

## Chapitre IV : RESERVOIRS ET CHATEAUX D'EAUX

### IV.1. Définitions

Les réservoirs et châteaux d'eaux sont des ouvrages destinés au stockage de liquides.

Ce liquide est généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques), soit usée (eau d'égouts). Parmi les liquides autres que l'eau sont : le lait, les hydrocarbures...etc.

Ces ouvrages peuvent être soit posés sur le sol, soit légèrement enterrés, soit sur une superstructure (piscines au-dessus du sol), soit sur des pylônes de grandes hauteurs (châteaux d'eau) ou sur des bâtiments.



Figure.IV.1

Les réservoirs peuvent être découverts (bassins) ou munis d'une couverture chargée de diverses façons (habitations, machines, équipements,...etc.).

Les réservoirs peuvent être simples (Figure.IV.1) ou complexe (Figure.IV.2) et formés de réservoirs multiples ou même superposés (Figure.IV.3).

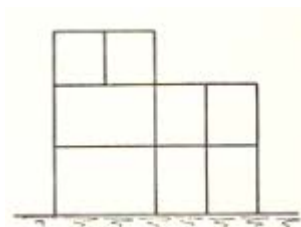


Figure.IV.3

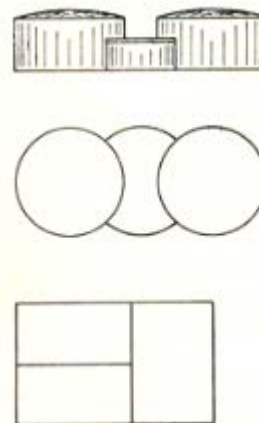


Figure.IV.2

### IV.2. Formes en plan

La forme en plan peut être quelconque. Cependant la plus part du temps, les petits réservoirs sont carrés ou rectangulaire, bien que la forme circulaire soit la moins couteuse pour les deux raisons suivantes :

- A volume et hauteur donnés, donc à surface en plan  $S$  donnée, le développement de paroi le plus faible conduira au réservoir le moins couteux.

Or le périmètre d'un carré de surface  $S$  est :

$$\begin{cases} P = 4a \\ S = a^2 \end{cases} \Rightarrow a = \sqrt{S}$$

**Donc :**

$$P = 4\sqrt{S}$$

Celui d'un cercle est :

$$\begin{cases} P' = 2\pi R \\ S' = \pi R^2 \end{cases} \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S'}{\pi}}$$

**Donc :**

$$P' = \sqrt{4\pi S} = 3,57\sqrt{S}$$

Celui d'un rectangle de côtés  $a$  et  $b = ka$ , avec  $k > 1.00$  est :

$$\begin{cases} P'' = 2(k+1)a \\ S'' = ka^2 \end{cases} \Rightarrow a = \sqrt{\frac{S''}{k}}$$

**Donc :**

$$P'' = \frac{2(k+1)\sqrt{k}}{k} \sqrt{S} = \gamma \sqrt{S}$$

Soit pour :

$k$	1	2	3	4
$\gamma$	4.00	4.23	4.61	5.00

- Les réservoirs sont soumis à la pression hydrostatique du liquide contenu et on sait que la figure d'équilibre des pressions radiales uniformes est un cercle.

Un réservoir circulaire sera donc soumis qu'à un effort normal de traction.

Si  $P$  est la pression uniforme, l'effort normal sera :

$$F = P \frac{d}{2}$$

**Mais :**

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1,13\sqrt{S}$$

D'où :

$$F = 0,565P\sqrt{S}$$

Dans un réservoir carré de côté  $a = \sqrt{S}$ , l'effort normal est :

$$F = \frac{Pa}{2} = \frac{P\sqrt{S}}{2} = 0,50P\sqrt{S}$$

Il est légèrement plus petit que dans le cas du réservoir circulaire, mais par contre, la paroi sera soumise à un important moment de flexion :

$$M = \frac{Pa^2}{12} = \frac{PS}{12}$$

Qui nécessite beaucoup plus de béton et d'acier. Finalement, on voit bien le réservoir carré est beaucoup plus coûteux tant en béton qu'en acier, en en coffrage (périmètre de 12% plus élevé) et en étanchéité.

Par conséquent il est irrationnel de chercher pour un réservoir une forme autre que circulaire. Cependant la considération d'encombrement est quelque fois prépondérante et la nécessité de loger le volume maximal dans la surface disponible est alors déterminante. On est conduit de la sorte aux réservoirs de formes diverses : rectangulaire le plus souvent, mais aussi de forme absolument quelconques (Figure.IV.4). Des considérations esthétiques conduisent aussi parfois au choix de la forme ; c'est le cas des bassins urbains (Figure.IV.5).

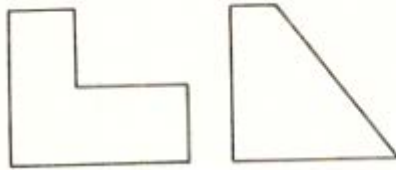


Figure.IV.4



Figure.IV.5

### IV.3. Dimensions

Elles sont bien entendu fort variable selon l'utilisation du bassin.

Partant du volume  $V$  donné, des considérations d'exploitation déterminent le plus souvent la hauteur du liquide emmagasiné. Par exemple pour les réservoirs d'eau potables,  $h$  varie de 2m pour les petits réservoirs à 7, 8 ou 11m pour les gros. Il y a intérêt à ne pas dépasser ce chiffre de façon à ne pas avoir en service dans les canalisations d'eau de trop grandes variations de pression.

Par ailleurs, les efforts dans les parois et sur le fond étant proportionnels à la hauteur du liquide, on conçoit qu'on doive chercher a priori à la réduire quitte à choisir une plus grande dimension en plan. Il faut adopter un bon compromis.

Une considération importante est celle de la dimension maximale en plan qui est limitée par les conditions de déformation. La déformation doit être suffisamment réduite pour que le réservoir garde ses qualités d'étanchéité.

Considérons un réservoir circulaire de diamètre  $d$  dont l'acier des cerces travaille à une contrainte  $\sigma_a$  (compte tenu de la traction équilibrée par le béton), l'augmentation du diamètre est :

$$\Delta d = d \cdot \frac{\sigma_a}{E_a}$$

Avec  $\sigma_a = 400 \text{ bar}$ ,

$$\Delta d = d \cdot \frac{400}{2 \times 10^6} = d \cdot \frac{0,2}{1000}$$

$d \text{ (m)}$	2	5	10	15	20	25	30	40	50	60	80
$\Delta d$	0,4	1	2	3	4	5	6	8	10	12	16
$\Delta l = \pi \Delta d$	1,3	3,1	6,2	9,3	12,6	15,2	18,6	25,2	31,4	37,6	50,2

L'allongement du béton introduisant cette augmentation de diamètre donne sur le périmètre du réservoir un allongement  $\Delta l = \pi \Delta d$  porté à la dernière ligne du tableau ci-dessus.

Bien entendu  $\Delta l$  et  $\Delta d$  sont proportionnels à  $d$ . Par conséquent le béton, de la paroi s'allongera peu pour les petits diamètres et beaucoup pour les grands.

#### IV.4. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs :

Résistance : le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis.

Étanchéité : il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit donc être étanche, c'est-à-dire non fissuré, ou fissuré dans des conditions acceptables.

Durabilité : le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau béton, dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir. Ceci pose dans certains cas le problème du revêtement intérieur de protection.

Enfin le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas altérer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur, s'il protège le béton sous-jacent doit aussi protéger le liquide de l'influence du béton.

#### IV.5. Les effets à prendre en compte

Ils sont de différentes natures :

- Poids propre du réservoir et de ses ouvrages annexes.
- Charge due au liquide contenu.

Type de liquide	Poids volumique $daN/m^3$
Goudron	1100 à 1250
Bitume	1100 à 1300
Essence de pétrole	750 à 810
Eau potable	1000
Eau usée	1050 à 1100
Lait	1028 à 1032

- Surcharges diverses d'exploitation (escaliers d'accès, terrasses aménagées en vue de leur utilisation par le public,...etc.).
- Variation de température.
- Influence de retrait.
- Intervention de fluage.
- Effets climatiques : neige et vent.

Les charges de vent sont déterminées sur la base d'une vitesse de calcul. La vitesse maximale du vent dépend de la région où le réservoir est construit. Dans la plupart des cas, une valeur de 45 m/s est retenue. Elle représente la vitesse d'une rafale de trois secondes qui est dépassée en moyenne seulement une fois tous les 50 ans.

- Influence du séisme.

Dans certaines régions, un réservoir doit être prévu pour résister aux charges sismiques.

