

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GENIE CIVIL**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

RESERVOIR D EAU

SEMI ENTERRE

1500m³

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

BETHYAL

BENCHATER

M^r BLOUD

MESLI

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail :

- A mes chers parents .
- A mes frères et sœurs .
- A tous mes amis , en particulier ;
 - Kimouche Rachid ; Bendjouadi Mouloud .
 - Bensitouah Youcef et Nasserredine

Yacine

Je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mon père
- A ma famille
- A tous mes amis

Fadil

— REMERCIEMENTS —

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à remercier notre promoteur M^{re} Bioud pour son aide efficace.

Nos vifs remerciements à M^{re} Hamoutène et M^{re} Nagy ingénieur de la SETYAL ainsi qu'à notre camarade Kimouche Rachid.

SOMMAIRE



- I - Généralités
- II - Présentation de l'ouvrage
- III - Caractéristiques des matériaux
- VI - Etude de la paroi
 - 1- Paroi à épaisseur constante
 - 1.1- réservoir plein
 - 1.2- calcul des efforts
 - 2- Paroi à épaisseur variable
 - 2.1- réservoir plein
 - 2.2- détermination des constantes
 - 2.3- calcul des efforts
 - 3- réservoir vide
- V - Calcul de la coupole
- VI - Etude Hydrodynamique
 - 1- Généralités
 - 2- Calcul dynamique
 - A- Actions dues à l'inertie structure-liquide
 - B- Action due au mouvement du liquide
 - 3- calcul du déplacement vertical maximal
- VII - Vérification de la paroi
- VIII - Fondation
 - calcul du radier
 - 1- réservoir plein
 - 2- réservoir vide

Généralités

L'alimentation en eau d'une ville ; d'une commune est d'une importance capitale.

(1) Rôle du réservoir d'eau :

Le réservoir a essentiellement pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation pendant la période où la consommation excède la production. Il doit contenir en tout temps une réserve suffisante pour pallier à toute défection des installations de refoulement.

(2) Classification des réservoirs :

On peut les classer selon :

(a) la position par rapport au sol

(enterré ; semi-enterré ; supporté par des poteaux ou un fut ;
-au-dessus d'un bâtiment)

(b) la forme (carrée ; rectangulaire ; circulaire)

(c) le mode de fermeture (couverts ; non couverts)

(d) le volume

(e) la nature du liquide conservé

(réservoir à eau ; cuves à vins ; citernes à produits noirs,
réservoir à hydrocarbures : pétrole ; essence)

(3) Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs :

(A) RESISTANCE : Le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis :

(poids propre ; surcharges ; seisme ; effort dû au vent)
fluage

(B) DURABILITE: Comme tout ouvrage d'art le réservoir doit pouvoir durer longtemps c'est-à-dire que le béton doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau.

(C) ETANCHEITE: Le réservoir doit présenter une étanchéité absolue et parfaite afin de préserver la cuve contre toutes fissures.

Présentation de l'ouvrage

(1) Caractéristiques du réservoir :

- capacité : 1500 m^3
- Hauteur d'eau : 6.00 m
- Diamètre : 18.46 m
- Site : ALGER (Badjarrah)
- Contrainte admissible du sol : 1.4 bars

(2) Description du réservoir :

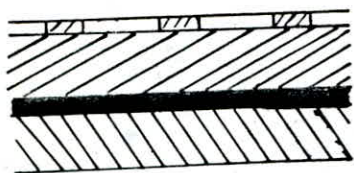
L'ouvrage étudié est un réservoir cylindrique, constitué par:

- coupole d'épaisseur 8 cm .
- paroi circulaire d'épaisseur 23 cm .
- radier d'épaisseur 40 cm .

(3) Revêtements du réservoir :

Les règles imposées par l'hygiène (éviter une contamination) ainsi que l'influence des facteurs atmosphériques ; nous imposent des revêtements intérieurs et extérieurs.

(a) coupole: Elle sera recouverte selon le schéma, ci-dessous:



- Etanchéité en Paxalumine
- isolation Thermique : 5 cm
- Peinture bitumineuse
- Dalle de la coupole : $e = 8 \text{ cm}$

L'isolation thermique sert à calorifier la masse d'air au-dessus de l'eau.

(b) Dans le cas des grands réservoirs l'expérience a montré que l'inertie thermique de la masse d'eau d'une part et de la masse du béton d'autre part sont telles que les variations de température de l'eau sont relativement faibles de l'été à l'hiver et que par suite toute isolation thermique sera superflue.

En ce qui concerne l'étanchéité on prévoit des enduits qui seront en mortier de ciment fortement dosé exécuté en deux couches; la première couche formant le dégrossissage et la seconde enduit proprement dit. La partie enterrée de l'ouvrage sera recouverte d'une peinture bitumineuse.

CARACTERISTIQUES des MATERIAUX

1. Béton :

Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles C.C.B.A et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

1 m³ de béton sera composé de :

- 400 litres de sable : $D_s < 5 \text{ mm}$.
- 800 litres de pierrailles : $D_g < 25 \text{ mm}$
- 400 Kg de ciment C.P.A 325

Le béton utilisé sera étanche ; pour cela ; le dosage est de 400 Kg/m³ de ciment C.P.A : 325.

1.1 Contrainte de compression admissible : $\bar{\sigma}'_b$

$$\bar{\sigma}'_b = S'_b \cdot \sigma'_n \quad \text{avec} \quad S'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

- σ'_n : contrainte d'écrasement du béton (ou résistance nominale) après 28 jours.
- S'_b : étant une fraction de sa résistance nominale.
- α : dépend de la classe du ciment utilisé. C.P.A 325 $\Rightarrow \alpha = 1$
- β : coefficient tenant compte de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en oeuvre. $\beta = \frac{5}{6}$ contrôle atténué
- γ : dépend des épaisseurs relatives "h_m" des éléments de construction et des dimensions des granulats.

$$\begin{cases} \gamma = 1 & \text{si } h_m \geq 4 \cdot C_g \\ \gamma = \frac{h_m}{4 \cdot C_g} & \text{si } h_m < 4 \cdot C_g \end{cases}$$
 dans notre cas $\gamma = 1$
- δ : dépend de la nature des sollicitations.
 $\delta = 0,30$ en compression simple.

- $\delta = 0,60$ en flexion simple et flexion composée avec effort normal de traction.

- $\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{e_1}\right)$ en flexion composée avec effort normal de compression.

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au C.D.G de la section complète du béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que " e_0 " du noyau central, situé dans le même plan radial par le centre de pression.

- ϵ : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section. $0,5 < \epsilon \leq 1$

$\epsilon = 1$, compression simple.

Dans les autres cas $\epsilon = 1$.

On obtient :

(a) sous S.P 1: - compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 75 \text{ bars}$

- flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 150 \text{ bars}$

(b) sous S.P 2: - compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b0}(\text{SP1}) = 112,5 \text{ bars}$

- flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b(\text{SP1}) = 225 \text{ bars}$

1.2 contrainte de traction de référence : $\bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = S_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad S_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

- α ; β et γ coefficients définis auparavant.

- $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{1n}}$ avec $\sigma'_{1n} = 300 \text{ bars}$.

- d'où $\bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ bars}$.

Remarques :

- (a) Le fait de définir une contrainte de traction de référence n'entraîne pas, l'obligation de limiter à cette valeur la contrainte de traction du béton, calculée en prenant en considération les sections tendues homogènes (B+mA).
- (b) Le nouveau texte du cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé établi par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé en 1966 prévoit une contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$ égale à : $\bar{\sigma}_b = \theta \cdot \sigma_{28}$
 - avec σ_{28} : limite de rupture en traction à 28 jours
 ($\sigma_{28} \leq 22 \text{ bars}$)

et

$$\theta : \text{coefficient} \geq 1 \begin{cases} \theta = 1 & \text{traction simple} \\ \theta = 1 + \frac{2e_0}{3h} & \text{flexion composée} \\ \theta = \frac{5}{3} & \text{flexion simple} \end{cases}$$

Compte tenu de ce règlement nous limiterons la contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$ à 22 bars.

-2- Aciers :

On utilise deux types d'aciers .

- Aciers-doux : Fe 24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

- Aciers à haute adhérence : Fe E 40 $\rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

4200 Kg/cm² ($\phi \leq 20$) $\rightarrow \sigma_{en} = 4120 \text{ bars}$

4000 Kg/cm² ($\phi > 20$) $\rightarrow \sigma_{en} = 3920 \text{ bars}$

2-1- Contrainte admissible de traction :

En respectant les conditions de non fissurations exposées dans le C.C.B.A 68 art: 49-22, la valeur maximale de la

contrainte de traction admissible, doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \bar{\sigma}_{a1} = 2/3 \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{cases}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle.

Éléments autres que les parois du réservoir (pas en contact avec l'eau)

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot n}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot n \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

- ϕ : diamètre nominal de la plus grosse barre tendue.

- n : coefficient de fissurations $\begin{cases} n=1 & (\text{ronds lisses}) \\ n=1,6 & (\text{H.A.}) \end{cases}$

- K : coefficient dépendant des conséquences de fissuration
 $K = 0,5 \cdot 10^6$ (fissuration très préjudiciable).

- $\tilde{\omega}_f$: % de fissuration défini par $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

où A : section totale des barres tendues.

et B_f : section du béton tendu ayant même C.D.G que les armatures tendues.

La valeur de $\bar{\sigma}_{a1} = 2/3 \cdot \sigma_{en}$.

- Aciers-doux : $\bar{\sigma}_{a1} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$ (1570 bars)

- Aciers H-A : $\bar{\sigma}_{a1} = \begin{cases} 2670 \text{ Kg/cm}^2 ; \phi > 20 & (2610 \text{ bars}) \\ 2800 \text{ Kg/cm}^2 ; \phi \leq 20 & (2750 \text{ bars}) \end{cases}$

Les valeurs $\bar{\sigma}_a$ après comparaison de $\bar{\sigma}_{a1}$ et $\bar{\sigma}_2$ sont données ci-dessous :

	ϕ	8	10	12	14	16	20	25	32
$\bar{\sigma}_a$	Adx	1530	1368	1249	1157	1082	968	865	765
	H.A	1935	1731	1580	1463	1368	1224	1095	968

En général $\sigma_2 > \sigma_1$; On considère que les valeurs de σ_2 .
 Aux valeurs précédentes σ_1 et σ_2 on doit ajouter le terme
 300n lorsque les ouvrages sont en milieu, constamment humide ;

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} + 300n ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} + 300n$$

	ϕ	8	10	12	14	16	20	25	32
$\bar{\sigma}_a$	Adx	1600	1600	1549	1457	1382	1268	1165	1065
	H-A	2415	2211	2060	1943	1848	1704	1575	1448

2.2 contrainte admissible de compression : $\bar{\sigma}'_a$

$$\bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot \sigma_{en}$$

Dans le cas des pièces soumises à la compression simple pour
 lesquelles l'acier utilisé serait tel que : $\sigma_{en} < 3300 \text{ Kg/cm}^2$

la valeur de $\bar{\sigma}'_a$ sera réduite à $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} \times \frac{\sigma_{en}}{3340}$

- Aciers doux : $\bar{\sigma}'_a = 1150 \text{ Kg/cm}^2$
- Aciers H-A : $\bar{\sigma}'_a = \begin{cases} 2800 \text{ Kg/cm}^2 ; \phi \leq 20 \text{ (2750 bars)} \\ 2670 \text{ Kg/cm}^2 ; \phi > 20 \text{ (2610 bars)} \end{cases}$

2.3 contrainte admissible d'adhérence : $\bar{\tau}_d$

Le règlement distingue les zones d'ancrage normales
 et les zones d'ancrage en pleine masse.

- pour les zones d'ancrages normales :
 - * $\bar{\tau}_d = 1,25 \bar{\sigma}_b = 7,81 \text{ Kg/cm}^2$ (ronds lisses).
 - * $\bar{\tau}_d = 2,81 \bar{\sigma}_b = 17,56 \text{ Kg/cm}^2$ (H.A).
- pour les zones d'ancrage en pleine masse :
 - * $\bar{\tau}_d = 2 \bar{\sigma}_b = 12,50 \text{ Kg/cm}^2$ (Adx)
 - * $\bar{\tau}_d = 4,5 \bar{\sigma}_b = 28,13 \text{ Kg/cm}^2$ (H.A)

2.4 Recouvrement des armatures droites et longueur de scellement:

La jonction de deux barres parallèles, identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extrémités se chevauchent sur une longueur " l_r ".

$$l_r = \begin{cases} l_d & \text{si } d \leq 5\phi \\ l_d + d & \text{si } d > 5\phi \end{cases} \quad \text{ou } d = \begin{array}{l} \text{distance entre-axes} \\ \text{-des barres.} \end{array}$$

La longueur de scellement droit " l_d " d'une barre est la longueur minimale de zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut être total lorsqu'elle est isolée.

$$l_d = \begin{cases} \phi/4 \times \frac{\bar{\sigma}_a}{\tau_d} & \text{en traction.} \\ \phi/4 \times \frac{\bar{\sigma}'_a}{\tau_d} & \text{en compression.} \end{cases}$$

où ϕ : étant le diamètre nominal de la barre.

