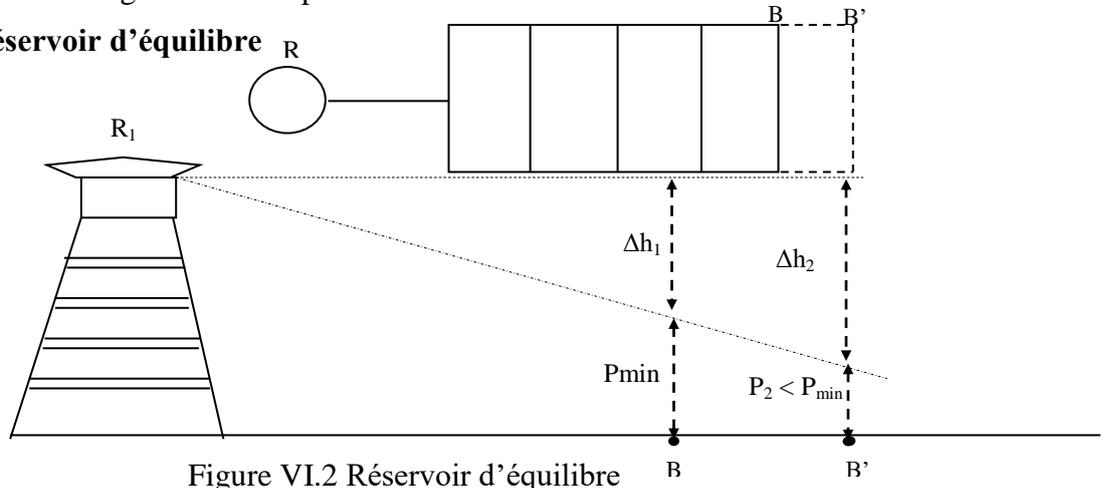


Figure VI.2 Réservoir d'équilibre

Le point B est un point défavorable qui a bénéficié lors du dimensionnement du réseau d'une pression suffisante. Par suite, l'agglomération a reconnu une extension longitudinale (prolongement du réseau), ce qui donne au point B' une pression de service faible par rapport à la pression du point B. Les habitants autour de B' sont donc bénéficiés d'une faible pression et de faible débit.

Donc, on doit placer dans la zone de faible pression un réservoir d'équilibre qui permet d'augmenter la pression de service en point B'.

A son tour le réservoir d'équilibre sera placé de préférence à une cote inférieure à celle du réservoir principal.

Les réservoirs d'équilibre se remplissent la nuit au moment des très faibles consommations.

La journée, ces réservoirs alimentent leur zone d'action avec des pressions supérieures à ce que pourrait fournir le réservoir principal seul.