#### IV.6. Classification des réservoirs

On peut les classer selon :

##### IV.6.1. La position du réservoir par rapport au sol

- Au niveau du sol (ou très peu enterré, figure.IV.6) : le radier du réservoir est toujours placé au contact du sol sur un béton maigre de 5 à 10 cm d'épaisseur ;



Figure.IV.6

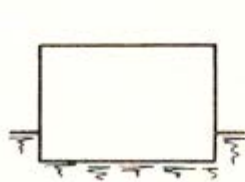
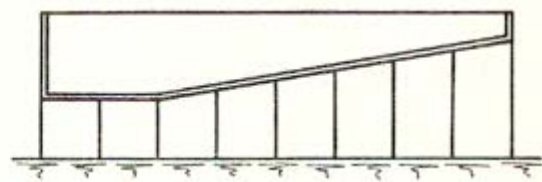


Figure.IV.7



- Sur poteau (légèrement surélevé, figure.IV.7) : c'est le cas de piscines ;
- Sur pylônes (figure.IV.8), châteaux d'eau ;
- Sur bâtiment (figure.IV.9) : ce peut être là une façon économique d'utiliser quasi gratuitement un « pylône » existant pour alimenter non seulement le bâtiment porteur lui-même, mais ceux voisins d'un niveau inférieur.

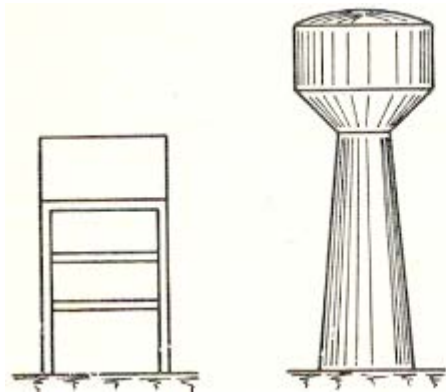


Figure.IV.8

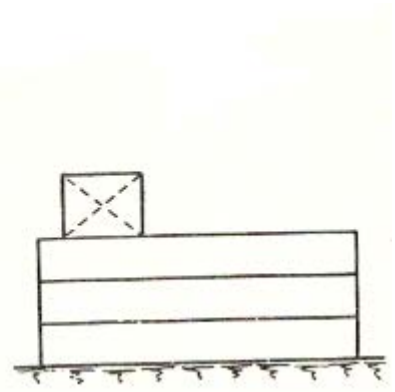


Figure.IV.9

##### IV.6.2. De la forme de cuve

- Réservoir carré,
- Réservoir rectangulaire,
- Réservoir circulaire,
- Réservoir de forme quelconque.

##### IV.6.3. Selon le mode de fermeture

- Réservoirs non couverts (bassin, figure.IV.10),
- Réservoirs couverts.

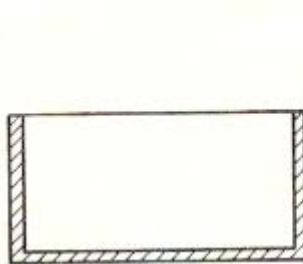


Figure.IV.10

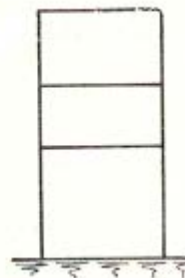


Figure.IV.11

**IV.6.4. Selon la complexité de la construction**

- Réservoir simple (figure.IV.1),
- Réservoirs multiples (figure.IV.2),
- Réservoirs superposés (figure.IV.11),
- Réservoir superposés et multiples (figure.IV.3).

**IV.6.5. Selon l'usage**

- Réservoir d'emménagement quand il s'agit seulement de liquide divers,
- Bassin de traitement (pour épuration des eaux usées),
- Bassins sportifs (piscines),
- Cuve à gazomètre.

**VI.6.6. Selon la nature du liquide conservé**

- Réservoir à eau,
- Cuves à cidre...etc.,
- Citernes à produits noirs (goudron, bitume),
- Réservoirs à hydrocarbures (pétrole, essence, gas-oil, huiles minérales).

**IV.7. Méthodes de calcul****IV.7.1. Réservoir rectangulaire posé sur le sol****IV.7.1.1. Parois planes verticales****IV.7.1.1.1. Plaque rectangulaire appuyée sur tout son contour et soumise à une charge hydrostatique**

Ce n'est pas à proprement parler le cas d'une paroi de réservoir plus au moins encastré sur les faces perpendiculaires. Nous donnons ci-dessous les résultats de Timoshenko adapté par R.Cloet. Soit (figure.IV.12) représente  $a$  et  $b$  les côtés de la plaque.

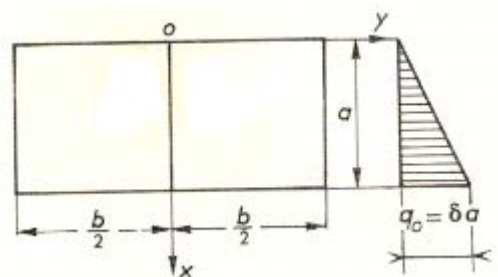


Figure.IV.12

Pression maximale :  $q_0^D = \delta a$

Pression à la profondeur  $x$  :  $q = \frac{q_0^D x}{a}$

Si  $l$  est la plus faible des dimensions  $a$  et  $b$ , on a :

Moment selon la verticale :

$$M_x = \mu q_0^D l^2$$

Moment selon l'horizontale :

$$M_y = \mu_1 q_0^D l^2$$

Le premier diagramme de la (figure.IV.13) donne les valeurs de  $\mu$  et de  $\mu_1$  pour  $\frac{b}{a}$  variant de 0 à  $\infty$  et pour 4 valeurs de  $\frac{x}{a}$  égale à : 0,25 – 0,50 – 0,60 et 0,75. Le coefficient de poisson a été pris égal à 0,30.

Réaction d'appui :

$$T = \eta q_0^D a \text{ pour les bords horizontaux,}$$

$$T = \eta_1 q_0^D a \text{ pour les bords verticaux,}$$

Le deuxième diagramme de la (figure.IV.13) donne :

- Courbe A les valeurs de  $\eta_1$  ( $y = \pm \frac{b}{2}$ ).
- Courbe B les valeurs de  $\eta$  bords inférieur ( $x = a$ ).
- Courbe C les valeurs de  $\eta$  bords supérieur ( $x = 0$ ).

Ce problème a également été traité par Lewy qui propose :

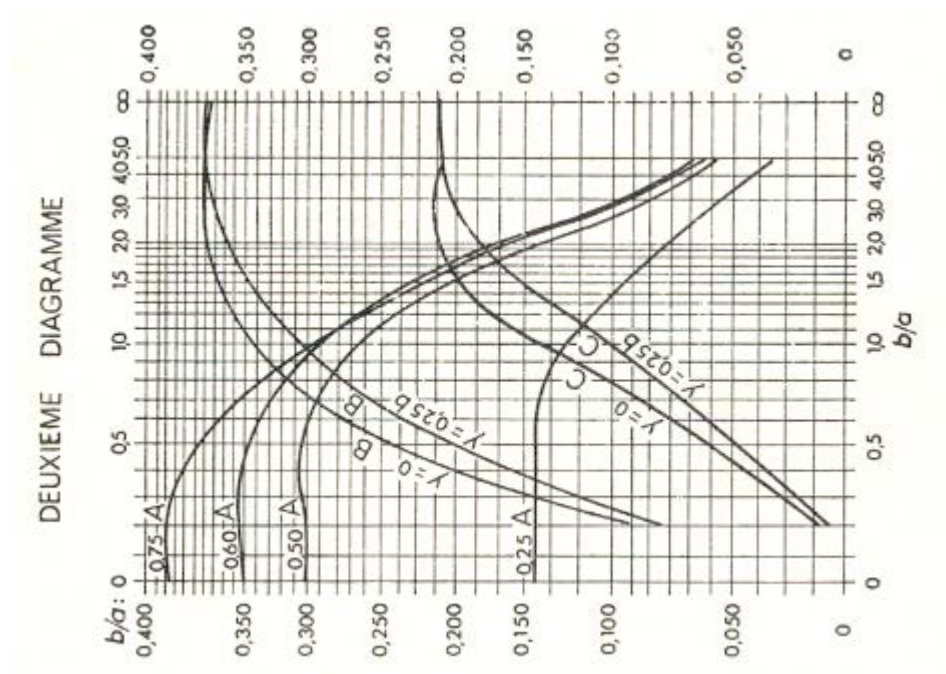
$$M_x = \alpha q a^2; \quad M_y = \beta q a^2$$

Premier diagramme :

- Courbe des coefficients  $\mu$  graduées pour diverses valeurs de  $\frac{x}{a}$  et pour  $y = 0$ .
- Courbe des coefficients  $\mu_1$  graduées pour diverses valeurs de  $\frac{x}{a}$  et pour  $y = 0$ .