ETUDE DE LA PAROI

En utilisant la théorie des coques cylindriques ; nous ferons une étude comparative entre deux types de paroi :

- épaisseur constante.
- épaisseur variable.

La paroi du réservoir est soumise à la poussée de l'eau et à la poussée des terres.

Pour des raisons sécuritaires l'étude de la paroi sera faite dans les deux cas suivant :

- réservoir plein sans tenir compte de la poussée des terres.
- réservoir vide sans tenir compte de la poussée de l'eau.

Les équations d'équilibre d'une coque cylindrique soumise à des pressions extérieures nous donnent les relations entre le déplacement et les éléments de réduction :

w : déplacement radial de l'élément de paroi.

h : épaisseur de la paroi ; a = rayon interne du réservoir.

d_0 : hauteur d'eau $E =$

D : résistance à la dilatation $= \frac{E \cdot h}{1 - \mu^2}$

avec μ : coefficient de poisson.

B : résistance à la flexion $= \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)}$

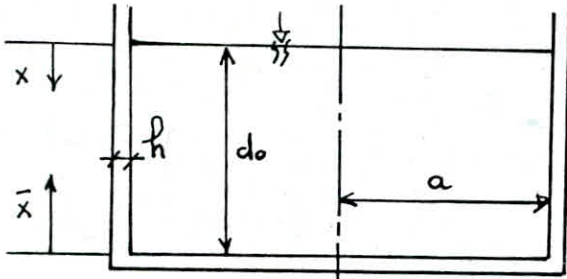
$M_{\bar{x}}$: moment fléchissant sur l'élément de paroi $= - B \cdot w''$

N_{φ} : poussée radiale sur l'élément de paroi $= -(1 - \mu^2) \cdot D \cdot \frac{w}{a}$

$T_{\bar{x}}$: effort tranchant sur l'élément de paroi $= - B \cdot w'''$

1. Paroi à épaisseur constante

1.1 - réservoir plein :



Dans ce cas le réservoir est soumis à la pression de l'eau (γ : masse volumique).

* w est la solution de l'équation différentielle suivante :

$$B. w^{(4)} + (1 - \mu^2) \cdot \frac{D}{a} \cdot w = -\gamma (h - \bar{x}) \quad (I)$$

la solution particulière de l'équation (I) est :

$$w_p = - \frac{\gamma \cdot a^2}{(1 - \mu^2) D} (d_0 - \bar{x})$$

la solution de l'équation homogène de l'équation (I) est :

$$w_H = e^{-\frac{\alpha \cdot \bar{x}}{a}} \left(c_1 \cdot \cos \frac{\alpha \cdot \bar{x}}{a} + c_2 \cdot \sin \frac{\alpha \cdot \bar{x}}{a} \right) + e^{-\frac{\alpha \cdot x}{a}} \left(\bar{c}_1 \cos \frac{\alpha \cdot \bar{x}}{a} + \bar{c}_2 \sin \frac{\alpha \cdot \bar{x}}{a} \right)$$

$$\text{où } \alpha = \sqrt{\frac{3a^2(1-\mu^2)}{h^2}}$$

En faisant varier x et \bar{x} les fonctions $e^{\alpha \bar{x}}$ et $e^{\alpha x}$ croissent très vite, donc $e^{-\alpha \bar{x}}$ et $e^{-\alpha x}$ auront des valeurs très faibles quand on s'éloigne de $\bar{x} = 0$ et $x = 0$. Au voisinage du bord inférieur la valeur de $\bar{x} = 0$ tandis que celle de $x = d_0$, le premier terme de w_H sera très petit.

On déduit qu'au voisinage du bord inférieur l'expression de w_H sera : $w_H = e^{-\frac{\alpha \bar{x}}{a}} \left(\bar{C}_1 \cos \alpha \frac{\bar{x}}{a} + \bar{C}_2 \sin \alpha \frac{\bar{x}}{a} \right)$

La solution générale de l'équation (I) :

$$w = e^{-\frac{\alpha \bar{x}}{a}} \left(\bar{C}_1 \cos \alpha \frac{\bar{x}}{a} + \bar{C}_2 \sin \alpha \frac{\bar{x}}{a} \right) - \gamma \cdot a^2 \frac{(d_0 - \bar{x})}{(1 - \mu^2) D}$$

$$* \frac{dw}{d\bar{x}} = \gamma \cdot a^2 \frac{(d_0 - \bar{x})}{(1 - \mu^2) D} - \frac{\alpha}{a} \cdot e^{-\frac{\alpha \bar{x}}{a}} \left[(\bar{C}_1 - \bar{C}_2) \cos \alpha \frac{\bar{x}}{a} + (\bar{C}_1 + \bar{C}_2) \sin \alpha \frac{\bar{x}}{a} \right]$$

$$* \frac{d^2 w}{d\bar{x}^2} = -2 \frac{\alpha^2}{a^2} \cdot e^{-\frac{\alpha \bar{x}}{a}} \left(\bar{C}_2 \cos \alpha \frac{\bar{x}}{a} - \bar{C}_1 \sin \alpha \frac{\bar{x}}{a} \right)$$

$$* \frac{d^3 w}{d\bar{x}^3} = 2 \frac{\alpha^3}{a^3} \cdot e^{-\frac{\alpha \bar{x}}{a}} \left[(\bar{C}_1 + \bar{C}_2) \cos \alpha \frac{\bar{x}}{a} - (\bar{C}_1 - \bar{C}_2) \sin \alpha \frac{\bar{x}}{a} \right]$$

Détermination des constantes :

La base du réservoir est supposée encastree sur le radier

et donc :

$$\begin{cases} w(\bar{x}=0) = 0 \\ \left(\frac{\partial w}{\partial \bar{x}} \right)_{(\bar{x}=0)} = 0 \end{cases}$$

$$* w(\bar{x}=0) = 0 \Rightarrow \bar{C}_1 - \frac{\gamma \cdot a^2 \cdot d_0}{(1 - \mu^2) D} = 0 \Rightarrow \bar{C}_1 = \frac{\gamma \cdot a^2 \cdot d_0}{(1 - \mu^2) D}$$

$$* \left(\frac{\partial w}{\partial \bar{x}} \right)_{(\bar{x}=0)} = 0 \Rightarrow \frac{\gamma \cdot a^2 \cdot d_0}{(1 - \mu^2) D} - \frac{\alpha}{a} \cdot (\bar{C}_1 - \bar{C}_2) = 0$$

$$\Rightarrow \bar{C}_2 = \bar{C}_1 - \frac{\gamma \cdot a^3}{\alpha (1 - \mu^2) D}$$

$$\bar{C}_2 = \frac{\gamma \cdot a^3}{(1 - \mu^2) D} \left(\frac{d_0}{a} - \frac{1}{\alpha} \right)$$

1.2 calcul des efforts :

$$* N_p = -(1 - \mu^2) \cdot D \cdot \frac{a}{w}$$

$$N_p = -(1 - \mu^2) \cdot D \left[\frac{r \cdot a^2}{2} (d_0 - x) + e^{-\alpha \cdot x} \left(c_1 \cos \alpha \bar{x} + c_2 \sin \alpha \bar{x} \right) \right]$$

$$N_p = r \cdot a^2 \left[d_0 - \bar{x} - e^{-\alpha \cdot \bar{x}} \left(\frac{a}{d_0} \cos \alpha \bar{x} + \left(\frac{a}{d_0} - 1 \right) \sin \alpha \bar{x} \right) \right]$$

$$* M_x = - B \cdot w''$$

$$M_x = 2B \alpha^2 e^{-\alpha \bar{x}} \left[\frac{r \cdot a^3}{(1 - \mu^2) D} \left(\frac{d_0}{a} - 1 \right) \cos \alpha \bar{x} - \frac{r \cdot a^2 d_0}{(1 - \mu^2) D} \sin \alpha \bar{x} \right]$$

$$M_x = 2 \cdot \frac{B}{D} \cdot \frac{D}{B} \cdot \alpha^2 r \cdot a^3 \frac{(1 - \mu^2) D a^2}{3 a^2 (1 - \mu^2)} e^{-\alpha \bar{x}} \left[\left(\frac{d_0}{a} - 1 \right) \cos \alpha \bar{x} - \frac{d_0}{a} \sin \alpha \bar{x} \right]$$

$$\text{on } \frac{B}{D} = \frac{E \cdot h^3 (1 - \mu^2)}{12 (1 - \mu^2) E \cdot h} = \frac{h^2}{12}$$

$$\text{et } h^2 = \frac{3 a^2 (1 - \mu^2)}{4} \Rightarrow \frac{D}{B} = \frac{4 \cdot \alpha^4}{a^2 (1 - \mu^2)}$$

$$M_x = \frac{r \cdot a^3}{3} e^{-\alpha \bar{x}} \left[\left(\frac{d_0}{a} - 1 \right) \cos \alpha \bar{x} - \frac{d_0}{a} \sin \alpha \bar{x} \right] \quad * \frac{T_x}{M_x} = - B \cdot w''' \quad (3)$$

$$T_x = \frac{2 \cdot \alpha^3 B}{3} e^{-\alpha \bar{x}} \left[\frac{r a^2 d_0}{(1 - \mu^2) D} + \frac{r a^3}{(1 - \mu^2) D} \left(\frac{d_0}{a} - 1 \right) \cos \alpha \bar{x} \right]$$

$$- \left(\frac{r a^2 d_0}{(1 - \mu^2) D} - \frac{r a^3}{(1 - \mu^2) D} \left(\frac{d_0}{a} - 1 \right) \sin \alpha \bar{x} \right)$$

$$T_x = - \frac{r \cdot a^2}{2 \alpha^2} e^{-\alpha \bar{x}} \left[2 \alpha \frac{d_0}{a} - 1 \right) \cos \alpha \bar{x} - \sin \alpha \bar{x} \cdot \frac{a}{\bar{x}} \left[\right]$$

Application:

$$\alpha = 8.19; h = 0.23; d_0 = 6.00 \text{ m}; a = 9.00 \text{ m}$$

$$u = 0.15; \gamma = 1200 \text{ Kg/m}^3.$$

Remarque: La valeur de γ est prescrite par le cahier des charges applicable au calcul des réservoirs.

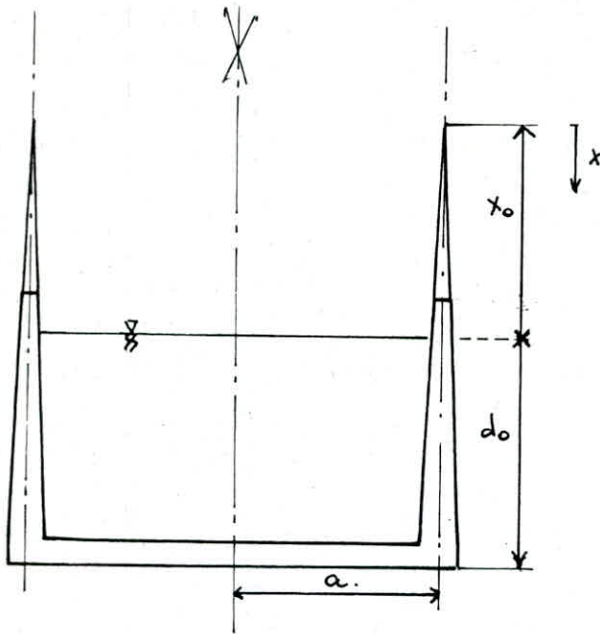
$$* N_{\bar{x}} = 97.2 \left(\frac{6-\bar{x}}{9} - e^{-0.91\bar{x}} (0.67 \cos 0.91\bar{x} + 0.54 \sin 0.91\bar{x}) \right).$$

$$* M_{\bar{x}} = 6.52 e^{-0.91\bar{x}} (0.54 \cos 0.91\bar{x} - 0.67 \sin 0.91\bar{x}).$$

$$* T_{\bar{x}} = -0.724 e^{-0.91\bar{x}} (9.92 \cos 0.91\bar{x} - \sin 0.91\bar{x}).$$

\bar{x}	$N_{\bar{x}} \text{ (t/ml)}$	$M_{\bar{x}} \text{ (t.m/ml)}$	$T_{\bar{x}} \text{ (t/ml)}$
0.0	00.00	+ 3.5200	- 7.180
0.5	07.65	+ 0.7880	- 3.890
1.0	21.23	- 0.5180	- 1.540
1.5	32.08	- 0.9080	- 0.194
2.0	37.56	- 0.8270	+ 0.400
2.5	38.02	- 0.5760	+ 0.535
3.0	34.92	- 0.3240	+ 0.448
3.5	29.79	- 0.1380	+ 0.296
4.0	23.76	- 0.0260	+ 0.157
4.5	17.54	+ 0.0250	+ 0.059
5.0	11.46	+ 0.0395	+ 0.000
5.5	05.61	+ 0.0350	- 0.019
6.0	00.00	+ 0.0240	- 0.023