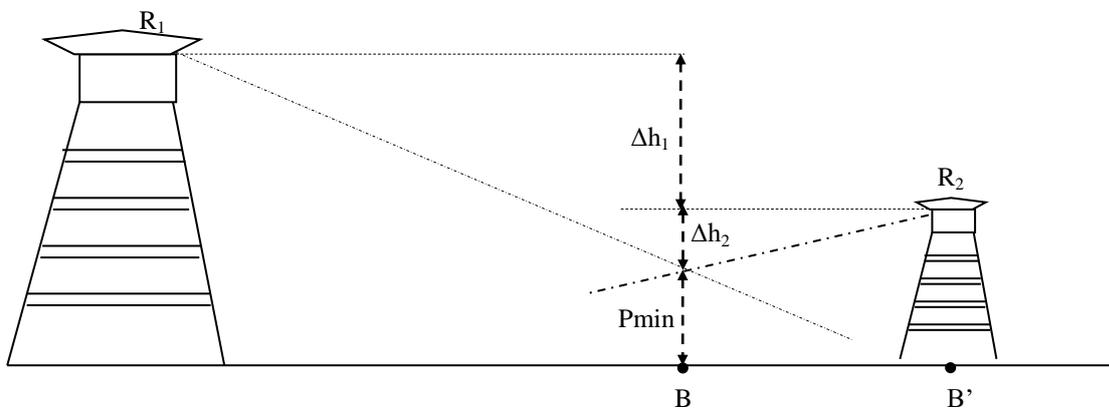
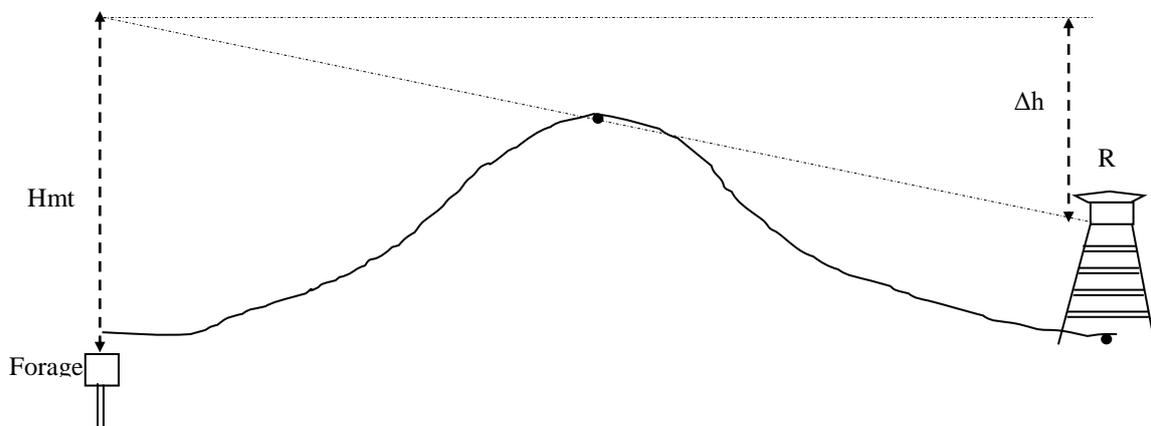


Figure VI.2 Réservoir d'équilibre

Pendant la journée, les réservoirs alimentent les habitants, le point B dans ce cas représente la pression la plus faible quand les deux réservoirs alimentent l'agglomération.

Dans le cas où le réservoir d'équilibre est en panne, la ligne piézométrique du réservoir principal diminue (la perte de charge augmente).

III.5 Rôle de Réservoir Tampon



Si la pompe s'arrête, on va avoir une chute de la ligne piézométrique, qui coupe le profil du terrain naturel (dépression). Ce qui provoque des impulsions au niveau de la conduite d'adduction (accumulation des bulles d'air au point d'écèlement).

Donc lorsque la conduite de refoulement se trouve écrêtée par la ligne piézométrique où la ligne de charge pendant le refoulement, on utilise un réservoir tampon, au point d'écrêtement de la conduite ce qui permet de la protéger contre ces phénomènes.