Deuxième diagramme :

- A) Courbes des coefficients  $\eta_1$  des réactions sur les bords verticaux ( $y = \pm \frac{b}{2}$ ) pour diverses valeurs du rapport de  $\frac{x}{a}$ .
- B) Courbes des coefficients  $\eta$  des réactions sur le bord inférieur ( $x = a$ ) pour  $y = 0$  de  $y = 0,25b$ .
- C) Courbes des coefficients  $\eta$  des réactions sur le bord supérieurs ( $x = 0$ ) pour  $y = 0$  de  $y = 0,25b$ .





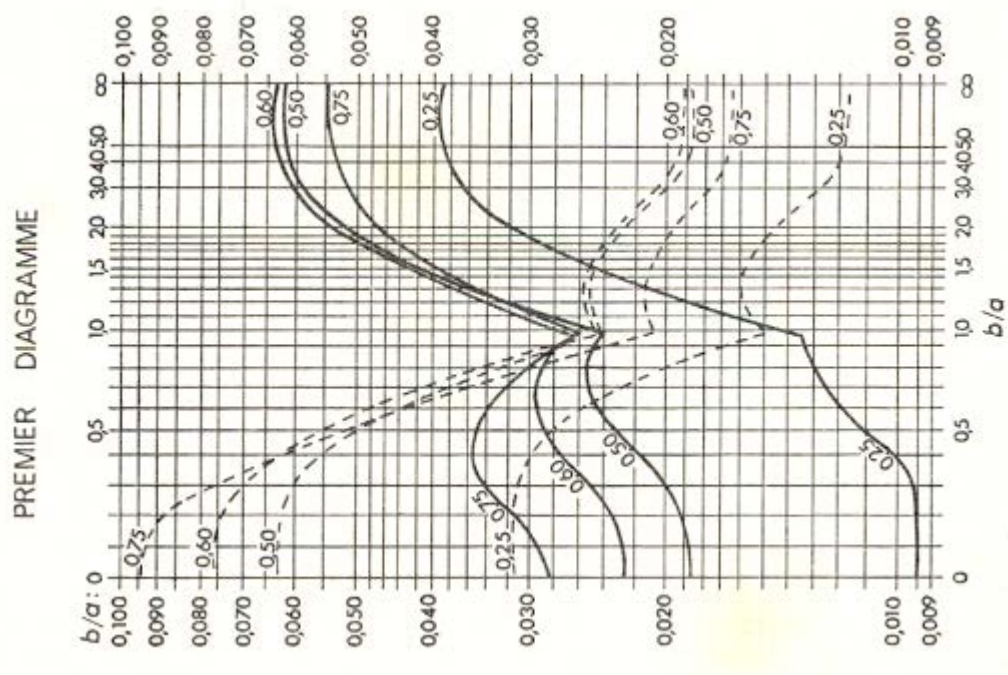


Figure IV.13

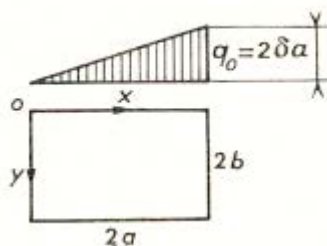


Figure IV.14

Le tableau ci-dessous donne  $\alpha$  et  $\beta$  en fonction de  $\rho = \frac{b}{a}$  avec les abscisses  $x$  correspondantes des points ( $y = b$ ) où se produisent ces moments maximaux.

$\rho$	$M_x$		$M_y$	
	$\alpha$	$x$	$\beta$	$x$
0,00	0,006	1,80 a	0,030	1,47 a
0,50	0,024	1,71 a	0,052	1,22 a
0,75	0,051	1,54 a	0,066	1,11 a
1,00	0,088	1,40 a	0,075	1,08 a
1,25	0,122	1,31 a	0,066	1,07 a
1,50	0,154	1,24 a	0,058	1,06 a
1,75	0,180	1,19 a	0,052	1,06 a
2,00	0,204	1,17 a	0,047	1,05 a
2,25	0,225	1,16 a	0,042	1,05 a
2,50	0,236	1,16 a	0,036	1,04 a
2,75	0,243	1,16 a	0,032	1,04 a
3,00	0,249	—	0,027	1,03 a
3,25	0,252	—	0,024	1,03 a
3,50	0,254	—	0,020	1,03 a
3,75	0,254	—	0,017	1,02 a
4,00	0,255	—	0,013	1,01 a
$\infty$	0,256	—	0,000	1,00 a



#### IV.7.1.1.2. Plaque rectangulaire encastrée sur deux bords opposés et appuyée sur les deux autres et soumise à une charge hydrostatique

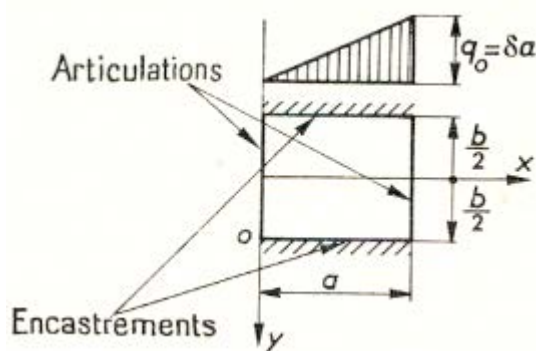


Figure IV.15

Le tableau ci-après donne les valeurs des moments  $M_x$  et  $M_y$  d'après Timoshenko ( $\nu = 0.30$ ) avec  $q_0 = \delta a$

$b/a$	$x = a/2, y = 0$		$x = 3a/4, y = 0$		$x = a/2, y = b/2$	$x = 3a/4, y = b/2$
	$M_x$	$M_x$	$M_x$	$M_y$	$M_y$	$M_y$
0,5	$0,007q_0b^2$	$0,021q_0b^2$	$0,018q_0b^2$	$0,029q_0b^2$	$-0,042q_0b^2$	$-0,062q_0b^2$
0,75	$0,011q_0b^2$	$0,020q_0b^2$	$0,018q_0b^2$	$0,021q_0b^2$	$-0,040q_0b^2$	$-0,045q_0b^2$
1,00	$0,013q_0a^2$	$0,017q_0a^2$	$0,017q_0a^2$	$0,015q_0a^2$	$-0,035q_0a^2$	$-0,035q_0a^2$
1,25	$0,021q_0a^2$	$0,021q_0a^2$	$0,024q_0a^2$	$0,019q_0a^2$	$-0,045q_0a^2$	$-0,043q_0a^2$
1,50	$0,030q_0a^2$	$0,023q_0a^2$	$0,031q_0a^2$	$0,020q_0a^2$	$-0,051q_0a^2$	$-0,048q_0a^2$
2	$0,043q_0a^2$	$0,024q_0a^2$	$0,042q_0a^2$	$0,020q_0a^2$	$-0,060q_0a^2$	$-0,053q_0a^2$
$\infty$	$0,063q_0a^2$	$0,019q_0a^2$	$0,055q_0a^2$	$0,017q_0a^2$	$-0,063q_0a^2$	$-0,055q_0a^2$

Valeurs des coefficients  $\eta$  d'effort tranchant le long des appuis dans le cas de dalles articulées en haut et en bas ( $T = \eta\delta a^2$ )

$\frac{b}{a}$	0,5	1	2	5	10	Infini
Milieu du bord inférieur.....	+ 0,1407	+ 0,2419	+ 0,3290			+ 0,3333
Extrémité du bord inférieur.....	- 0,2575(**)	- 0,4397	- 0,5833			- 0,6000(*)
Milieu d'un bord vertical encastré.....	+ 0,1280	+ 0,2582	+ 0,3604			+ 0,3912
Tiers inférieur d'une paroi latérale.....	+ 0,1736	+ 0,3113	+ 0,4023			+ 0,4116
Quart inférieur d'une paroi latérale.....	+ 0,1919	+ 0,3153	+ 0,3904			+ 0,3980
Effort tranchant total le long du bord supérieur	0,0008	0,0052	0,0538	0,1203	0,1435	0,1667
Effort tranchant total le long du bord inférieur...	0,0480	0,0960	0,1818	0,2715	0,3023	0,3333
Effort tranchant total le long d'une paroi verticale encastrée.....	0,2260	0,1994	0,1322	0,0541	0,0271	0,275(*)
Effort tranchant total pour les quatre bords.....	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000

(\*) Estimation.