2. Paroi à épaisseur variable



2.1 - réservoir plein :

Quand les parois du réservoir ne sont pas constantes le problème doit se résoudre par intégration de l'équation (I) en considérant la rigidité de flexion B et l'épaisseur h non, comme constante mais, comme fonction de x d'où :

$$h = \alpha_0 \cdot x \quad \text{et} \quad B = \frac{E \cdot h^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{E \cdot \alpha_0^3}{12(1-\mu^2)} \cdot x^3$$

l'équation différentielle (I) devient :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(x^3 \frac{d^2 w}{dx^2} \right) + 12 \frac{(1-\mu^2)}{\alpha_0^2 \cdot a^2} \cdot x \cdot w = -12 \cdot \gamma \frac{(1-\mu^2)(x-x_0)}{E \cdot \alpha_0^3} \quad (\text{II})$$

* la solution particulière : $w_p = - \frac{\gamma \cdot a^2 (x-x_0)}{E \cdot \alpha_0 \cdot x}$

* la solution homogène : $w_H = \frac{1}{\sqrt{x}} \left\{ C_1 \cdot \Psi_1'(\xi) + C_2 \cdot \Psi_2'(\xi) + C_3 \cdot \Psi_3(\xi) + C_4 \cdot \Psi_4(\xi) \right\}$

avec $\xi = 2\beta\sqrt{x}$ et $\beta = \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{\alpha_0^2 \cdot a^2}}$

$$\Psi_1' \approx \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} \cdot e^{\xi/\sqrt{2}} \cdot \cos\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right) ; \quad \Psi_2' \approx -\frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} \cdot e^{\xi/\sqrt{2}} \cdot \sin\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right)$$

$$\Psi_3 \approx \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} \cdot e^{\xi/\sqrt{2}} \cdot \cos\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right) ; \quad \Psi_4 \approx -\frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} \cdot e^{\xi/\sqrt{2}} \cdot \sin\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right)$$

Au bord inférieur on aura comme solution de l'équation homogène: $w_H = \frac{1}{\sqrt{x}} (c_1 \Psi_1'(\xi) + c_2 \Psi_2'(\xi))$ et la solution générale de l'équation non homogène sera: $w = w_H - \frac{\gamma \cdot a^2}{E \alpha_0} \left(\frac{x-x_0}{x} \right)$.

$$w = \frac{1}{\sqrt{x}} (c_1 \Psi_1'(\xi) + c_2 \Psi_2'(\xi)) - \frac{\gamma a^2}{E \alpha_0} \left(\frac{x-x_0}{x} \right)$$

$$* \frac{dw}{dx} = \frac{1}{2x\sqrt{x}} \left[c_1 \left(\frac{x}{\xi} \Psi_2(\xi) - 2 \Psi_1'(\xi) \right) - c_2 \left(\frac{x}{\xi} \Psi_1(\xi) + 2 \Psi_2'(\xi) \right) \right]$$

$$* \frac{d^2w}{dx^2} = \frac{1}{4 \cdot x^2 \sqrt{x}} \left\{ c_1 \left[\frac{x^2}{\xi} \Psi_2'(\xi) - 4 \cdot \frac{x}{\xi} \Psi_2(\xi) + 8 \Psi_1'(\xi) \right] - c_2 \left[\frac{x^2}{\xi} \Psi_1'(\xi) - 4 \cdot \frac{x}{\xi} \Psi_1(\xi) - 8 \Psi_2'(\xi) \right] \right\}$$

2.2 - Détermination des constantes.

- L'épaisseur au bord inférieur $h = \frac{2 \cdot a \cdot d_0}{4} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$

- L'épaisseur au bord supérieur $h = 16 \text{ cm}$.

La base du réservoir est supposée encastree au bord du radier.

$$\begin{cases} w = 0 & \text{pour } x = x_0 + d_0 \\ \frac{dw}{dx} = 0 & \text{pour } x = x_0 + d_0 \end{cases}$$

$$w(x=x_0+d_0) = 0 \Rightarrow c_1 \Psi_1' + c_2 \Psi_2' = \frac{\gamma \cdot a^2 \cdot d_0}{E \alpha_0 \sqrt{x_0+d_0}}$$

$$\left(\frac{dw}{dx} \right)_{(x=x_0+d_0)} = 0 \Rightarrow c_1 \left(\frac{x}{\xi} \Psi_2 - 2 \Psi_1' \right) - c_2 \left(\frac{x}{\xi} \Psi_1 + 2 \Psi_2' \right) = \frac{2 \gamma \cdot a^2 \cdot x_0}{\sqrt{x_0+d_0} \cdot E \alpha_0}$$

Posons: $K = \frac{\gamma \cdot a^2}{\sqrt{x_0+d_0}} \cdot \frac{1}{E \cdot \alpha_0}$

$$(I) \begin{cases} c_1 \Psi_1' + c_2 \Psi_2' = K \cdot d_0 \\ \text{et} \\ c_1 \left(\frac{x}{\xi} \Psi_2 - 2 \Psi_1' \right) - c_2 \left(\frac{x}{\xi} \Psi_1 + 2 \Psi_2' \right) = 2 K \cdot x_0 \end{cases}$$

Application numérique :

$$\alpha_0 = 0.02 ; a = 9.15 \text{ m} ; d_0 = 6.00 \text{ m} ; x_0 = 9.00 \text{ m}$$

$$S = 4.33 ; \xi = 33.54 \text{ à } x = 15.00 \text{ m}$$

$$\text{Posons: } A = \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} \cdot e^{\xi/\sqrt{2}}$$

Le système (I) devient :

$$\begin{cases} 0.52 C_1 + 0.854 C_2 = 6 \text{ K/A} \\ \text{et} \\ 31.56 C_1 + 6.200 C_2 = 18 \text{ K/A} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_1 = -0.92 \cdot \text{K/A} \\ \text{et} \\ C_2 = +7.59 \cdot \text{K/A} \end{cases}$$

Nota: La valeur de A sera calculée uniquement pour $x = x_0 + d_0$.

$$\text{Posons: } z_1 = \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} ; z_2 = \frac{\xi}{\sqrt{2}}$$

$$E_0 = \frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8} ; H_0 = \frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}$$

2.3.- calcul des efforts.

$$* N\varphi = -\frac{E \cdot h \cdot w}{a} = -\frac{E \cdot \alpha_0 \cdot \sqrt{x}}{a} (C_1 \psi'_1 + C_2 \psi'_2) + \frac{\gamma a^2 (x - x_0)}{E \alpha_0 \cdot x} \cdot \frac{E \alpha_0 x}{a}$$

$$\Rightarrow N\varphi = -\frac{E \alpha_0 \cdot K \cdot \sqrt{x}}{a \cdot A} (-0.92 \psi'_1 + 7.59 \psi'_2) + \gamma \cdot a (x - x_0)$$

$$\Rightarrow N\varphi = -\frac{E \cdot \gamma \cdot \alpha_0 \cdot a^2}{a \cdot A \cdot E \cdot \alpha_0} \cdot \frac{1}{\sqrt{x_0 + d_0}} (-0.92 \psi'_1 + 7.59 \psi'_2) + \gamma \cdot a (x - x_0)$$

$$\Rightarrow N\varphi = \gamma \cdot a \left[\frac{\sqrt{x} \cdot z_1 \cdot e^{z_2}}{A \cdot \sqrt{x_0 + d_0}} \cdot G + (x - x_0) \right]$$

$$\text{avec } G = 0.92 \cos H_0 + 7.59 \sin H_0$$

$$* M_x = -B \cdot \frac{d^2 w}{dx^2}$$

$$M_x = -\frac{E \alpha_0^3 \sqrt{x}}{48(1-\mu^2)} \left[C_1 \left(\frac{\xi^2}{3} \psi'_2 - 4 \frac{\xi}{3} \psi'_1 + 8 \psi'_1 \right) - C_2 \left(\frac{\xi^2}{3} \psi'_1 - 4 \frac{\xi}{3} \psi'_1 - 8 \psi'_2 \right) - \frac{\gamma a^2 \alpha_0 x}{6(1-\mu^2)} \right]$$

$$M_x = -\frac{\gamma \alpha_0^2 a^2}{(1-\mu^2)} \left\{ \frac{\sqrt{x}}{48 \cdot A} \cdot \frac{z_1 \cdot e^{z_2}}{\sqrt{x_0+d_0}} \left[0.92 \left(\xi^2 \sin H_0 - 4\xi \sin E_0 - 8 \cos H_0 \right) - 7.59 \left(\xi^2 \cos H_0 - 4\xi \cos E_0 + 8 \sin H_0 \right) \right] + \frac{x_0}{6} \right\}.$$

$$\Rightarrow M_x = -\frac{\gamma \alpha_0^2 a^2}{(1-\mu^2)} \left[\frac{\sqrt{x}}{48 \cdot A} \cdot \frac{z_1 \cdot e^{z_2}}{\sqrt{x_0+d_0}} \cdot F + \frac{x_0}{6} \right]$$

$$\text{avec } F = +0.92 \left(\xi^2 \sin H_0 - 4\xi \sin E_0 - 8 \cos H_0 \right) - 7.5 \left(\xi^2 \cos H_0 - 4\xi \cos E_0 + 8 \sin H_0 \right)$$

$$* \begin{cases} N_\psi = 10.98 \left[\left(1.88 \times 10^{-10} \sqrt{x} z_1 e^{z_2} G \right) + (x-9) \right] \\ M_x = -0.0041 \left[3.92 \cdot 10^{-12} \cdot F \cdot \sqrt{x} \cdot z_1 \cdot e^{z_2} + 1,5 \right]. \end{cases}$$

Tous les résultats des calculs seront dressés dans les deux tableaux suivant.

x	ξ	Z_1	Z_2	$Z_1 \cdot e^{Z_2}$	$\cos E_0$	$\sin E_0$	$\cos H_0$	$\sin H_0$
15.0	33.540	0.0688	1.9947336×10^{10}	1372376723	-0.236	-0.972	+0.520	-0.854
14.5	32.976	0.0694	1.3387044×10^{10}	929060859.6	-0.595	-0.804	+0.148	-0.989
14.0	32.400	0.0700	8908393071	623587515	-0.865	-0.502	-0.256	-0.966
13.5	31.820	0.0710	5911336459	419704888.6	-0.993	-0.116	-0.620	-0.784
13.0	31.224	0.0714	3878452753	276921526.5	-0.954	+0.300	-0.887	-0.462
12.5	30.617	0.0720	252495087	181796622	-0.742	+0.670	-0.998	-0.050
12.0	29.999	0.0728	1631060623	118741213	-0.389	+0.921	-0.926	+0.376
11.5	29.367	0.0736	1043248087	76783059	+0.047	+0.999	-0.673	+0.739
11.0	28.722	0.0744	661169616	49191019	+0.483	+0.876	-0.278	+0.960
10.5	28.061	0.0753	414309313.5	31197491	+0.825	+0.565	+0.184	+0.983
10.0	27.385	0.0762	256879896	19574249	+0.993	+0.121	+0.616	+0.788
09.5	26.692	0.0770	157367470.4	12117295	+0.993	-0.360	+0.914	+0.400
09.0	25.980	0.0783	95118512.87	7447779	+0.643	-0.765	+0.996	-0.086
08.5	25.250	0.0794	56765892.83	4506961	+0.182	-0.983	+0.824	-0.566
08.0	24.500	0.0806	33401659.4	2692174	-0.340	-0.940	+0.424	-0.905

x	G	F	$N\psi$	M
15.0	-6.000	-5628.32	0.00	+4.7500
14.5	-7.370	-2231.20	+6.57	+1.2000
14.0	-7.567	+376.31	+18.45	+0.0790
13.5	-6.520	+3140.99	+28.66	-0.8400
13.0	-4.323	+5244.97	+35.19	-0.9030
12.5	-1.298	+6302.70	+36.70	-0.7130
12.0	+2.002	+4754.15	+34.64	-0.3760
11.5	+4.990	+4885.66	+30.13	-0.2660
11.0	+7.030	+2242.68	+24.33	-0.1200
10.5	+7.630	+303.67	+18.06	-0.0664
10.0	+6.548	-2201.60	+11.50	-0.0395
9.5	+3.876	-3922.49	+5.79	-0.0380
9.0	+0.264	-45089.57	+0.012	0.0000

Les efforts dus à la poussée de l'eau.