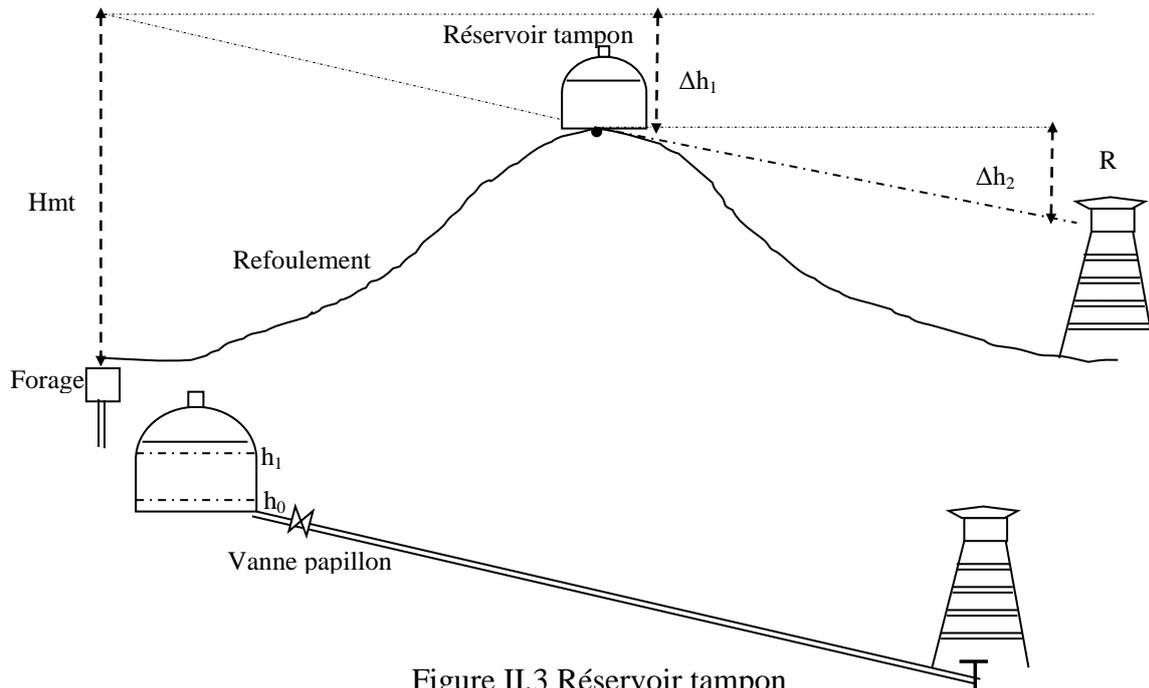


Figure II.3 Réservoir tampon

En point A : robinet vanne à fermeture rapide (vanne papillon)

En point B : robinet vanne à fermeture lente (T)

- pour garder la conduite pleine il faut que le temps d'abaissement de niveau du réservoir tampon soit égal au temps de fermeture à l'aval.

$$Q_t = Q_0 \left(1 + \frac{t}{T}\right)$$

Si la conduite est vide, il est obligé de remplir la canalisation par 1/10 du débit successivement jusqu'à atteindre le débit convenable.

III.6 Distribution étagée

Il arrive qu'une ville présente des différences de niveau importantes, et la distribution urbaine convient d'éviter les pressions trop fortes sur le réseau et que la pression de l'ordre de 40 m d'eau constitue une limite de ne pas dépasser.

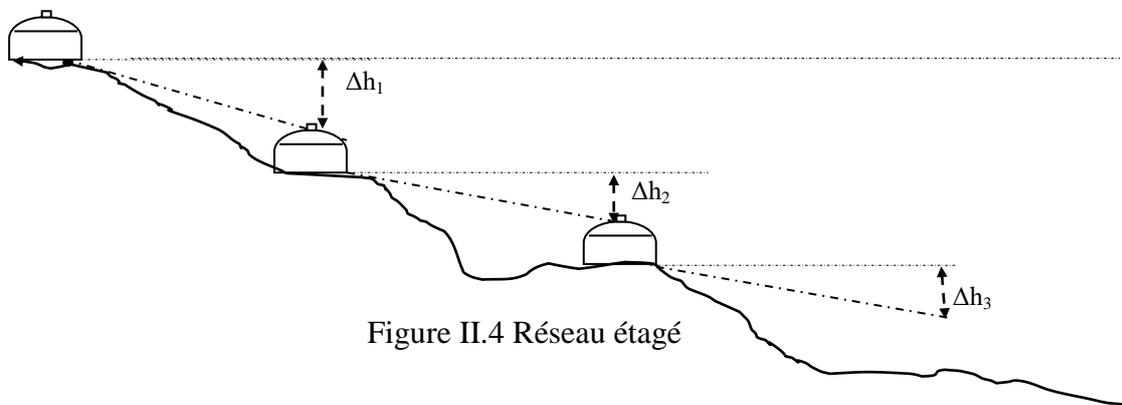


Figure II.4 Réseau étagé

III.7 Emplacement (Altitude) des réservoirs

L'emplacement du réservoir doit être compatible avec l'un des rôles qu'il joue, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément, celle de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la zone de la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

La considération de cette cote du radier et la topographie des lieux déterminent le type de réservoir à adopter.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions.