(\*\*) Le signe ( - ) indique que la réaction agit dans le même sens que la charge.

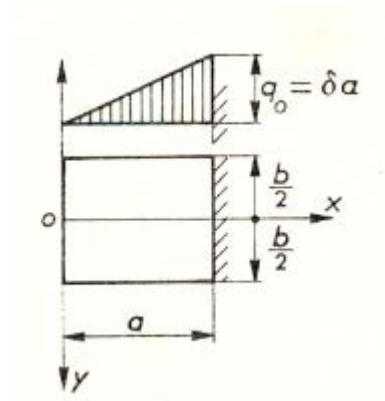
IV.7.1.1.3. Plaque rectangulaire encastrée sur le côté ( $x = a$ ) et soumise à une charge hydrostatique

Figure IV.16

Les résultats obtenus par Timoshenko ( $\nu = 0,3$ ) sont donnés dans le tableau ci-après.

On a:  $M = \gamma \delta$

$b/a$	$\gamma_x, x = a/2, y = 0$	$\gamma_y, x = a/2, y = 0$	$\gamma_x, x = a, y = 0$
$\infty$	$0,029q_0a^2$	$0,009q_0a^2$	$-0,067q_0a^2$
2,00	$0,029q_0a^2$	$0,011q_0a^2$	$-0,063q_0a^2$
1,50	$0,026q_0a^2$	$0,013q_0a^2$	$-0,061q_0a^2$
1,00	$0,019q_0a^2$	$0,016q_0a^2$	$-0,048q_0a^2$
0,67	$0,028q_0b^2$	$0,034q_0b^2$	$-0,071q_0b^2$
0,50	$0,024q_0b^2$	$0,046q_0b^2$	$-0,084q_0b^2$
0,00	$0,019q_0b^2$	$0,062q_0b^2$	$-0,125q_0b^2$

## IV.7.1.1.4. Effort tranchant dans une dalle rectangulaire verticale encastré sur ses deux bords verticaux et articulée sur les deux autres cotés

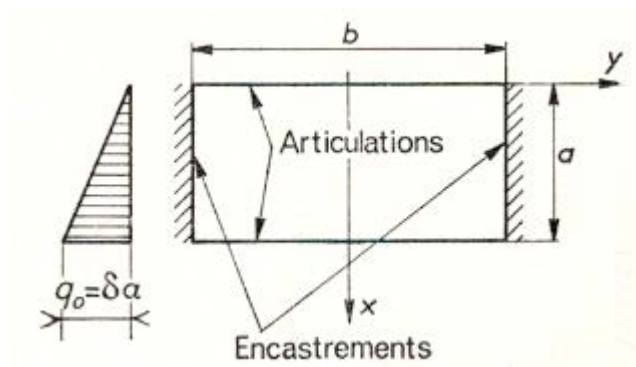
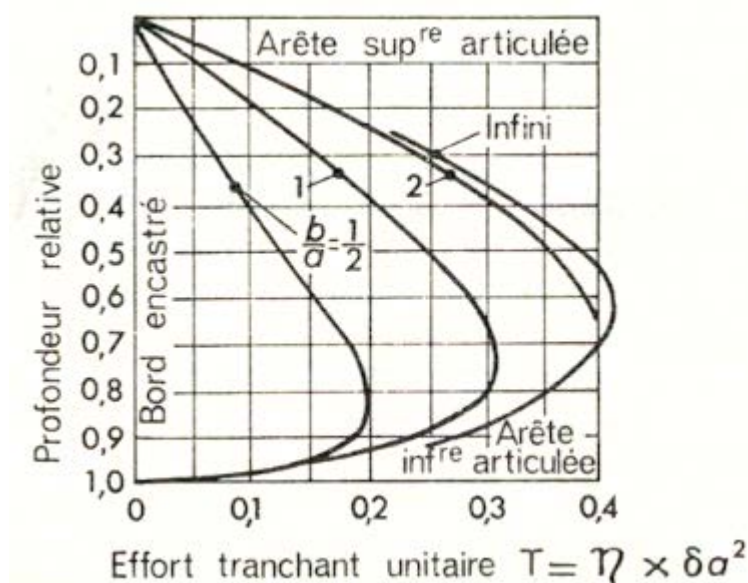


Figure IV.17



Les unités utilisées sont par exemple  
( $\delta$  le  $kdaN/m^3$ , pour  $a$  le m, et pour  $T$  le  $kdaN/m^3$ )

Figure IV.18

La figure.IV.18 représente l'effort tranchant unitaire  $T$  le long d'un bord vertical encastré, les bords supérieur et inférieur étant articulés. L'examen de cette figure montre que :

- Pour  $\frac{b}{a} > 2$ , la courbe ne varie pratiquement pas; la bande verticale située à mi-largeur de la paroi se comporte comme une dalle sur 2 appuis : 0,333 en bas et 0,167 en haut;
- La contrainte tangente est maximale entre les 6/10 et les 8/10 de la profondeur.

VALEURS DES COEFFICIENTS  $\eta$  D'EFFORT TRANCHANT LE LONG DES APPUIS  
DANS LE CAS DE DALLES LIBRES EN HAUT ET ARTICULÉES EN BAS ( $T = \eta \delta a^2$ )

$b/a$	0,5	1	2	3
Milieu du bord inférieur .....	+ 0,141	+ 0,242	+ 0,38 (*)	+ 0,45 (***)
Extrémité du bord inférieur (****) .....	- 0,258 (**)	- 0,440	- 0,583	- 0,590
Point haut d'un bord latéral encastré .....	0,000	+ 0,010	+ 0,100	+ 0,165
Milieu d'un bord latéral encastré .....	+ 0,128	+ 0,258	+ 0,375	+ 0,406
Tiers inférieur d'un bord latéral .....	+ 0,174	+ 0,311	+ 0,406	+ 0,416
Quart inférieur d'un bord latéral .....	+ 0,192	+ 0,315	+ 0,390	+ 0,398
Effort tranchant total le long du bord inférieur .....	0,048	0,096	0,204	0,286
Effort tranchant total le long d'une paroi latérale encastrée .....	0,226	0,202	0,148	0,107
Effort tranchant total pour les quatre bords...	0,500	0,500	0,500	0,500

(\*) Les résultats de ce tableau sont obtenus en modifiant les valeurs calculées pour des parois articulées en haut et en bas.

(\*\*) Le signe (—) indique que la réaction agit dans le même sens que la charge.

(\*\*\*) Cette valeur ne peut être calculée avec une précision supérieure à deux décimales.

(\*\*\*\*) Ces valeurs ne sont pas à prendre en compte pour le calcul pratique des parois.

#### IV.7.1.1.5. Effort tranchant dans une dalle rectangulaire a 2 bords encastrés, 1 bord articulé, le quatrième étant libre

Le tableau ci-contre ainsi que la figure.3.19 donnent les valeurs des coefficients  $\eta$ .

Les résultats précédents relatifs à l'effort tranchant concernent la dalle encastree sur les deux parois verticales. On peut les considérer comme valables pour un réservoir courant, bien que l'encastrement ne soit pas parfait, sauf s'il s'agit d'un réservoir à section horizontale carrée.

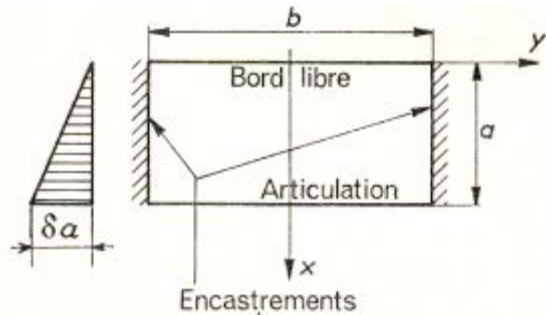
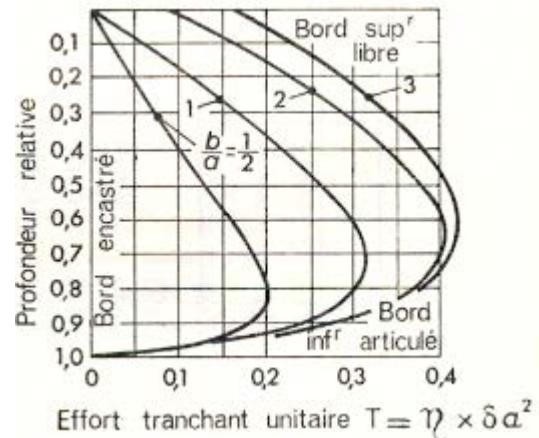


Figure IV.19



On prendra par exemple  
( $\delta$  en  $\text{kdaN/m}^3$ ,  $a$  en m, et  $T$  en  $\text{kdaN/m}^3$ )

Figure IV.20

#### IV.7.2. Parois planes verticales, méthodes pratiques calculs élastiques

##### IV.7.2.1. Considérations générales

Les données théoriques qui précèdent, concernent une dalle rectangulaire dont les conditions d'appuis en rives sont parfaitement définies.