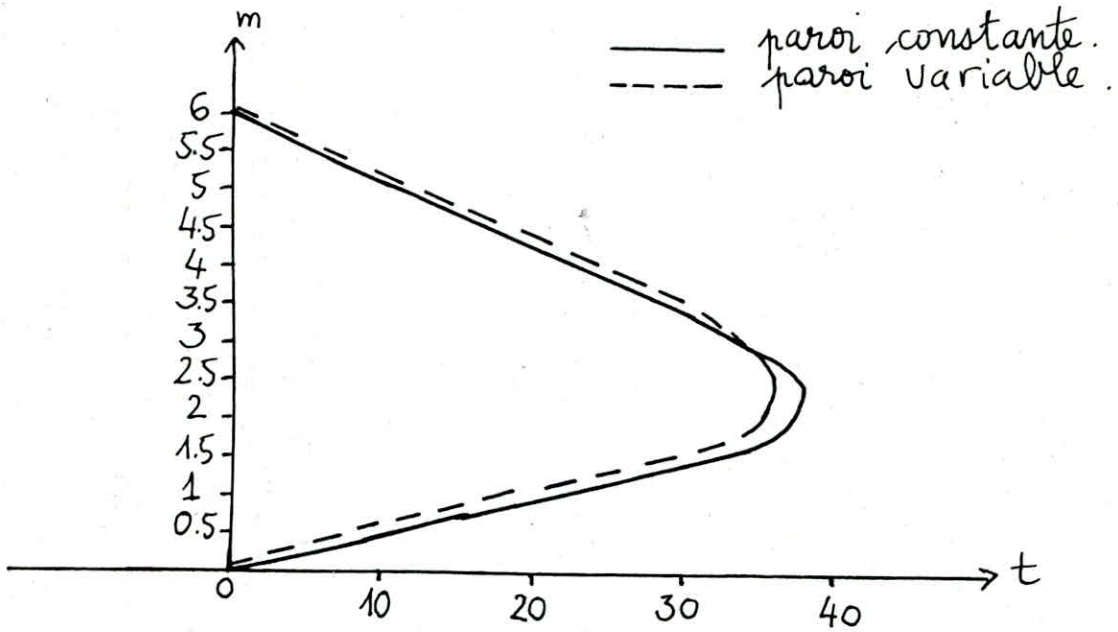


Diagramme des poussées: N_p

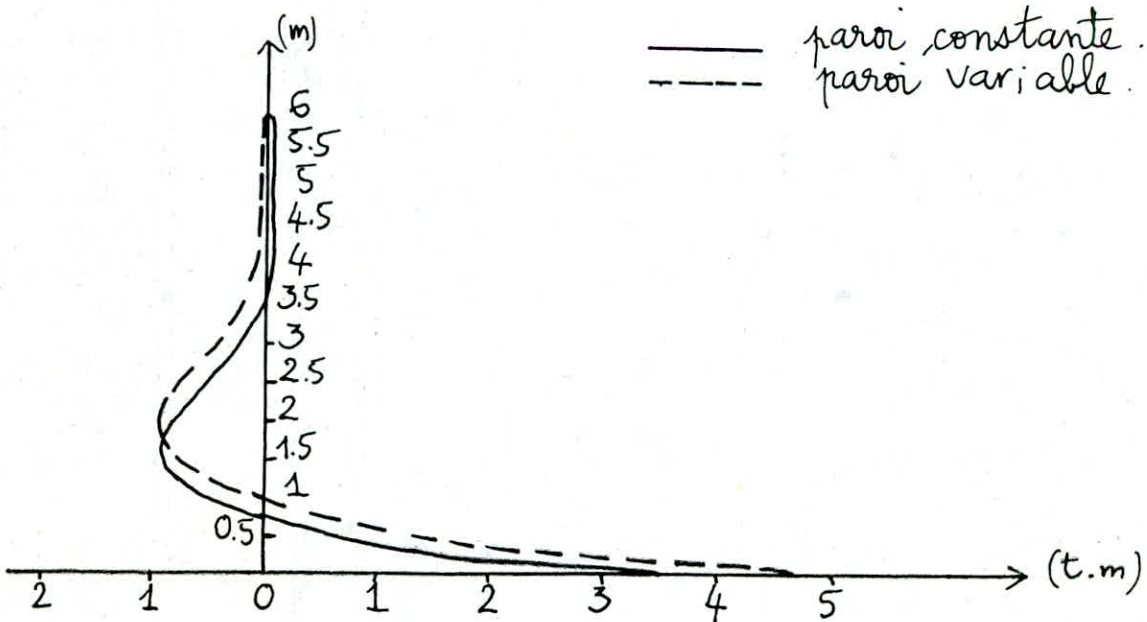


Diagramme des moments: M_x

Commentaire

- * Les diagrammes des poussées de l'eau ($N\varphi$) ont des valeurs sensiblement égales ; en procédant au ferrailage nous obtenons des sections d'aciers identiques.
- * Les diagrammes des moments de flexion (M_x) nous donne une valeur moindre à la base pour le cas de la paroi constante. Lors du calcul de ferrailage on obtient là aussi les mêmes sections d'aciers.
- * Pour le béton on s'est fixé la même section pour les deux cas. On utilisera les mêmes quantités de matériau.
- * Les meilleures conditions de coffrage et de réalisation nous imposent le choix de la paroi constante. D'autre part une paroi d'épaisseur variable peut convenir à un réservoir de plus grande hauteur.

Ferrailage horizontale

Viroles	$F_i = \frac{N_i + N_{i+1}}{2} (t)$	$A_i = \frac{F_i}{\sigma_a} \times 0.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	A (choisie) (cm ²)	ESPM (cm)	$\sigma_b = \frac{F_i}{100e + 15(2A)} \text{ Kg/cm}^2$
$0 \leq \bar{x} \leq 0.5$	$\frac{0 + 7.65}{2} = 3.83$	0.93	4 HA12 (4.52)	25	1.57 < 22 b
$0.5 \leq \bar{x} \leq 1$	$\frac{7.65 + 21.23}{2} = 14.44$	3.50	4 HA12 (4.52)	25	5.93 < 22 b
$1 \leq \bar{x} \leq 1.5$	$\frac{21.23 + 32.08}{2} = 26.66$	6.86	6 HA14 (9.23)	16	10.35 < 22 b
$1.5 \leq \bar{x} \leq 2$	$\frac{32.08 + 37.56}{2} = 34.82$	9.42	6 HA16 (12.06)	16	13.08 < 22 b
$2 \leq \bar{x} \leq 2.5$	$\frac{37.56 + 38.02}{2} = 37.79$	10.22	6 HA16 (12.06)	16	14.20 < 22 b
$2.5 \leq \bar{x} \leq 3$	$\frac{38.02 + 34.92}{2} = 36.47$	9.86	6 HA16 (12.06)	16	13.70 < 22 b
$3 \leq \bar{x} \leq 3.5$	$\frac{34.92 + 29.79}{2} = 32.36$	8.75	6 HA16 (12.06)	16	12.15 < 22 b
$3.5 \leq \bar{x} \leq 4$	$\frac{29.79 + 23.76}{2} = 26.78$	6.89	6 HA14 (9.23)	16	10.39 < 22 b
$4 \leq \bar{x} \leq 4.5$	$\frac{23.76 + 17.54}{2} = 20.65$	5.31	6 HA14 (9.23)	16	8.01 < 22 b
$4.5 \leq \bar{x} \leq 5$	$\frac{17.54 + 11.46}{2} = 14.50$	3.52	4 HA12 (4.52)	25	5.95 < 22 b
$5 \leq \bar{x} \leq 5.5$	$\frac{11.46 + 5.61}{2} = 8.54$	2.10	4 HA12 (4.52)	25	3.50 < 22 b
$5.5 \leq \bar{x} \leq 6$	$\frac{5.61 + 0}{2} = 2.81$	0.70	4 HA12 (4.52)	25	1.15 < 22 b

3 - réservoir vide :

Dans ce cas le réservoir est soumis à la poussée des terres. On supposera que le réservoir est enterré jusqu'à la base de la ceinture.

Les terres sont constituées d'un sol pulvérulent de poids spécifique $\Delta = 2000 \text{ daN/m}^3$; l'angle de frottement $\varphi = 35^\circ$ et de cohésion $c = 0$.

Le calcul des éléments de réduction se fera de la même manière du cas d'un réservoir plein mais en prenant le poids volumique des terres $\gamma_t = 0.54 \text{ t/m}^3$.

$$\begin{cases} \gamma_t = K_a \cdot \Delta & \text{avec } K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \\ K_a: \text{coefficient de poussée horizontale} \end{cases}$$

$$a = 9,23 \text{ m}; \quad d_0 = 7,00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 8.29$$

$$N_{\bar{x}} = 55.2 \left[\frac{7 - \bar{x}}{9.23} - e^{-0.9\bar{x}} (0.76 \cos 0.9\bar{x} + 0.64 \sin 0.9\bar{x}) \right]$$

$$M_{\bar{x}} = 3.7 e^{-0.9\bar{x}} (0.64 \cos 0.9\bar{x} - 0.76 \sin 0.9\bar{x})$$

\bar{x}	$N\varphi$	$M\bar{x}$
0.0	0.000	- 2.370
0.5	- 4.990	- 0.579
1.0	-14.030	+ 0.297
1.5	-21.570	+ 0.576
2.0	-25.790	+ 0.454
2.5	-26.790	+ 0.387
3.0	-25.460	+ 0.225
3.5	-22.750	+ 0.100
4.0	-19.390	- 0.024
4.5	-15.880	- 0.013
5.0	-12.440	- 0.025
5.5	- 9.140	- 0.016
6.0	- 5.980	- 0.015
6.5	- 2.920	0.000
7.0	+ 0.078	0.000

Vérification des contraintes de compression dans les viroles.

Viroles	$F_i' = \frac{N_i + N_{i+1}}{2}$ (t)	$\sigma_{bi}' = \frac{F_i'}{100e}$ kg/cm ²
1	$\frac{0 + 4.99}{2} = 2.50$	1.087
2	$\frac{4.99 + 14.03}{2} = 9.51$	4.135
3	$\frac{14.03 + 21.57}{2} = 17.80$	7.739
4	$\frac{21.57 + 25.79}{2} = 23.68$	10.296
5	$\frac{25.79 + 26.79}{2} = 26.29$	11.430
6	$\frac{25.46 + 26.79}{2} = 26.13$	11.361
7	$\frac{25.46 + 22.75}{2} = 24.11$	10.483
8	$\frac{22.75 + 19.39}{2} = 21.07$	9.161
9	$\frac{19.39 + 15.88}{2} = 17.64$	7.670
10	$\frac{15.88 + 12.44}{2} = 14.16$	6.157
11	$\frac{12.44 + 9.14}{2} = 10.79$	4.691
12	$\frac{9.14 + 5.98}{2} = 7.56$	3.287
13	$\frac{5.98 + 2.92}{2} = 4.45$	1.935
14	$\frac{2.92 + 0.078}{2} = 1.50$	0.617

Les contraintes de compression dans le béton étant inférieures à la contrainte admissible ; le béton suffit à lui seul.

— poussée de l'eau .
- - - - - poussée des terres .