III.8 La Capacité du réservoir

Le calcul du volume d'un réservoir d'eau est effectué par la représentation graphique des cumules des apports et les débits max journaliers.

Pour la répartition de la consommation, on admet les coefficients en % ayant trouvé les excès et les insuffisances d'eau durant différentes heures de la journée ; on cherche le plus grand pourcentage de la capacité que l'on multiplie par Q_{max} pour trouver le volume du réservoir.

La détermination du volume est basée sur l'expression suivante :

$$VR = (\Delta V_{max}^+ + \Delta V_{max}^-) \cdot Q(\max)$$

III.9 Exemple de calcul

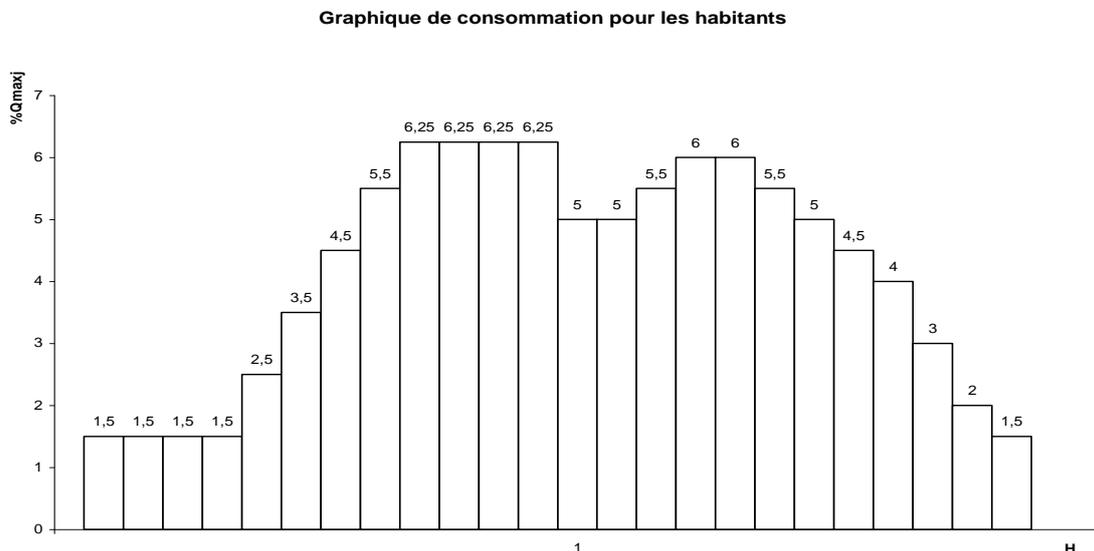


Figure II.5 Graphique de consommation

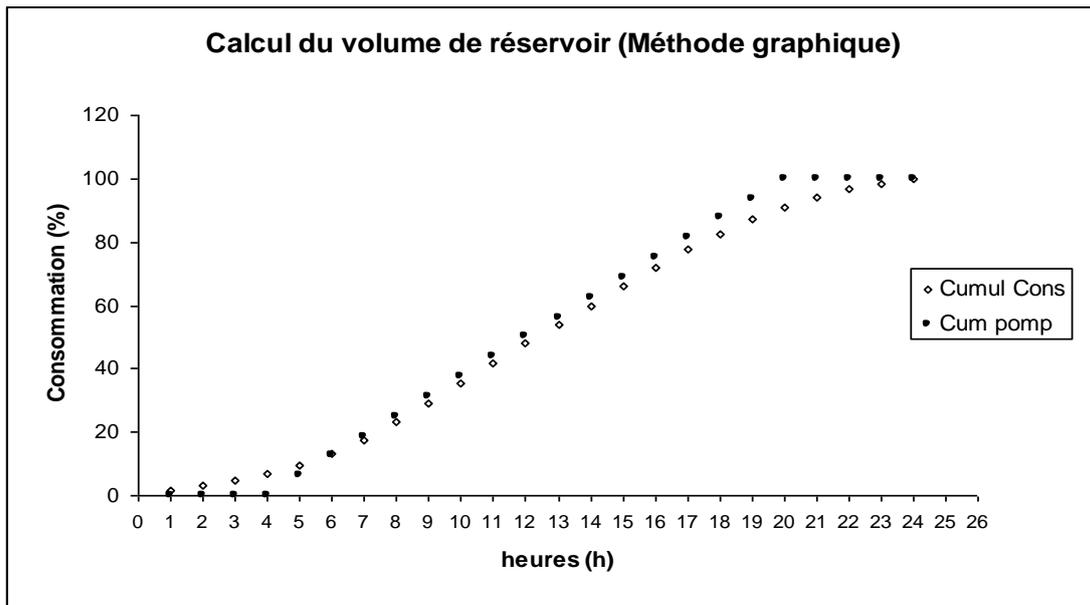


Figure II.6 Cumul consommation-pompage

Le calcul de volume d'un réservoir d'alimentation en eau par la méthode graphique est mentionné ci-dessous.

Tableau II.1 Calcul de volume d'un réservoir (méthode graphique)

Heures	Consommation	pompage	Cumul de Consommation	Cumul de pompage	ΔV^+ ΔV^-
0-1	1,5	0	1,5	0	-1,5
1-2	1,5	0	3	0	-3
2-3	1,5	0	4,5	0	-4,5
3-4	2,5	0	7	0	-7
4-5	2,5	6,25	9,5	6,25	-3,25
4-6	3,5	6,25	13	12,5	-0,5
6-7	4,5	6,25	17,5	18,75	1,25
7-8	5,5	6,25	23	25	2
8-9	6,25	6,25	29,25	31,25	2
9-10	6,25	6,25	35,5	37,5	2
10-11	6,25	6,25	41,75	43,75	2
11-12	6,25	6,25	48	50	2
12-13	6	6,25	54	56,25	2,25