Que faut-il admettre pour un réservoir réel? La réponse est pratiquement impossible à donner sauf dans quelques cas particuliers assez rares. L'ingénieur doit faire appel à son sens constructif.

Étudions d'abord la paroi *supérieure horizontale*. Si le bord n'est pas raidi, on peut le considérer comme *libre*. Si il est raidi par une nervure de faible section, celle-ci introduit d'une part une résistance au fléchissement horizontal et d'autre part, une résistance à la rotation; le bord n'est donc pas parfaitement libre, il n'est pas non plus parfaitement appuyé puisque l'appui n'est qu'élastique. Bien entendu, il n'est pas non plus parfaitement encastree. Une nervure raidisseuse de faible section est donc néfaste, car son introduction rend impossible tout calcul précis. Par contre si elle est de forte section ou s'il s'agit d'un petit réservoir, on est autorisé à la considérer comme un *appui* véritable. La résistance en torsion introduit un certain encastrement, dont, sauf cas d'espèce, il n'est guère possible de tenir compte. Le plus souvent l'appui sera considéré comme articulé. Le choix, est une question d'expérience.



VALEURS DES COEFFICIENTS DE MOMENT  $\gamma$  POUR UN RÉSERVOIR A CIEL OUVERT  
LIBRE EN HAUT AYANT SES PAROIS ARTICULÉES EN BAS (suite)

$$M = \gamma \delta h^3$$

$$b/h = 2,5$$

$a/h$	$x/h$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$		$z = a/4$		$z = 0$	
		$\gamma_x$	$\gamma_y$	$\gamma_x$	$\gamma_y$	$\gamma_x$	$\gamma_y$	$\gamma_x$	$\gamma_y$	$\gamma_x$	$\gamma_y$
2,50	0,00	0	+ 0,061	0	+ 0,019	0	- 0,138	0	+ 0,019	0	+ 0,061
	0,25	+ 0,024	+ 0,053	+ 0,010	+ 0,022	- 0,026	- 0,132	+ 0,010	+ 0,022	+ 0,024	+ 0,053
	0,50	+ 0,042	+ 0,044	+ 0,025	+ 0,022	- 0,023	- 0,115	+ 0,025	+ 0,022	+ 0,042	+ 0,044
	0,75	+ 0,041	+ 0,027	+ 0,030	+ 0,016	- 0,016	- 0,078	+ 0,030	+ 0,016	+ 0,041	+ 0,027
2,00	0,00	0	+ 0,065	0	+ 0,026	0	- 0,118	0	+ 0,003	0	+ 0,038
	0,25	+ 0,025	+ 0,055	+ 0,012	+ 0,027	- 0,023	- 0,113	+ 0,005	+ 0,006	+ 0,015	+ 0,037
	0,50	+ 0,043	+ 0,046	+ 0,028	+ 0,025	- 0,020	- 0,102	+ 0,018	+ 0,011	+ 0,032	+ 0,033
	0,75	+ 0,042	+ 0,028	+ 0,018	+ 0,018	- 0,014	- 0,070	+ 0,023	+ 0,011	+ 0,034	+ 0,022
1,75	0,00	0	+ 0,067	0	+ 0,030	0	- 0,108	0	- 0,006	0	+ 0,025
	0,25	+ 0,025	+ 0,057	+ 0,013	+ 0,030	- 0,021	- 0,104	+ 0,001	- 0,002	+ 0,010	+ 0,026
	0,50	+ 0,044	+ 0,047	+ 0,029	+ 0,027	- 0,019	- 0,096	+ 0,013	+ 0,004	+ 0,025	+ 0,025
	0,75	+ 0,043	+ 0,028	+ 0,033	+ 0,019	- 0,013	- 0,066	+ 0,019	+ 0,008	+ 0,029	+ 0,019
1,50	0,00	0	+ 0,068	0	+ 0,033	0	- 0,100	0	- 0,018	0	+ 0,008
	0,25	+ 0,026	+ 0,058	+ 0,014	+ 0,032	- 0,019	- 0,097	- 0,003	- 0,012	+ 0,004	+ 0,013
	0,50	+ 0,045	+ 0,047	+ 0,030	+ 0,029	- 0,018	- 0,089	+ 0,008	- 0,002	+ 0,017	+ 0,017
	0,75	+ 0,043	+ 0,029	+ 0,034	+ 0,019	- 0,013	- 0,063	+ 0,015	+ 0,004	+ 0,024	+ 0,015
1,25	0,00	0	+ 0,069	0	+ 0,035	0	- 0,092	0	- 0,030	0	- 0,010
	0,25	+ 0,026	+ 0,059	+ 0,015	+ 0,034	- 0,018	- 0,089	- 0,006	- 0,024	- 0,002	- 0,003
	0,50	+ 0,045	+ 0,048	+ 0,031	+ 0,031	- 0,016	- 0,082	+ 0,003	- 0,012	+ 0,008	+ 0,007
	0,75	+ 0,044	+ 0,029	+ 0,034	+ 0,020	- 0,012	- 0,059	+ 0,011	- 0,002	+ 0,018	+ 0,008
1,00	0,00	0	+ 0,070	0	+ 0,037	0	- 0,087	0	- 0,045	0	- 0,032
	0,25	+ 0,026	+ 0,060	+ 0,015	+ 0,036	- 0,017	- 0,083	- 0,010	- 0,036	- 0,008	- 0,021
	0,50	+ 0,046	+ 0,048	+ 0,031	+ 0,032	- 0,015	- 0,077	- 0,003	- 0,021	- 0,001	- 0,008
	0,75	+ 0,044	+ 0,029	+ 0,033	+ 0,021	- 0,011	- 0,056	+ 0,006	- 0,008	+ 0,011	- 0,000
0,75	0,00	0	+ 0,070	0	+ 0,038	0	- 0,082	0	- 0,062	0	- 0,055
	0,25	+ 0,025	+ 0,060	+ 0,015	+ 0,037	- 0,016	- 0,078	- 0,014	- 0,053	- 0,014	- 0,042
	0,50	+ 0,045	+ 0,047	+ 0,030	+ 0,032	- 0,014	- 0,071	0,008	- 0,035	- 0,009	- 0,025
	0,75	+ 0,043	+ 0,029	+ 0,033	+ 0,020	- 0,011	- 0,054	+ 0,002	- 0,016	+ 0,005	- 0,011
0,50	0,00	0	+ 0,069	0	+ 0,039	0	- 0,080	0	- 0,081	0	- 0,080
	0,25	+ 0,025	+ 0,059	+ 0,014	+ 0,038	- 0,015	- 0,075	- 0,019	- 0,072	- 0,019	- 0,068
	0,50	+ 0,044	+ 0,046	+ 0,028	+ 0,032	- 0,014	- 0,068	- 0,014	- 0,056	- 0,017	- 0,048
	0,75	+ 0,042	+ 0,028	+ 0,032	+ 0,019	- 0,010	- 0,052	- 0,003	- 0,030	- 0,002	- 0,026

Le signe moins (—) indique une traction sur la face chargée de la paroi.

La paroi inférieure en liaison avec le radier est, soit articulée, soit encastrée. Si une véritable articulation est ménagée, ce qui est rare, on considérera ce bord comme étant *articulé* quoique ce ne soit pas rigoureusement possible.

Dans le cas courant d'une liaison rigide paroi-radier, il y a un effet d'encastrement, mais assurément pas un encastrement parfait puisqu'il entre en jeu en ce point les réactions du sol. Sur un sol très rigide (rocher), l'effet d'encastrement serait très important, il serait à peu près nul sur un mauvais sol. Là encore il est impossible d'être précis; mais il semble toutefois que, sauf dans le cas d'un mauvais sol, on puisse admettre que l'encastrement est parfait.

Restent les *bords verticaux*. Ils ne sont jamais parfaitement encastrés, sauf dans le réservoir carré en plan. La valeur de l'encastrement à prendre en compte dépend des dimensions respectives en plan des parois perpendiculaires du réservoir.

Il faut donc recourir à des *méthodes pratiques* permettant un *calcul approché*. On peut aussi utiliser la méthode de *calcul à la rupture*.

#### IV.7.2.2. Règlement américain

Les tableaux ci-après donnent les coefficients des moments pour deux cas particuliers de réservoirs :  $M = \gamma \delta h^3$

*Premier cas.* - Réservoir à bord supérieur libre, le bord inférieur étant articulé sur le radier (figure.IV.21).