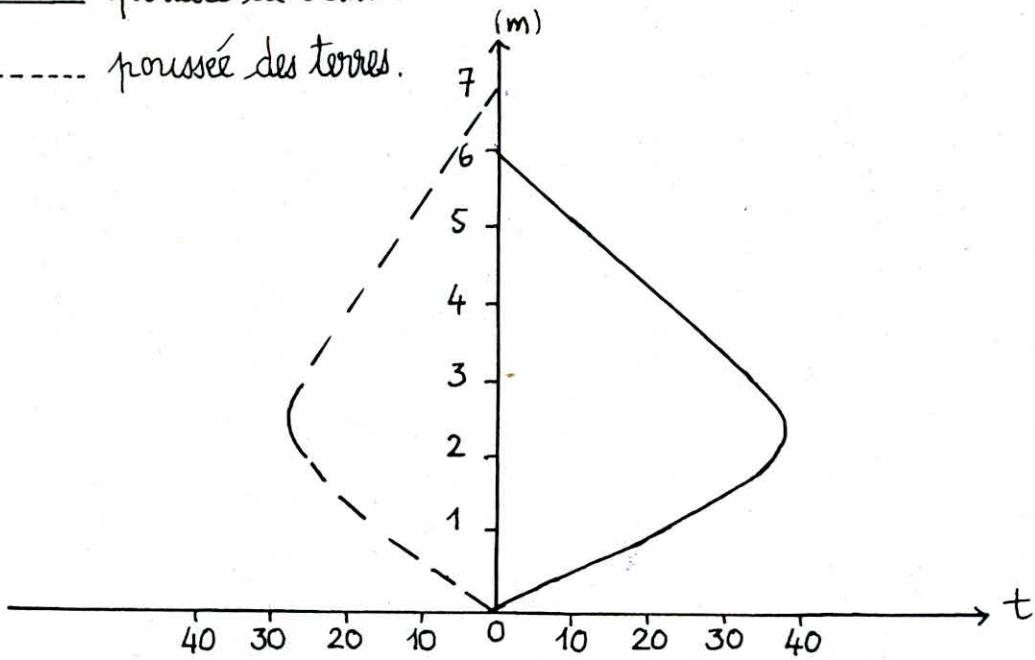


Diagramme des poussées N_q

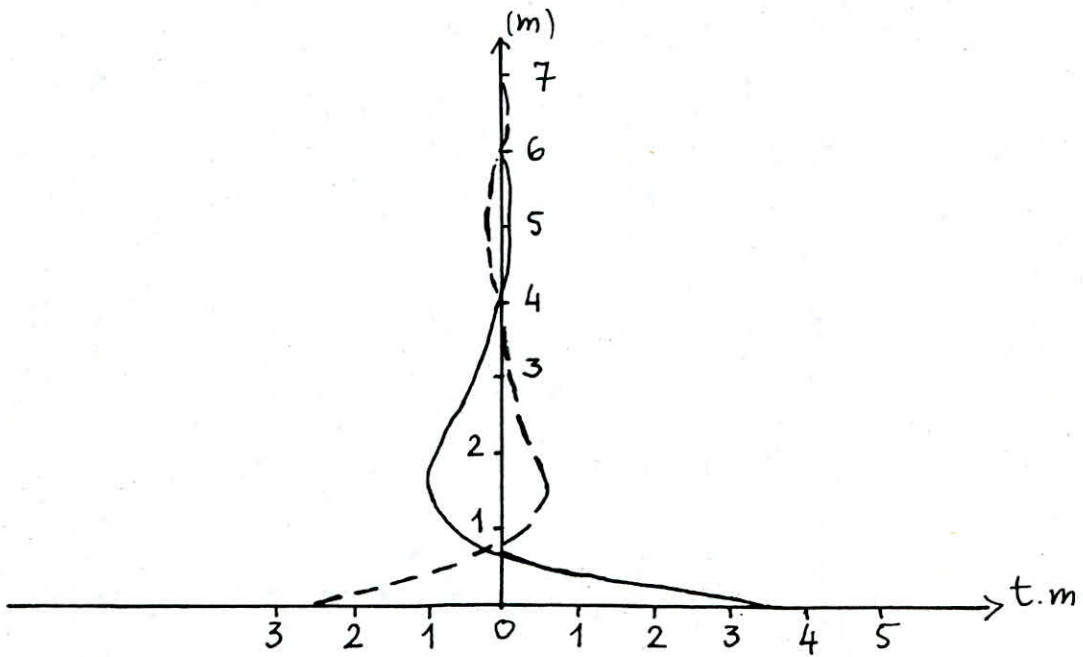


Diagramme des moments M_x

4 * Ferrailage vertical

Le ferrailage longitudinal de la paroi se fera selon les moments maximaux (positifs ou négatifs).

La section est soumise à la flexion composée; elle sera calculée par la méthode de Pierre Charron.

* Pousée de l'eau :

$$\begin{cases} M(\text{max})(\text{positif}) = + 3.52 \text{ t.m} \\ M(\text{max})(\text{négatif}) = - 0.908 \text{ t.m} \end{cases}$$

* Pousée des terres :

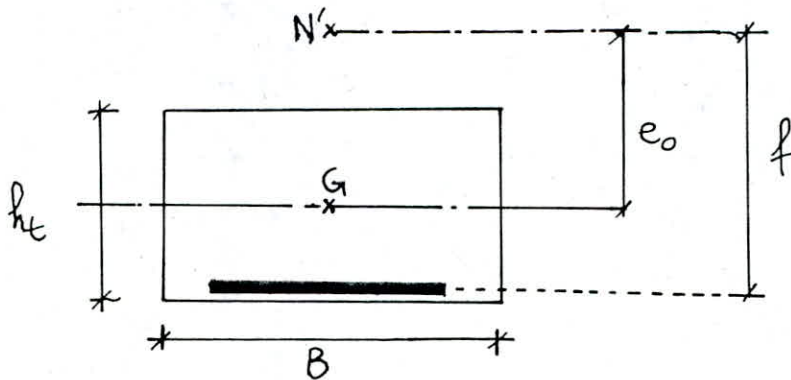
$$\begin{cases} M(\text{max})(\text{positif}) = + 0.576 \text{ t.m} \\ M(\text{max})(\text{négatif}) = - 2.37 \text{ t.m} \end{cases}$$

* Effort normal (N') :

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow N' = 7.00 \text{ t}$$

$$x = 1.5 \text{ m} \Rightarrow N' = 6.43 \text{ t}$$

CALCUL DE LA SECTION "méthode de Pierre Charron"



$$h_t = 23 \text{ cm}; \quad B = 100 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{3.52 \times 10^2}{7} = 50.3 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = 3.84 \text{ cm}$$

$e_0 > \frac{ht}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$$f = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 58.8 \text{ cm}$$

$$M_b = N' \cdot f = 4.12 \text{ t.m (moment fictif)}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot B \cdot h^2 = 13.37 \text{ t.m (moment résistant) du béton}$$

$$\alpha = 0.55 ; \gamma = 0.81 ; \bar{\sigma}'_b = 150 \text{ bars.}$$

$$M_{rb} = 13.37 \text{ t.m} > M_b = 4.12 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$$

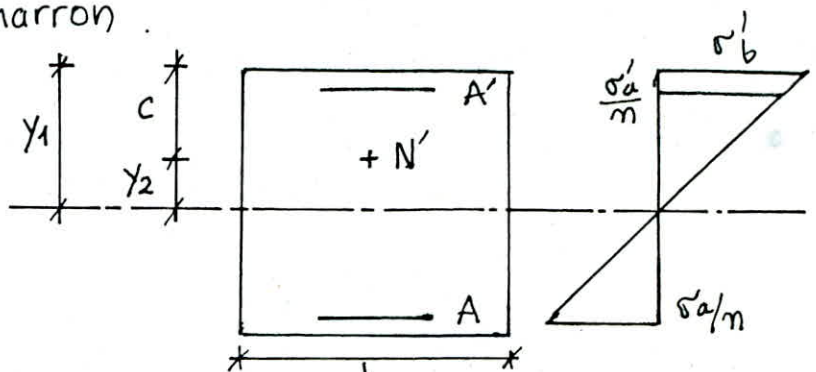
$$A_s = \frac{M_b}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{4.12 \times 10^5}{0.81 \times 20 \times 1848} = 13.76 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_s - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = 9.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend 5 HA16} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes:

Les contraintes seront vérifiées par la méthode exposée par "Pierre Charron".



$$y_1 = y_2 + c$$

$$P = 3 \cdot \left\{ s^2 + 0.3 \left[\tilde{\omega}'(s - \delta') - \tilde{\omega}(1 - s) \right] \right\}$$

$$q = 2 \cdot \left\{ s^3 + 0.45 \left[\tilde{\omega}'(s - \delta')^2 + \tilde{\omega}(1 - s)^2 \right] \right\}$$

$$\beta = \frac{c}{h} ; \delta' = \frac{d'}{h} ; \tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} ; \tilde{\omega}' = \frac{100 \cdot A'}{b \cdot h}$$

$$\alpha_1^3 = p \alpha_1 + q \Rightarrow \gamma_2 = \alpha_1 \cdot h$$

$$K = \frac{N}{S} \Rightarrow \sigma'_b = K \cdot \gamma_1 ; \sigma_a = 15 \cdot K (h - \gamma_1)$$

Tous les résultats des calculs seront dressés sous forme de tableau.

\bar{X}_m	$M(t.m)$	$N'(t)$	$e_0(cm)$	$f(cm)$	$M_{rb}(t.m)$	$M_b(t.m)$	$A'_{(cm^2)}$	$A_{(cm)}$	$A \text{ (choisie)}_{cm^2}$
0.00	3.52	7.00	50.30	58.80	13.37	4.12	0.00	9.97	5HA16 = 10.05
0.00	-2.37	7.00	34.00	41.50	11.99	2.91	0.00	6.00	5HA14 = 7.70
1.50	0.908	6.43	14.12	22.70	12.88	1.46	0.00	1.12	5HA12 = 5.65
1.50	0.576	6.43	8.96	16.46	12.88	1.06	0.00	0.18	5HA12 = 5.65

$\bar{X}(m)$	$\gamma_2(cm)$	$\gamma_1(cm)$	$S(cm^3)$	K	$\sigma'_b \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_a \text{ Kg/cm}^2$
0.00	46.20	7.40	838.55	8.35	61.79	1578.15 < 1848
0.00	29.26	6.76	871.16	8.04	54.35	1476.14 < 1943
1.50	9.70	9.90	4044.53	1.59	15.74	240.89 < 2060
1.50	9.21	9.35	3553.30	1.80	16.92	260.55 < 2060

nota: A partir de $x = 1.50$ on prendra 5HA12 (selon les deux cotés) en suivant les prescriptions du R.P.A Article (4.3.3.3).

Vérification de l'effort tranchant.

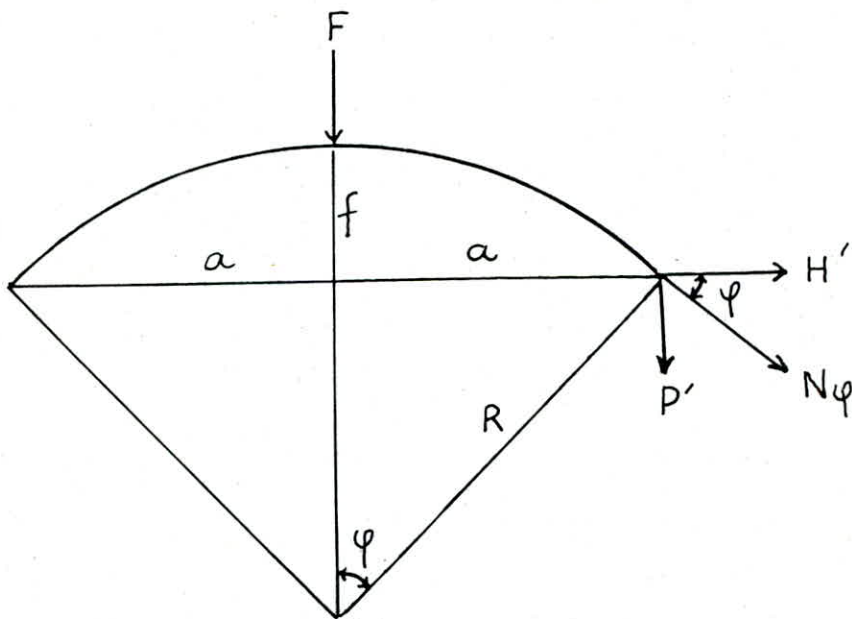
$$T_{\max} = 7.18 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z}$$

$$\tau_b = \frac{7.18 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 20} = 4.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 4.1 \text{ Kg/cm}^2 < 2.5 \bar{\sigma}_b = 2.5 \times 6.25 = 15.62 \text{ Kg/cm}^2.$$

CALCUL DE LA COUPOLE



Les coupôles sont des surfaces de révolution qui couvrent des constructions de forme circulaire.

$f < a \Rightarrow$ coupôle du type surbaissée.

Considérons l'équilibre de la coupôle située au-dessus du cercle parallèle défini par l'angle φ : " $F + 2\pi a N_\varphi \sin \varphi = 0$ "

F : charge totale de la coupôle.

P : poids propre par m^2 de coupôle.

N_φ : effort de compression, dans les méridiens.

H' : composante horizontale par unité de longueur de poutour.

P' : composante verticale par unité de longueur de poutour.

1. Détermination des efforts:

$$F = 2\pi \int_0^\varphi R^2 \cdot P \sin \varphi \, d\varphi = 2\pi R^2 P (1 - \cos \varphi)$$

d'où
$$N_\varphi = - \frac{R \cdot P}{1 + \cos \varphi}$$

$$H' = N\varphi \cdot \cos \varphi = \frac{R \cdot P}{1 + \cos \varphi} \cdot \cos \varphi$$

$$R = \frac{a^2 + f^2}{2f} ; \quad \cos \varphi = \frac{a^2 - f^2}{a^2 + f^2}$$

$$\text{d'où } H' = P \cdot \frac{a^4 - f^4}{4f \cdot a^2}$$

- les surcharges:

considérons une surcharge q par unité de surface horizontale.

$$F_q = \pi \cdot a^2 \cdot q$$

$$N\varphi = - \frac{F(q)}{2\pi a \sin \varphi} = - \frac{q \cdot R}{2}$$

$$H' = N\varphi \cdot \cos \varphi = \frac{q \cdot R}{2} \cdot \cos \varphi = q \cdot \frac{(a^2 - f^2)}{4f}$$

Pratiquement nous irons dans un sens sécuritaire en utilisant la même formule que celle du poids propre.

$$H'_q = q \cdot \frac{a^4 - f^4}{4f \cdot a^2}$$

2. calcul des efforts.

$$a = 9,00 \text{ m} ; \quad f = 2,00 \text{ m} ; \quad e = 8,00 \text{ cm}$$

$$R = 21,25 \text{ m} ; \quad S = 2\pi \cdot R \cdot f = 267 \text{ m}^2$$

a) charges:

$$- \text{ poids propre : } P_p = 2500 \times 0,08 = 200 \text{ daN/m}^2$$

$$- \text{ Etanchéité : } P_e = 40 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 240 \text{ daN/m}^2$$

b) surcharges:

$$- \text{ surcharge d'exploitation (q) : } 100 \text{ daN/m}^2$$

$$\Rightarrow P + 1,2q = 360 \text{ daN/m}^2$$

c. composante horizontale: $H' = \frac{(P+1,29)(a^4 - f^4)}{4f \cdot a^2}$
 $H' = 3636,12 \text{ daN/m}^2$

d. composante verticale:

* charges: $P'_p = \frac{P \cdot S}{2\pi a} = 1133,2 \text{ daN/m}$.