13-14	6	6,25	60	62,5	2,5
14-15	6	6,25	66	68,75	2,75
15-16	6	6,25	72	75	3
16-17	5,5	6,25	77,5	81,25	3,75
17-18	5	6,25	82,5	87,5	5
18-19	4,5	6,25	87	93,75	6,75
19-20	4	6,25	91	100	9
20-21	3	0	94	100	6
21-22	3	0	97	100	3
22-23	1,5	0	98,5	100	1,5
23-24	1,5	0	100	100	0

$$\Delta V_{\max}^+ = 6.25 \% \quad ; \quad \Delta V_{\max}^- = 7 \%$$

$$AN: \quad VR = (\Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^-) \cdot Q(\max j) = (6.25\% + 7\%) \cdot Q_{\max j}.$$

III.10 Dimensionnement du réservoir

III.10.1 Section du réservoir

On se fixe généralement pour une hauteur d'eau de 5m dans le réservoir.

$$V_r = S_r \cdot h \Rightarrow S_R = V_R/h \quad (\text{m}^2).$$

Où :

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

S : section intérieur du réservoir (m²).

III.10.2 Diamètre intérieur du réservoir

$$\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h \Rightarrow D_i = \sqrt{\frac{4 \cdot S_R}{\pi}}$$

III.10.3 Détermination de la hauteur d'incendie

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S_R} \quad ; \quad V_{inc} = 120\text{m}^3 \text{ et } S_R : \text{ surface du réservoir}$$

III.11 Equipement du réservoir

Généralement le réservoir doit être équipé d'une conduite d'arrivée, d'une conduite de trop-plein relié à celle de vidange d'une réserve d'incendie, conduite de distribution et d'un by-pass.