*Deuxième cas.* - Réservoir à paroi articulée le long de ses deux bords horizontaux (figure.IV.22).

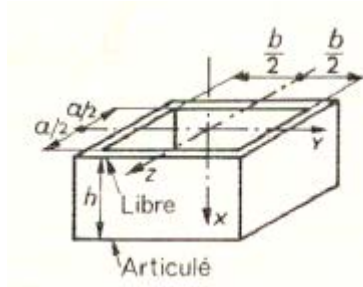


Figure IV.20

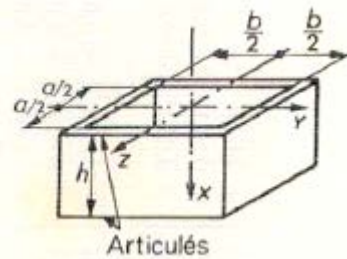


Figure IV.21

Les coefficients des moments figurant aux tableaux qui précèdent tiennent compte du degré d'encastrement de la paroi considérée sur les parois perpendiculaires (ils font intervenir les trois dimensions du parallélépipède). Le bord supérieur est libre dans le premier cas et articulé dans le second.

Les calculs, exécutés d'après ces tableaux ne sont qu'approchés puisque:

- a) ils négligent l'effet d'encastrement possible sur la dalle de couverture (deuxième cas)
- b) et surtout ils ne permettent pas de calculer le cas usuel de la paroi encastrée sur le radier.

#### Exemple de calcul

Soit un réservoir non couvert de 12,20 m de longueur et 6,10 m de largeur, contenant 4,88 m de hauteur d'eau.

Admettons que le bord inférieur soit articulé sur le radier.

**IV.7.2.3. Considérations générales :**

Les parois latérales sont calculées comme des dalles chargées hydro statiquement en tenant compte de la liaison (encastrement) avec le fond (radier) ou la couverture.

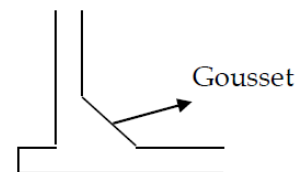
Paroi mouillée : épaisseur minimale de 12 cm.

Ferrailage minimale : diamètre minimale 8 mm et espacement du quadrillage (15 à 20 cm).

Pour une épaisseur > 15 cm, on place deux nappes de quadrillage.

Le gousset est obligatoire pour une épaisseur < 20 cm.

Masses volumiques de certains liquides (kg/m <sup>3</sup> )	
Bitume, goudron	1300
Essence	850
Eau usée	1100
Huile	950
Lait	1040
Pétrole	950

**IV.7.2.4. Méthode des tranches pour calcul des réservoirs rectangulaires :**

On distingue 2 types de réservoirs : les petits réservoirs et les grands réservoirs.

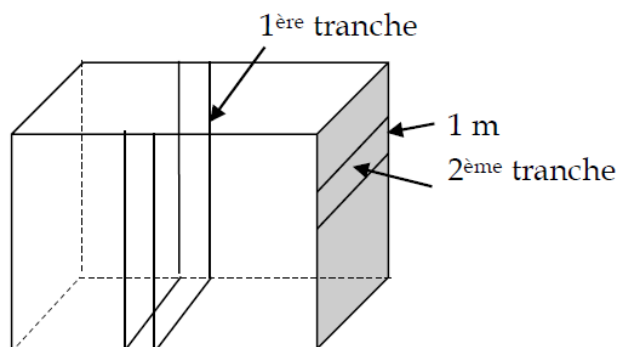
**4.1) Les petits réservoirs :** sont calculés par la méthode des tranches verticales.

Conditions de dimensionnement :

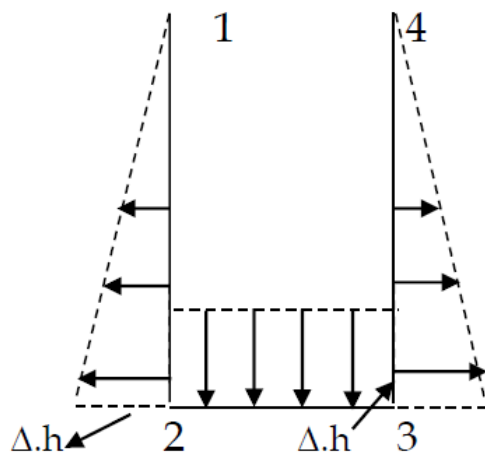
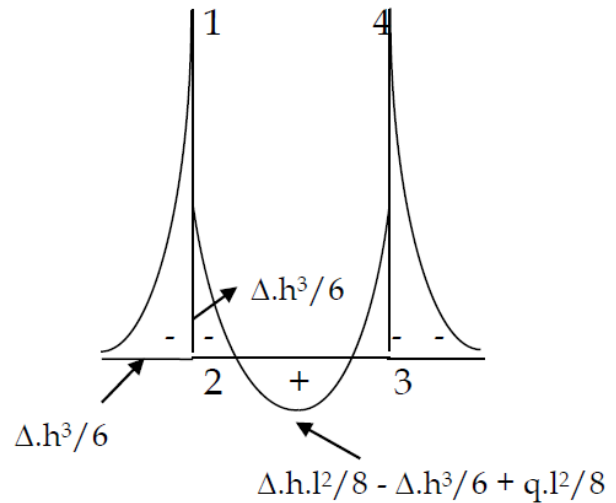
- Longueur quelconque,
- Largeur environ 6 m,
- Hauteur environ 3 m.

**Cas d'un réservoir ne reposant pas sur le sol :** calcul de deux tranches (une tranche en U et l'autre tranche horizontale) de largeur 1 m.

a) **Calcul de la 1<sup>ère</sup> tranche :** cette tranche est composée de 2 consoles (paroi) et d'une traverse (fond).





**Poussée****Moment**

Moment au nœud console-traverse :  $M_a = \Delta \cdot h \cdot (h/2) \cdot (h/3) = \Delta \cdot h^3/6$

Moment en travée :  $M_t = \Delta \cdot h \cdot l^2/8 - \Delta \cdot h^3/6 + q \cdot l^2/8$

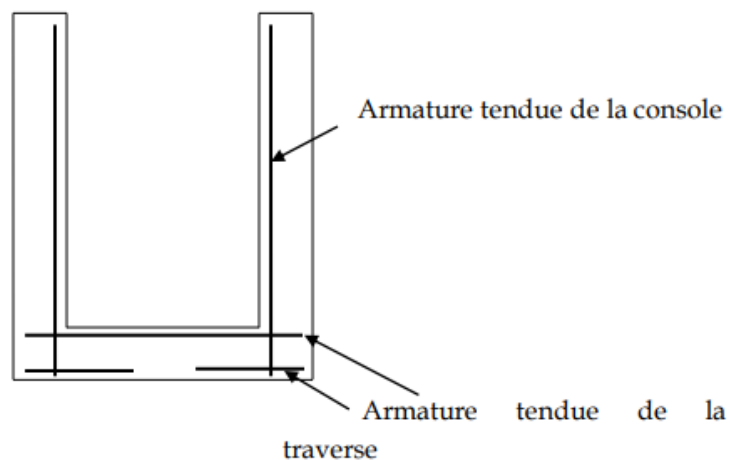
La console est calculée à la flexion simple (son poids propre est négligé)

Le poids propre de la traverse,  $M_1 = q \cdot l^2/8$  n'est pas négligé, il est ajouté au moment constant négatif  $M_2 = -\Delta \cdot h^3/6$ . On tient compte aussi du poids du liquide  $M_3 = \Delta \cdot h \cdot l^2/8$

La traverse est calculée à la flexion composée (en appui et en travée) :

En travée :  $M = M_t$  et  $N = \Delta \cdot h^2/2$  (de traction : poussée)

En appui :  $M = M_a$  et  $N = \Delta \cdot h^2/2$  (de traction : poussée)

**SCHEMA SIMPLIFIE DU FERRAILLAGE**1<sup>ère</sup> tranche

Munir le sommet des parois par des nervures de raidissement et les angles par des goussets en cas de nécessité. Répartir dans l'autre sens  $1/4$  des armatures calculées (armatures de répartition)

b) **Calcul de la 2<sup>ème</sup> tranche** : cette tranche horizontale encastrée à ses deux extrémités est sollicitée par la pression du liquide  $q_x$  à mi-hauteur :

En travée  $M_t = q_x \cdot l^2 / 10$

En appui  $M_a = q_x \cdot l^2 / 16$

Cette tranche est aussi sollicitée par un effort de traction apporté par la 1<sup>ère</sup> tranche :  $N_i = \Delta \cdot h_i$  (effort de traction variable en fonction de  $h_i$ ).