* surcharges: $P'_q = \frac{1,29 \cdot a}{2} = 540 \text{ daN/m}$.

$$\Rightarrow P' = P'_p + P'_q = 1673,2 \text{ daN/m}$$

e. Effort de compression dans les méridiens:

$$N_q = \sqrt{H'^2 + P'^2} = 4003 \text{ daN/m}^2$$

3. Calcul des contraintes.

- contrainte de compression: $\sigma'_b = \frac{N_q}{100 \cdot e} = 5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$

- contrainte de cisaillement: $\tau_b = \frac{P'}{100 \cdot e} = 2,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

4. Calcul des armatures.

Comme les contraintes de compression et de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles le béton suffit à lui seul.

La coupole étant une pièce comprimée; on prévoit des armatures suivant les méridiens ($A_1 = 0,3 \cdot e$) et des armatures de répartition suivant les parallèles ($A_2 = \frac{A_1}{3}$).

$$A_1 = 2,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 5H \cdot A_8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 4H \cdot A_6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

5. Vérification au poinçonnement.

on considère une surcharge $P = 150 \text{ Kg}$ répartie sur une surface de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

$$1,5 \frac{P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

P_c : périmètre dans le plan moyen de la coupole en tenant compte de la diffusion.

$$P_c = 4 \cdot (40 + h_t) = 192, \text{cm}$$

$$h_t = e = 8, \text{cm}$$

$$\text{d'où } 1,5 \frac{150}{192 \times 8} = 0,15 \text{ Kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

6 - Calcul de la Ceinture.

La composante horizontale H' exerce une pression interne sur la ceinture qui sera ainsi soumise à un effort de traction :

$$T = \frac{1}{2} \int_0^\pi H' \cdot a \cdot \sin \theta \cdot d\theta = H' \cdot a = 3636,12 \times 9 = 32725 \text{ daN}$$

On choisit des H.A 16 ($\bar{\sigma}_a = 1368$)

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = 23,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 12 \text{ HA16} = 24,12 \text{ cm}^2.$$

6.1 - Vérification de la Ceinture.

* contrainte de traction du béton:

$$\sigma_b = \frac{T}{B + n \cdot A} \text{ avec } B = 40 \times 48 = 1920 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_b = \frac{32725}{1920 + 15 \times 24,12} = 14,34 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$\bar{\sigma}_b$: (limitée à 18 bars).

* condition de non fragilité:

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} > \frac{3 \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A_{\min} = \frac{3 \bar{\sigma}_b \cdot B}{\sigma_{en}}$$

$$A_{\min} = \frac{3 \times 6,25}{4200} \times 1920 = 8,57 \text{ cm}^2 < A = 24,12 \text{ cm}^2$$

* condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{cases}$$

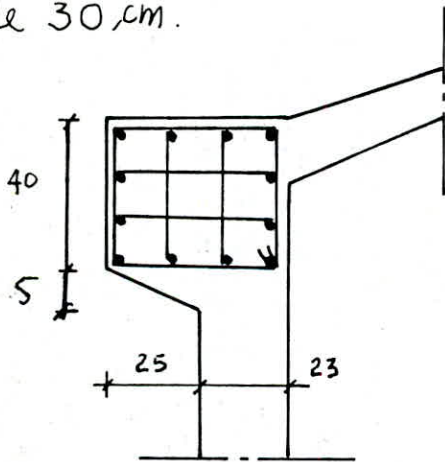
$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{24,12}{1920} = 0,0125 \Rightarrow \begin{aligned} \sigma_1 &= 555 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 1368 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

d'où $\bar{\sigma}_a = 1368 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{T}{A} = \frac{32725}{24,12} = 1357 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

- Armature transversale.

On prendra des cadres et des épingles de $\phi 6$ espacés de 30 cm.



Etude Hydrodynamique

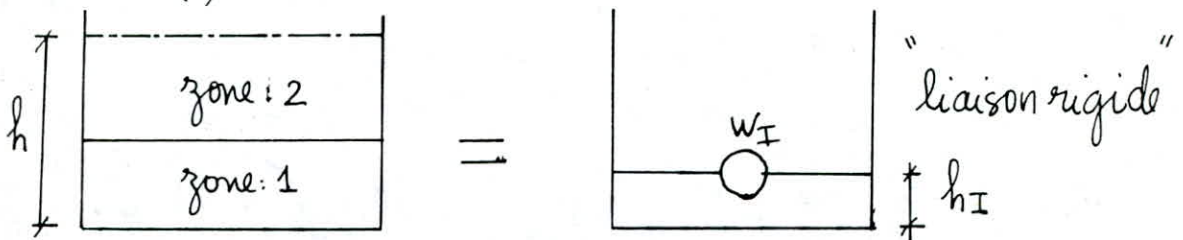
(I) Généralité:

Durant le seisme la redistribution des pressions à l'intérieur du réservoir est complexe.

Selon la méthode de Housner le fluide réagit de deux façons:

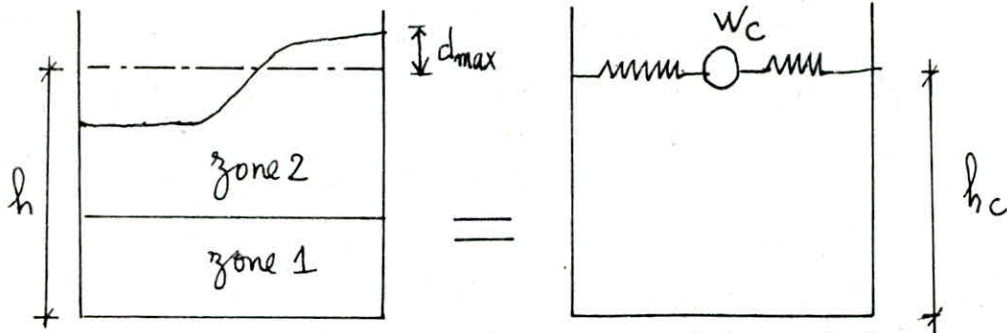
- sous l'effet d'une accélération sismique horizontale; la zone inférieure de l'eau (représenté par la masse w_I) tend à se déplacer comme un corps rigide (rigid body) solidaire du mouvement du réservoir; c'est un effet impulsif (schéma (1)).
- sous la même accélération; la zone supérieure de l'eau (w_c) tend à se déplacer comme un mouvement de vague (sloshing liquid) (schéma (2)).

schéma: (1)



Equivalent mécanique des pressions d'impulsions: la masse w_I est rigidement liée aux parois du réservoir.

schéma(2):



Equivalent mécanique de la masse d'eau oscillante (ou convective)
 w_c est lié aux parois par des ressorts.

- * Le réservoir, considéré est de faible hauteur, car le rapport $\alpha = \frac{h}{a} < 1.5$. Dans ce cas la plus grande partie du fluide est soumise à l'effet de vague. On vérifiera que la hauteur de la vague est inférieure à la hauteur libre afin que celle-ci n'endommage pas la coupole.
- * Les actions prise en compte pour le calcul des moments de flexions (M_{RBI} ; M_{SLI}) sont celles exercées sur les parois.
- * On prend en compte, pour le calcul des moments de renversement (M_{RBI} ; M_{SLI}) ; l'action des surpressions (dûes au balancement de l'eau) sur le fond du réservoir. Dans cette étude nous utiliserons la méthode exposée dans le règlement Américain U.S.Navy (NAVFAC).

Descente de Charge:

$$e = 23 \text{ cm} ; r_m = 9.12 \text{ m}$$

- charge couple :	$267 \times 2.5 \times 0.08$	=	54 t
- surcharge couple :	267×0.1	=	27 t
- ceinture (W_{cein}) :	$2.5 \times (2\pi \times 9.12 \times 0.48 \times 0.4)$	=	27.5 t
- Paroi (W_p) :	$2.5 \times (2\pi \times 9.12 \times 7 \times 0.23)$	=	231 t
- Enduit (W_E) :	$2 \times (2\pi \times 9.12 \times 7 \times 0.06)$	=	48 t
- Gousset :	$2.5 \times (2\pi \times 8.92 \times \frac{0.2 \times 0.5}{2})$	=	7.00 t
			<hr/>
			396 t

(II) - calcul dynamique :

A : coefficient de zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage I} \\ \text{zone II} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = f(\beta; T; \text{sol})$$

T : période propre ; $\beta = 5\%$; sol meuble.

B : facteur de comportement de la structure

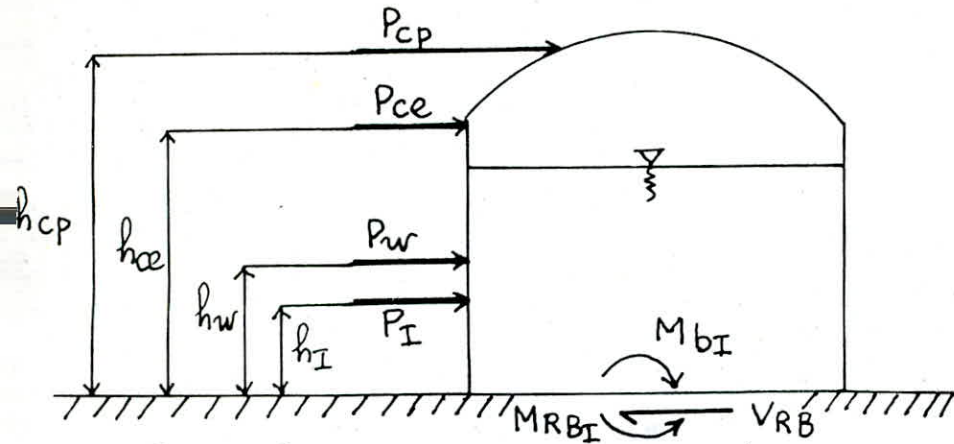
$$\text{R.P.A : catégorie 8} \Rightarrow B = \frac{1}{2}$$

$$Q : \text{facteur de qualité} = 1 + \sum P_q$$

$$\sum_{q=1}^6 P_q = 0 + 0 + 0 + 0 + 0.1 + 0.1 = 0.2$$

$$Q = 1 + 0.2 = 1.2$$

(A) Action due à l'inertie structure-liquide :



$$P(\text{coupole}) = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W_{\text{coupole}}$$

$$P(\text{cein}) = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W_{\text{cein}}$$

$$P_w = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W_w \text{ avec } W_w = W_p + W_e$$

$$P_I = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W_I$$

P_I : force latérale due au déplacement impulsif.