III.11. 1 Conduite d'alimentation

L'arrivée de la conduite s'effectue au-dessus du radier, ceci favorise la turbulence et évite la contamination de réserve d'incendie. L'adduction est équipée dans certains cas par une vanne automatique intervenant pour arriver la pompe une fois l'eau atteint le niveau maximal dans le réservoir.

III.11.1 Conduite de distribution

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine, celle-ci est constituée par un corps cylindrique terminé par un collet et une bride de serrage.

Pour une distribution par gravité, on utilise une crépine simple, celle-ci se place à 0.2m au-dessus du fond du réservoir pour éviter toute pénétration des dépôts dans la conduite.

III.11.2. Conduite de vidange

Le calcul de celle-ci est le même que celui d'une conduite courte, supposant que le débit d'apport est nul.

Le débit de vidange est donné par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Avec ;

A : section de la conduite de vidange (m²).

h : la hauteur de l'eau (m)

g : accélération de pesanteur (m/s²)

μ : coefficient de débit, donné par la formule :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \varepsilon}} \text{ où :}$$

$\sum \varepsilon = \varepsilon_l + \varepsilon_s$ = la somme de coefficient des pertes de charge linéaires et singulières.

III.11.3. Calcul de temps de vidange du réservoir

Soit un intervalle de temps dt au bout duquel on a : un volume de vidange

dv = Q.dt , ce volume peut s'écrire

dv = -s.dh, le signe (-) indique que (h) diminue quant (t) augmente

$$dv = Q \cdot dt = -S \cdot dh$$

$$\begin{aligned} \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} dt &= -S \cdot dh \Rightarrow \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g} dt = \frac{-S \cdot dh}{\sqrt{h}} \\ \Rightarrow dt &= \left(\frac{-S}{\mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right) \cdot \left(\frac{dh}{\sqrt{h}} \right) \Rightarrow T = \\ \int_{t_1}^{t_2} dt &= \left(\frac{-S}{\mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right) \cdot \int_{h_1}^{h_2} \left(\frac{dh}{\sqrt{h}} \right) = \left(\frac{2S}{\mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right) \cdot (\sqrt{h_2} - \sqrt{h_1}) = \end{aligned}$$

$$t_1 = 0, h_1 = H ; h_2 = 0, t_2 = T. \Rightarrow \frac{2S}{(\mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g})} = \frac{2 \cdot S \cdot H}{(\mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g})} = \frac{2 \cdot W}{Q}$$

$$T = \frac{2 \cdot W}{Q}$$

III.12 Détermination de la forme et implantation

- *Formes*

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain).

Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

- *Hauteur d'eau*

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour des réservoirs petits et moyens :

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

Dans la plupart des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs.

- **Implantation et terrain**

Pour des raisons économiques, la compensation des masses est en général recommandée ; l'ensemble des matériaux d'excavation est réutilisé pour les talus latéraux et la couverture.

La compensation des masses est généralement réalisée si le centre de gravité du réservoir se situe à la hauteur moyenne du terrain naturel. Pour de grands réservoirs à proximité des localités ou à un endroit exposé, les exigences de la protection du paysage passeront avant celle de la compensation des masses.

III.13 STERILISATION DES EAUX STOCKEES

III.13.1 INTRODUCTION

Généralement les eaux souterraines sont potables et afin d'éviter toute pollution, il est recommandé de procéder à la désinfection avant la livraison de l'eau aux usagers, dont plusieurs méthodes de stérilisation sont utilisées, selon l'origine, la qualité et les moyens de gestionnaire d'eau.

III.13.2 Stérilisation par le chlore gazeux (Cl)

Le chlore est efficace, il agit sur les diastases indispensables à la vie des germes microbiennes qu'il détruit de ce fait, et passe de plus un pouvoir oxydant très grand vis-à-vis des matières organiques.