Les armatures de répartition des consoles de la 1<sup>ère</sup> tranche doivent être vérifiées à un effort de traction  $q_x \cdot l / 2$  apporté par la traverse (effort de traction variable).

### Remarque :

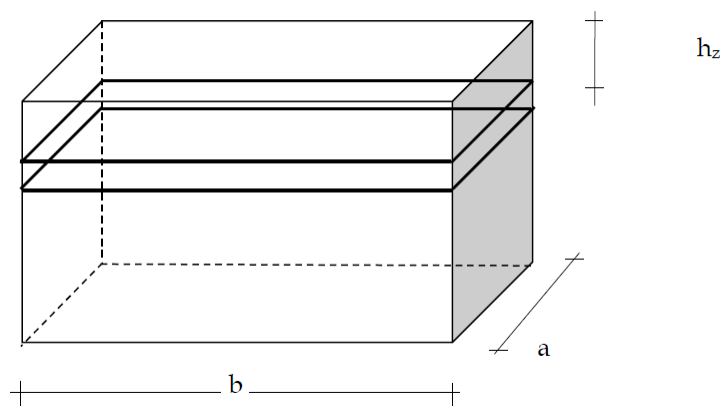
Si le fond du réservoir repose sur le sol alors l'action de l'eau est équilibrée par la réaction du sol. La poussée de l'eau et le poids de la dalle de fond sont équilibrés par le sol. Il reste le moment  $M_a = \Delta \cdot h^3 / 6$  et l'effort de traction  $N = \Delta \cdot (h^2 / 2)$  appliqués sur toute la traverse.

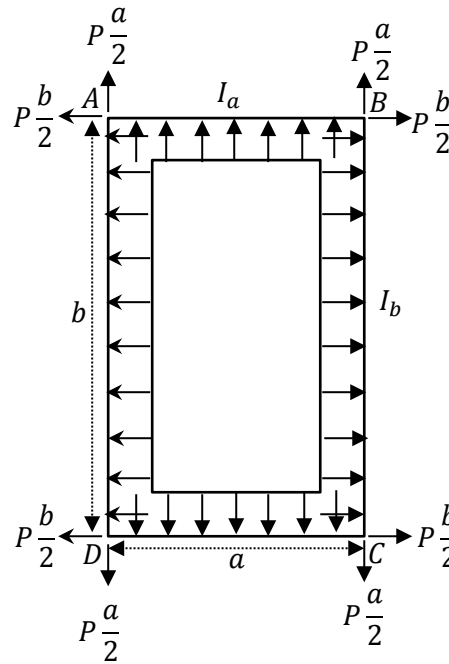
### 4.2) Les grands réservoirs :

Sont calculés par la méthode des tranches horizontales. Cette méthode est utilisée quand les dimensions du réservoir ne permettent pas d'utiliser la méthode des tranches verticales (surtout la hauteur).

Soit  $p$  la pression moyenne sur cette tranche :  $p = \Delta \cdot h_z$  (mi-bande)

Il s'agit de calculer un cadre fermé soumis à une pression uniforme  $p$  à une hauteur variable  $h_z$ .





On admettons en résistance des matériaux que si  $I_a$  et  $I_b$  sont les moments d'inertie des côté  $a$  et  $b$  ( $a > b$ ), les moments aux extrémités des côtés sont donnés en valeur absolue, par :

$$M_A = M_B = M_C = M_D = \frac{p}{12} \frac{K a^3 + b^3}{K a + b}$$

Avec :

$$K = \frac{I_b}{I_a}$$

Comme la hauteur de la tranche est de 1m, en appelant respectivement  $e_a$  et  $e_b$ , les épaisseurs des côtés  $a$  et  $b$ , on a :

$$I_a = \frac{1 \times e_a^3}{12}, I_b = \frac{1 \times e_b^3}{12}$$

D'où :

$$K = \left(\frac{e_b}{e_a}\right)^3$$

Les moments au milieu des côtés sont obtenus par :

$$\text{Pour les côtés AB et CD : } M_1 = \frac{p}{8} - M_A$$

$$\text{Pour les côtés AD et CB : } M_2 = \frac{p}{8} - M_B$$

Dans la paroi AB, l'effort tranchant en A et B a pour valeur :

$$T = \frac{p \cdot a}{2} + \frac{M_B - M_A}{a} = \frac{p \cdot a}{2}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les expressions suivantes :

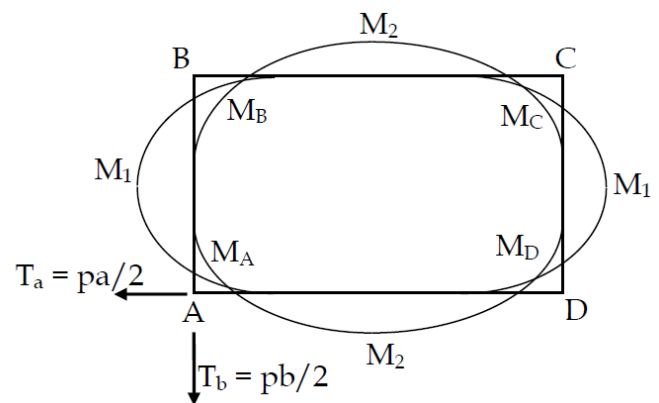
$$T_a = p a / 2 \text{ Perpendiculaire au petit côté}$$

$$T_b = p b / 2 \text{ Perpendiculaire au grand côté}$$

Et en même temps ;

$T_a$  Représente l'effort de traction pour le grand côté

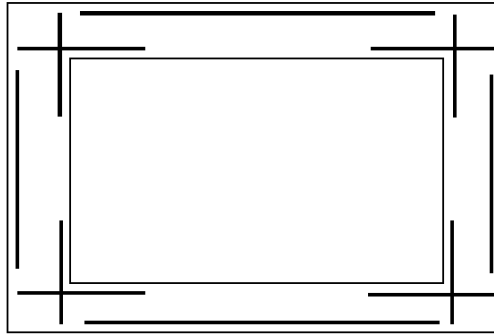
$T_b$  Représente l'effort de traction pour le petit côté



Le cadre est donc calculé à la flexion composée avec des efforts normaux de traction :

- ❖ Suivant le grand côté :  $M_2 = \left(\frac{pb^2}{8}\right) - M_B$  et  $N = T_a$
- ❖ Suivant le petit côté :  $M_1 = \left(\frac{pa^2}{8}\right) - M_A$  et  $N = T_b$

SCHEMA SIMPLIFIE DU FERRAILLAGE DU CADRE



Pour les autres parois on a des résultats analogues.

#### Exemple :

Un réservoir de dimension 4 x 4 m et de hauteur de hauteur de 9m.

Les parois sont encastrées dans les parties inférieures et libres dans les parties supérieures.

Calculer les moments de flexion et l'effort tranchant.

Calculer l'épaisseur des parois et l'armature verticale.

L'épaisseur des parois est donnée par :  $t = 77,5 \sqrt{\frac{M}{\sigma_t} + \frac{N_t}{\sigma_s}}$

$$\sigma_t = 2,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 220 \text{ MPa}$$

### IV.7.3. Réservoir circulaire posé sur le sol

#### IV.7.3.1. Parois

##### IV.7.3.1.1. Calcul classique de la paroi circulaire en pression

Ce calcul simple peut se conduire pratiquement de plusieurs façons.

- On divise la paroi en viroles horizontales de 1,00 m de hauteur à partir de la base ; chaque virole est soumise à une charge trapézoïdale que l'on admet rectangulaire pour le calcul. Si  $p$  est la pression (grande base du trapèze), l'effort de traction dans la paroi est :

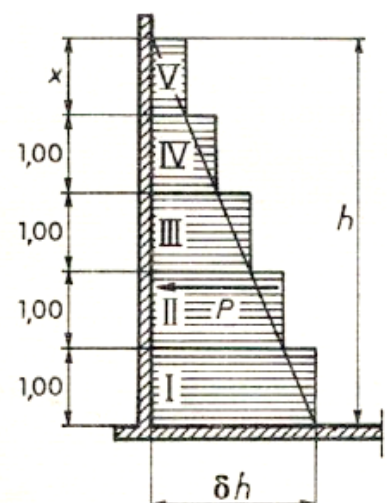
$$T = \frac{pD}{2}$$

Section d'acier :

$$A = \frac{T}{\sigma_a}$$

Epaisseur de la paroi  $e$  telle que :

$$\bar{\sigma}_t \geq \frac{T}{100e + nA}$$



Pour les contraintes, on prend comme limites :

$$\overline{\sigma_a} \begin{cases} \text{acier doux lisse} = 1200 \text{ à } 1570 \text{ bar} \\ \text{acier à adhérence améliorée} = 1660 \text{ à } 2750 \text{ bar} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_t} = 16 \text{ à } 20 \text{ bar}$$

Figure.IV.23

On calcule de même chaque tranche de 1,00 m et on y dispose une section d'acier légèrement supérieure à celle donnée par le calcul.