(1) Détermination des masses :

$$W = 1500 \text{ t}$$

$$W_{\text{coup}} = 54 + 27 = 81 \text{ t}$$

$$W_{\text{cein}} = 27.5 \text{ t}$$

$$W_w = 231 + 48 = 279 \text{ t}$$

$$W_I : \alpha = \frac{d_0}{a} = 0.67 \text{ (tableau NAVFAC)} ; \frac{W_I}{W} = 0.3784$$

$$\Rightarrow W_I = 568 \text{ t}$$

(2) Calcul des hauteurs :

$$h_w = 3.50 \text{ m}$$

$$h_{\text{cein}} = 7 + \frac{0.4}{2} = 7.20 \text{ m}$$

$$h_I : \alpha = 0.67 \text{ (tableau NAVFAC)} ; \frac{h_I}{d_n} = 0.38 \Rightarrow h_I = 2.28$$

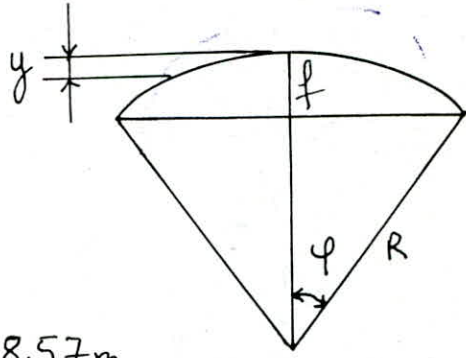
$$* h_{cp} = 9.30 - y$$

$$f = 2.00 \text{ m} ; R = 21.25 \text{ m}$$

$$\cos \varphi = \frac{R - f}{R} = 0.906$$

$$\varphi = 0.437 \text{ rad} = 25.04^\circ$$

$$y = R \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right) = 0.73 \Rightarrow h_{cp} = 8.57 \text{ m}$$



(3) calcul des efforts sismiques :

$$T = \frac{0.08 \times h}{\sqrt{D_m}} \cdot \sqrt{\frac{h}{h + D_m}} \quad (\text{Marius Diver})$$

$$T = 0.069$$

$$\beta = 5\%$$

sol meuble

$$\Rightarrow D = 2.5$$

$$T < 0.5 \text{ sec} \Rightarrow S''(\beta; T_i) = \frac{S(\beta; T_i)}{\sqrt{\frac{1.4}{B} - 1}} = 0.47$$

$$S'(\beta; T_i) = 1.2 \times 0.47 = 0.56$$

* V_{RB} : effort de cisaillement à la base (structure-liquide)

$$\text{d'où } V_{RB} = P_{cp} + P_c + P_w + P_I$$

$$\Rightarrow V_{RB} = S'(\beta; T_i) \cdot [W_{cp} + W_c + W_w + W_I]$$

$$V_{RB} = 0.56 \cdot [81 + 27.5 + 279 + 568] = 535.08 \text{ t}$$

* M_{RBI} : Moment de flexion dû aux forces impulsives (structure-liquide).

$$\text{d'où } M_{RBI} = P_{cp} \cdot h_{cp} + P_c \cdot h_c + P_w \cdot h_w + P_I \cdot h_I$$

$$\Rightarrow M_{RBI} = 0.56 \cdot [81 \times 8.57 + 27.5 \times 7.2 + 279 \times 3.5 + 568 \times 2.28]$$

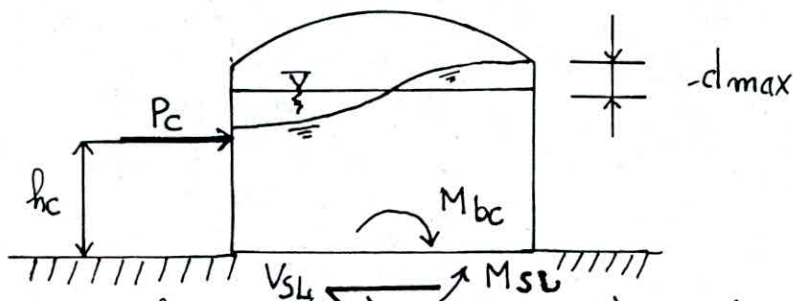
$$M_{RBI} = 1772 \text{ t.m (tank shell)}$$

M_{RBI} = moment de renversement

$$M_{RBI} = M_{RBI} + M_{bI} = 1772 + 0,56 \times (568 \times 3,552)$$

$$M_{RBI} = 2902 \text{ t.m}$$

(B) Action due aux mouvements du liquide



$(w_c; h_c; h'_c) = (\text{masse; hauteurs})$ du liquide convectif.

$$* w_c : \alpha = \frac{d_o}{a} \text{ (tableau NAVFAC)} ; \frac{w_c}{w} = 0,572$$

$$\Rightarrow w_c = 858 \text{ t}$$

$$h_c : \alpha = 0,67 \text{ (tableau NAVFAC)} ; \frac{h_c}{d_o} = 0,5572$$

$$\Rightarrow h_c = 3,35 \text{ m}$$

$$h'_c : \alpha = 0,67 \text{ (tableau NAVFAC)} ; \frac{h'_c}{d_o} = 1,165$$

$$\Rightarrow h'_c = 6,99$$

* détermination de la période : T (fluide vibrant)

$$T = K_T \sqrt{H}$$

$$K_T : \alpha = 0,67 \text{ (tableau NAVFAC)} \Rightarrow K_T = 1,16 \Rightarrow T = 2,85_{\text{sec}}$$

$$\left. \begin{array}{l} T = 2.85 \text{ sec} \\ \beta = 5\% \\ \text{sol meuble} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 1$$

V_{SL} : effort de cisaillement à la base (liquide)

P_c : force due au déplacement du liquide convectif

$$V_{SL} = P_c = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W_c = 0.25 \times 1 \times 0.5 \times 1.2 \times 858$$
$$\Rightarrow V_{SL} = 128.7 \text{ t}$$

M_{SLI} : moment de flexion dû aux forces convectives

M_{SLII} : moment de renversement dû aux forces convectives

$$M_{SLI} = P_c \times h_c = 128.7 \times 3.35 = 431.15 \text{ t.m}$$

$$M_{SLII} = P_c \times h'_c = 128.7 \times 6.99 = 899.61 \text{ t.m}$$

$$* V_{tot} = \sqrt{V_{RB}^2 + V_{SL}^2} = \sqrt{538.08^2 + 128.7^2} = 554 \text{ t}$$

$$* M_{I tot} = \sqrt{M_{RB I}^2 + M_{SLI}^2} = \sqrt{1772^2 + 431.15^2} = 1824 \text{ t.m}$$

$$* M_{II tot} = \sqrt{M_{RB II}^2 + M_{SLII}^2} = \sqrt{2902^2 + 899.61^2} = 3038.24 \text{ t.m}$$

(III) Calcul du déplacement vertical maximal: d_{max}

$$d_{max} = \frac{0.75 \times A.B.D.Q \times a}{1 - K_d \times A.B.D.Q}$$

K_d : $\alpha = 0.67$ (Tableau NAVFAC) $\Rightarrow K_d = 1.51$

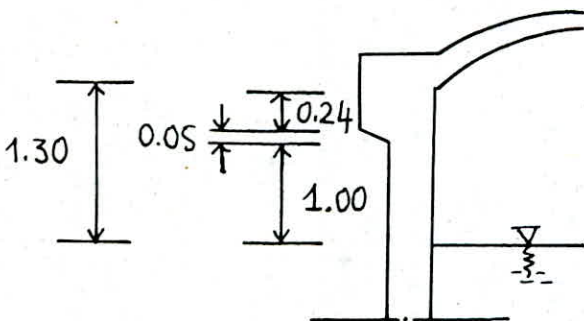
$$d_{max} = \frac{0.75 \times 0.15 \times 9}{1 - 1.51 \times 0.15} = 1.30 \text{ m}$$

$$d = 1 + 0.05 + 0.24 = 1.29 \text{ m}$$

$$d - d_{max} = -0.01 \text{ m}$$

NOTA:

La hauteur d_{max} dépasse 1 cm la base de la coupole.



Vérification de la paroi du réservoir

(I) Le but de ce chapitre est l'évaluation des contraintes maximales dans le béton et dans l'acier (σ'_b ; σ_a) engendrées par les charges extérieures; pour cela nous utiliserons la méthode exposée dans le livre Marius Diver.

La paroi est soumise à deux types de sollicitations

- * sollicitations d'ensemble.
- * sollicitations locales.

(1) sollicitations d'ensemble :

Ces sollicitations sont le moment fléchissant (M), l'effort normal (N) et l'effort tranchant (T) qui donnent les contraintes moyennes σ'_{bm} et σ'_{am} (figure 2.1 et 2.2).

(2) sollicitations locales :

Ces sollicitations produisent uniquement des flexions locales qui sont dues au moment d'ovalisation (M_o) et au moment d'ensoleillement (M_r).

(II) calcul des efforts

(1) sollicitations d'ensemble

Les éléments structureux doivent être vérifiés par la combinaison la plus défavorable :

$$G+P+SI ; 0.8G+SI ; 0.8G-SI$$

La vérification se fera juste pour la section d'encastrement.

combinaisons	M (t.m)	N (t)	T (t)
G+P+SI	+1824	+396	+554
0.8G+SI	+1824	+294	+554
0.8G-SI	-1824	+294	-554

(2) sollicitations locales

(a) moment d'ovalisation : (dû à l'action du vent)

Chaque tronçon de la paroi est équilibré sous l'action de la pression locale (P) et des cisaillements (τ) engendrés dans l'épaisseur de la paroi. Ces effets produisent des moments fléchissants d'ovalisation (figure 1.1 et 1.2).

$$M_o = K \cdot q_H \cdot \delta_o \cdot D_m^2$$

$\delta_o = f(D_m)$: coefficient de dimension

$$N.V65 \Rightarrow \delta_o = 0.79$$

D_m : diamètre moyen du réservoir = 18.23 m

$$q_H : \text{pression de base} = 2.5 \times q_{10} \frac{H+18}{H+60}$$

$$H = 7.00 \text{ m} \Rightarrow q_{10} = 70 \text{ Kg/cm}^2 ; q_o = 53 \text{ Kg/cm}^2$$

* détermination du coefficient K :

$$\gamma_o \xrightarrow{N.V65} \lambda = \frac{Z}{D_e} = \frac{7.00}{18.43} = 0.74 \Rightarrow \gamma_o = 0.90$$

On prendra $\gamma_o = 1$.

- Face au vent ; fibres intérieures tendues : $K_i = 0.061$

- Face latérale ; fibres extérieures comprimées : $K_i = 0.053$

$$M_{oi} = 0.061 \times 53 \times 0.79 \times 18.23^2 \times 10^{-3} = 0.85 \text{ t.m}$$

$$M_{oe} = M_{oi} \times \frac{0.053}{0.061} = 0.74 \text{ t.m}$$

(b) Moment d'ensoleillement (M_{re})

L'action dissymétriquement de l'ensoleillement (une face de la paroi sera exposée au soleil; l'autre abritée); engendre des moments locaux semblables.

$$M_{re} = \frac{\alpha \cdot T_s \cdot E \cdot h^3}{5 \cdot D_m} \quad (\text{moment d'ensoleillement de la face extérieure})$$

$$M_{ri} = \frac{\alpha \cdot T_s \cdot E \cdot h^3}{2.75 \cdot D_m} \quad (\text{moment d'ensoleillement de la face intérieure})$$

avec $T_s = T_e - T_i = 20^\circ\text{C}$ - c'est la différence de température entre la face extérieure et la face intérieure.

$$M_{re} = 0.106 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad M_{ri} = 0.192 \text{ t.m}$$

(III) Base de Calcul:

Trois cas de charges sont à envisager.

— cas de charge A: sollicitation d'ensemble

— cas de charge B: sollicitations locales

— cas de charge C: sollicitations d'ensemble et locales.

(1) cas de charge A

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison suivante: $0.8G + 5I$

CHOIX DU FERRAILLAGE : (déjà choisi sous les sollicitations)
 du 1^{er} genre.

* Armatures Verticales extérieures

$$5 \text{ HA } 14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$w_e = 0.335\%$$

* Armatures Verticales intérieures

$$5 \text{ HA } 16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$w_i = 0.437\%$$

$$\left. \begin{aligned} \sum w &= w_i + w_e = 0.772\% \\ a &= \frac{M}{N \times r_m} = 0.676 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} b &= 0.362 \\ S &= 0.361 \end{aligned}$$

$$\text{d'où } \sigma'_{bm} = \frac{N \cdot b}{r_m} \times h = 5.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{am} = n \cdot S \cdot \sigma'_{bm} = 15 \times 0.361 \times 5.11 = 27.67 \text{ Kg/cm}^2$$

* Armatures transversales

La face intérieure et la face extérieure ont la même section d'acier ($A_e = A_i$).

$$A_e = A_i = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow w_e = w_i = 0.196\%$$

$$\sum w = w_i + w_e = 0.392\%$$

la traction dans les cerces: $\sigma_{am} = \frac{100 \cdot Z}{\sum w} = \frac{100 \cdot T}{1.6 D_m \sum w \cdot h}$

$$\sigma_{am} = 2106.63 \text{ Kg/cm}^2$$

- * Le moment d'ensemble M et la charge N sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque (fig: 3.1 et 3.2).
- * On placera des épingles pour maintenir le ferrailage de notre voile soit $4 \phi 8 / \text{m}^2$ placé en losange (fig: 4).