L'action stérilité du chlore dépend du pH, de la température de l'eau, de la teneur en matière organique et de la durée de contact.

La dose de chlore adoptée de l'ordre (2-3) mg/l pour les eaux superficielles et (1-1.5)mg/l pour les eaux souterraines.

III.13.3 Stérilisation par le permanganate de potassium (KmnO₄).

C'est la stérilisation efficace à dose relativement élevée (2 mg/l) avec les contacts prolongés (24h). Ce procédé n'est utilisé que pour la stérilisation de faible quantité.

III.13.4 Stérilisation par l'iode

On peut stériliser une eau naturelle par l'iode à dose (0.3-1) mg/l après 30min de contact ; l'eau est consommable. L'iode conserve son action bactéricide pendant 30 heures.

III.13.5 Stérilisation par l'ozone (O₃).

L'Ozone O₃ est un gaz toxique, qui se décompose lentement dans l'air sec à température mais très rapidement à température élevée ou en présence d'eau.

Mis en contact de l'eau il oxyde les matières organiques et détruit instantanément presque tous les microbes.

Son action très efficace pour faire disparaître les goûts et les couleurs dus aux certaines matières organiques présentes dans l'eau.

La concentration utilisée en ozone est de l'ordre de (0.3-1) mg/l et sa durée de contact est de quelques minutes.

III.13.6 Stérilisation par l'hypochlorite de sodium (eau de Javel NaClO).

C'est le procédé de stérilisation le plus simple et le plus souvent utilisé dans notre pays, surtout pour les grandes installations.

L'hypochlorite de sodium (NaClO) est livré à (16-18°) que l'on trouve dans le marché sous le nom d'eau de javel.

L'opération de javellisation s'effectue par injection dans les conduites de refoulement, soit au niveau de réservoir mais de préférence l'injection se fera dans la conduite de refoulement en fonction du débit d'eau pompé afin d'éviter toute surconcentration de NaClO l'eau de javel, provoquant les maladies cancéreuses et ceci due à la naissance des matières organoleptiques.

Pour cela, on fait appel aux pompes doseuse placées dans les abris des forages.

III.13.7 Détermination du débit de la pompe doseuse (NaClO).

Le débit de NaClO sera calculé à partir de la formule de réglage des pompes doseuses.

$$Q \cdot \tau = q \cdot C$$

$$q = \frac{Q \cdot \tau}{C}$$

Avec ;

Q : débit d'eau à traité (débit de forage) en m³/h

q : débit de la pompe doseuse de NaClO en l/h

τ : taux de traitement que le gestionnaire devra choisir en fonction de la qualité de l'eau et de la longueur du réseau en g/m³.

En général au niveau de la station, on utilise une dose de chlore de (0.5-1) g/m³.

C : concentration de la solution d'hypochlorite de sodium en g/l dont il faut généralement la déterminer par un dosage volumétrique, cette concentration faiblie avec le temps, il faut fréquemment la doser.

La concentration d'eau de javel est livrée en degré chlorométrique à 16°.

Exemple de calcul.

Pour un débit Q = 40 l/s (144m³/h).

$$1^\circ = 3.17 \text{ g/l ;}$$

Donc 16° \Rightarrow 16* 3.17 = 50.72 g/l. (car une degré chlorométrique correspond à 3.17g de chlore libre par kg d'hypochlorite.

1kg d'hypochlorite à 16° renferme donc 50.7 g de chlore.

$$q = \frac{Q \cdot \tau}{C} = \frac{144 \cdot 0.8}{50.7} = 2.27 \text{ l/h}$$

Volume du bac d'eau

Le volume du bac d'eau de javel ne doit pas dépasser une capacité de 200 l.

$V = q \cdot t$, pour $t = 3 \text{ jours on a:}$

$$V = q \cdot t = 2.27 \cdot 3 \cdot 24 = 163.44 \text{ l/ 3j. donc, on adopte un bac de 200l.}$$