On voit tout de suite que cette méthode conduit à consommer trop d'acier car :

1° On équilibre une succession de diagrammes rectangulaires par excès.

2°  $A$  utilisée est supérieure dans chaque tranche à  $A$  nécessaire.

Il est préférable d'opérer comme indiqué ci-après :

- Poussée totale sur la hauteur  $h$  :

$$Q = 1000h \cdot \frac{h}{2} = \frac{1000h^2}{2}$$

Tension totale dans la paroi :

$$T_t = \frac{QD}{2} = 250h^2D$$

Section totale d'acier :

$$A = \frac{T_t}{\sigma_a}$$

On répartit ensuite la section totale des aciers  $A_t$  en traçant la parabole :

$A_t = \frac{250h^2D}{\sigma_a}$  et on détermine la position des différentes cerces en se donnant leur section  $A$  et en prenant pour origine la base de la paroi.

On peut encore si on a besoin de  $n$  barres de section  $A$  pour réaliser  $A_t$  ( $A_t = nA$ ) diviser d'abscisse  $A_t$  en  $n$  parties égales, les ordonnées correspondantes arrêtées à la parabole et rabattues sur l'axe vertical donnent le long de celui-ci la position en hauteur des cerces.

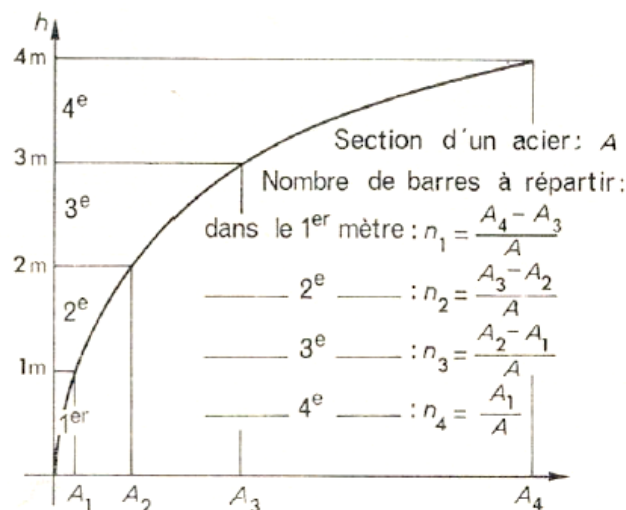


Figure.IV.24

On peut aussi appliquer cette deuxième méthode sous la forme utilisée par G. Gauthron. On peut admettre à très peu près que l'acier de section  $A$  équilibre le rectangle  $aa'bb'$ , soit :

$$RZdZ(p = Z) ;$$

Donc :

$$A\bar{\sigma}_a = \bar{w}RZdZ$$

Et :

$$dZ = \frac{A\bar{\sigma}_a}{RZ}$$

On choisit habituellement  $dZ$  compris entre 10 et 20 cm environ, et on peut déterminer ainsi  $dZ$  de proche en proche à partir du haut en choisissant  $A$ .

Selon certains constructeurs la première méthode en dehors de son prix de revient plus élevé présente un autre inconvénient.

Le calcul est fait par tranche en admettant que la pression moyenne est égale à la pression totale à la limite inférieure de la tranche. L'acier ensuite calculé en admettant la contrainte limite  $\bar{\sigma}_a$ . C'est la contrainte du premier acier au base de la tranche, mais celui du haut de la tranche travaille moins puisque la pression  $y$  est moins élevée. Si nous passons alors au 1<sup>er</sup> acier

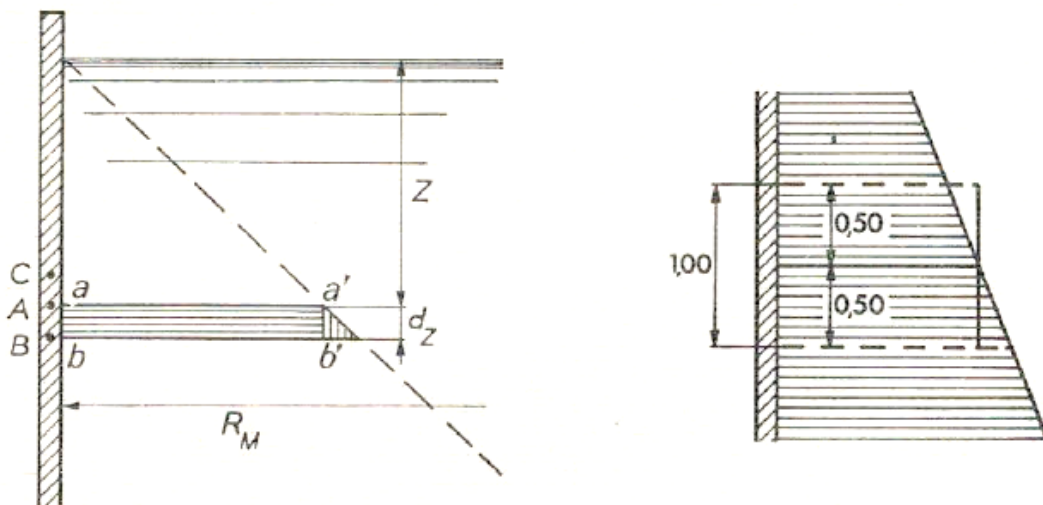


Figure IV.25

de la tranche supérieure, la contrainte  $y$  est à nouveau  $\bar{\sigma}_a$ . Il s'agit ici bien entendu de contrainte théorique puisque le béton absorbe en réalité une part fort importante des efforts. Mais précisément il en résulterait pour le béton des discontinuités de tension au droit de chaque tranche, où la section d'acier varie brusquement, donc des variations d'allongements qui entraîneraient des efforts de cisaillements verticaux. Ceci serait à la base de fissurations horizontales constatées dans certains réservoirs, précisément à la limite des tranches de calculs.

Dans l'application de la première méthode, on peut pour la base des rectangles de charges considérer la base moyenne au lieu de la plus grande des deux bases du trapèze ; on économise alors un peu d'acier.

#### IV.7.3.1.2. Charges de fissuration des parois de réservoirs

Nous reprendrons ici le calcul des pièces tendues.

*Charge de fissuration.*

La formule générale est :

$$F_f = (B - A) \left\{ \sigma_t + \frac{\bar{w}E_a[\varepsilon_b(1+n\bar{w})-\rho]}{1+n\bar{w}} \right\}$$

$B$  et  $A$  sont les sections de béton et d'acier,  $\sigma_t$  la contrainte de rupture du béton tendu,  $\bar{w}$  le pourcentage d'acier,

$E_a$  Le module d'élasticité de l'acier,  
 $\varepsilon_b$  L'allongement unitaire de rupture du béton,  
 $\rho$  Le retrait.

Dans le cas d'un réservoir, l'eau met la paroi en gonflement  $\rho$  est positif et vaut de 1 à 2 x 10<sup>-4</sup>  
 Admettons par prudence :  $\rho = 0$ . D'où :

$$F_f = (B - A)(\sigma_t + \bar{w}E_a\varepsilon_b)$$

Par prudence encore :  $\varepsilon_b = 1,5 \times 10^{-4}$

$$F_f = (B - A)(\sigma_t + 330\bar{w})$$

et si on néglige  $A$  très petit devant  $B$

$$F_f = B(\sigma_t + 330\bar{w})$$

Ce qui signifie que l'acier au moment de l'équilibre instable de fissuration travaille aux environs de 330 bar.

Pour une bande de 1,00 m de hauteur et d'épaisseur  $e$  :  $B = 100e$ , d'où :

$$F_f = 100e\sigma_t + 330A$$

On admet en général qu'un coefficient de sécurité  $c_s = \frac{F_f}{T} = 1,30$  est suffisant.

Nous donnons ci-après un exemple de calcul :

Soit une paroi de réservoir de 9,00 m de diamètre, de 12 cm d'épaisseur, chargée par 6,00 m d'eau - ( $\sigma_t = 30 \text{ bar}$ ,  $\bar{\sigma}_a = 1400 \text{ bar}$ ).

Vérifier le coefficient de sécurité.