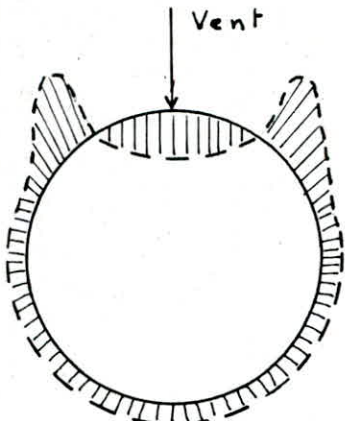


fig: 1.1

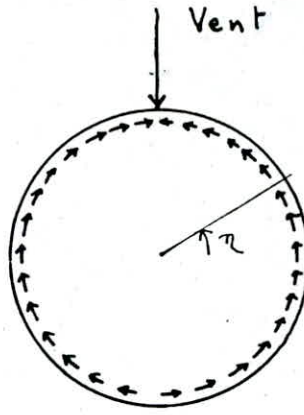


fig: 1.2

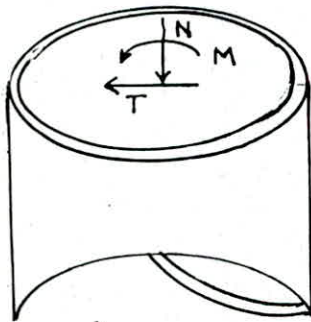


fig: 2.1

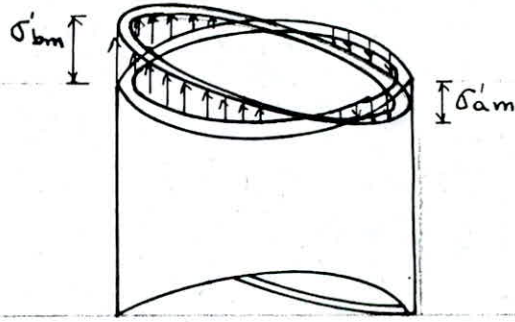


fig: 2.2

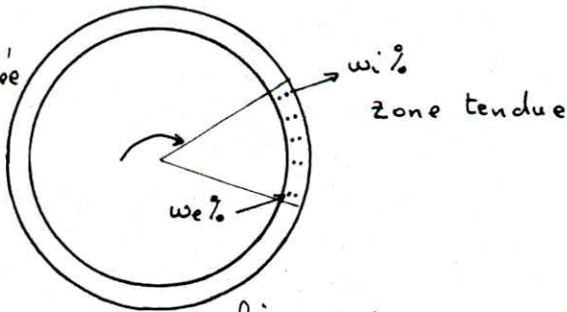


fig: 3.1

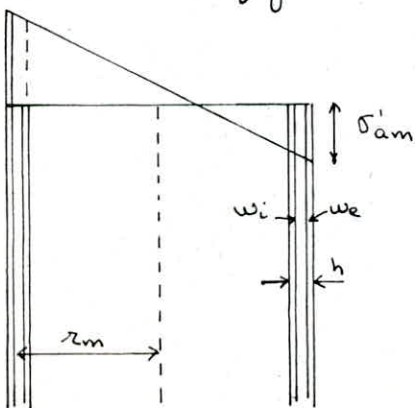


fig: 3.2

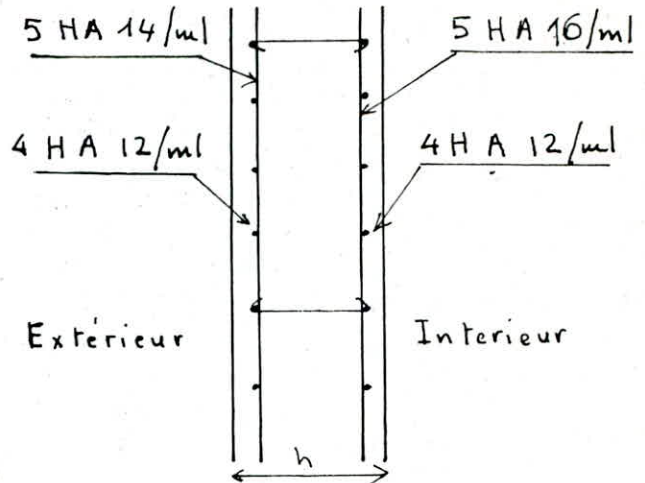


fig: 4

(2) cas de charge B

Il est supposé qu'une section entièrement ou partiellement comprimée (ou tendue) sous l'effet des sollicitations d'ensemble reste entièrement ou partiellement comprimée (ou tendue) sous les sollicitations locales.

* SENS VERTICAL :

Les sollicitations locales n'ont pas d'influence sur le sens vertical car on n'a pas de consoles internes.

* SENS TRANSVERSAL :

— Les aciers extérieurs.

$$\xi = \frac{h'}{h} = \frac{19}{23} = 0.826$$

$$c = \frac{A_i}{A_e} = 1$$

$$w_{e\%} = 0,196\%$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{tableau} \\ \Rightarrow \end{array} \right\} \alpha = 0.1906$$

$$\sigma_{oe} = \frac{M_{oe}}{h \cdot \left(\xi - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot A_e} = \frac{0.74 \cdot 10^5}{23 \left(0.826 - \frac{0.1906}{3} \right) \cdot 4.52} = 933.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{re} = \frac{M_{re}}{h_a \cdot A_e} = \frac{0.106 \times 10^5}{15 \times 4.52} = 156.34 \text{ Kg/cm}^2$$

— Les aciers intérieurs.

$$\xi = \frac{h'}{h} = \frac{20}{23} = 0.869$$

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h \left(\xi - \frac{\alpha}{3} \right) A_i} = \frac{0.85 \times 10^5}{23 \left(0.869 - \frac{0.1906}{3} \right) \cdot 4.52} = 1015.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ri} = \frac{M_{ri}}{h_a \times A_i} = \frac{0.92 \times 10^5}{15 \times 4.52} = 283.19 \text{ Kg/cm}^2$$

h_a : distance entre deux nappes.

(3) cas de charge C.

— SENS VERTICAL

Comme on n'a pas de consoles intérieures ; ce cas de charge donne les mêmes résultats que le cas de charge "A" dans le sens vertical.

— SENS TRANSVERSAL

* Les aciers extérieurs

$$\sigma_{at} = \sigma_{am} + \sigma_{oe} + \sigma_{re} < \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 2106.63 + 933.57 + 156.34 = 3196.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 3196.54 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

* Les aciers intérieurs

$$\sigma_{at} = \sigma_{am} + \sigma_{oi} + \sigma_{ri} < \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 2106.63 + 1015.09 + 283.79 = 3405.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 3405.51 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

(IV) Vérification, au cisaillement.

Le contreventement de la structure est assuré par le voile circulaire ; donc celui-ci reprendra à lui seul l'effort tranchant.

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T \cdot S}{I \cdot b} \leq \bar{\tau}_b$$

avec $T = 1.4 T_{\text{calcul}}$; $\bar{\tau}_b = 0.12 \sigma'_{28}$ (R.P.A Art 4.3.22).

$$S : \text{moment statique} = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32 \cdot D}$$

$$I : \text{moment d'inertie} = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64}$$

b : 2 fois l'épaisseur du voile

$$\begin{cases} D = 18.46 \text{ m} \\ d = 18.00 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I = 547.3 \text{ m}^4 \\ S = 59.29 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\tau_b = 1.4 \frac{554 \cdot 10^3 \times 59.29}{547.3 \times 0.46 \times 10^4} = 18.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0.12 \times 300 = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 18.27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 36 \text{ kg/cm}^2$$

FONDATION

- Capacité portante admissible vis-à-vis de la rupture :
La capacité portante du sol est la charge maximale par unité de surface que le sol supporte sans rupture.

Elle se calcule soit à partir des essais in-situ (préssiomètre, pénétromètre statique ou dynamique); soit à partir des essais de laboratoire. D'après les essais effectués par le L.N.T.P.B; les résultats suivants ont été recueilli.

(a) Essai Statique :

La capacité portante admissible est déduite à partir de la formule empirique : $q_{adm} = \frac{R_p}{\alpha}$

R_p : résistance de pointe = 44 bars

α : coefficient réducteur dépendant de la nature du sol.
($20 \leq \alpha \leq 30$)

sol argileux : $\alpha = 30 \Rightarrow q_{adm} = \frac{44}{30} = 1.46$ bars.

(b) Essais de laboratoire :

sol supposé purement cohérent; la formule de Terzaghi applicable aux fondations superficielles.

$$q_{adm} = \gamma_h \cdot D + \frac{c \cdot N_c}{3}$$

$\varphi = 0$; $c = 5.2 \text{ t/m}^2$; $\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3$; $N_c = 5.14 \text{ t/m}^2$

N_c : coefficient dépendant de l'angle φ .

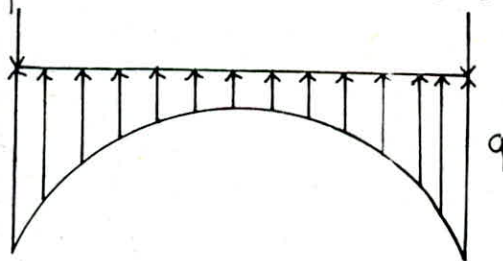
γ_h : densité humide apparente du sol sous la fondation
d'où $q_{adm} = 1.49$ bars

Calcul du Radier

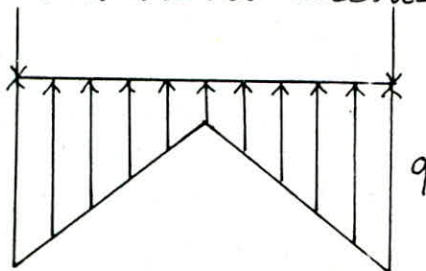
Le calcul d'un radier demande la résolution de deux problèmes ; le premier intéressant les contraintes introduites par le radier sur le sol de fondation et l'autre le dimensionnement de ce radier en fonction des contraintes du sol et ceci dans les conditions d'appuis effectives du radier sur ses parois.

Etant donné que la résolution du premier problème ne peut être qu'approchée ; celle du second ne sera qu'approximative.

Dans notre cas le radier reposera sur un sol argileux cohérent ; l'allure de la réaction d'un tel sol sera donnée par le schéma ci-dessous :



Cette allure de réaction du sol sera schématisé par le diagramme linéaire ci-dessous.



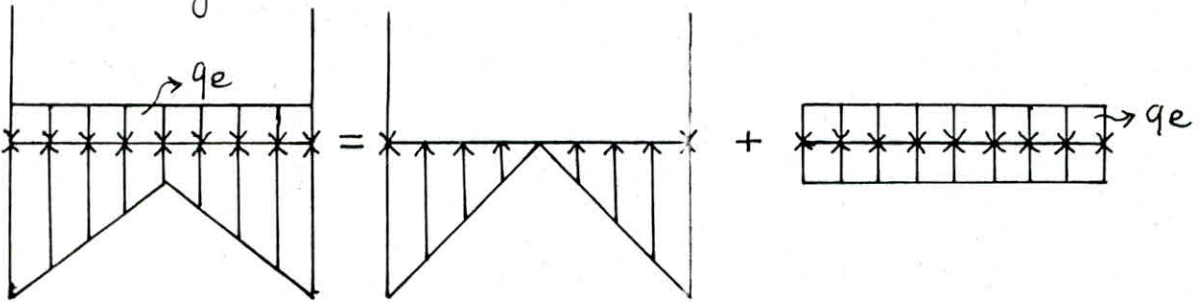
Le radier sera calculé, comme un plancher renversé ;
les parois représentent les points d'appuis.

Dans notre étude nous devons considérer deux cas :

- 1) réservoir plein
- 2) réservoir vide

(1) , cas du réservoir plein

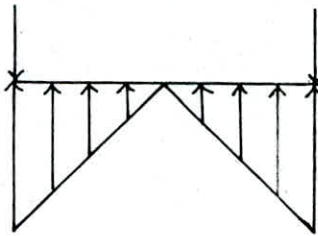
Dans ce cas le radier est soumis à la réaction du sol (diminué de son poids propre) ainsi qu'aux surcharge de l'eau et de la structure du réservoir.



La surcharge de l'eau "q_e" est une charge uniformément répartie sur le radier ; la réaction du radier vis-à-vis de cette surcharge lui sera égale et directement opposé ceci est dû au fait que ce radier ne contient pas de débords. Dans ce cas le radier travaille surtout à la compression.

(2) , cas du réservoir vide

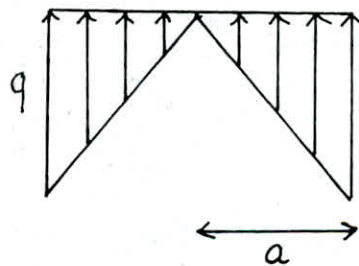
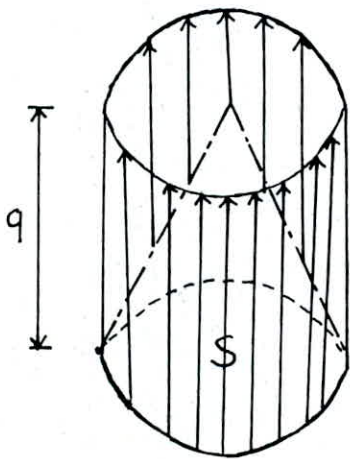
Dans ce cas le radier est soumis à la réaction du sol (diminué de son poids propre) et de la structure du réservoir.



La réaction du sol sur le radier sera considérée comme triangulaire et nulle au centre du radier.

Le réservoir vide donne le cas le plus défavorable donc le radier sera étudié selon ce cas.

Détermination de la contrainte maximale du sol « q ».



masse du réservoir vide: $w = 396t$

surface du réservoir vide: $S = \pi \cdot a^2 = \pi \cdot (9.12)^2 = 261.3 m^2$

volume du cylindre: $V = q \cdot S = w_1$

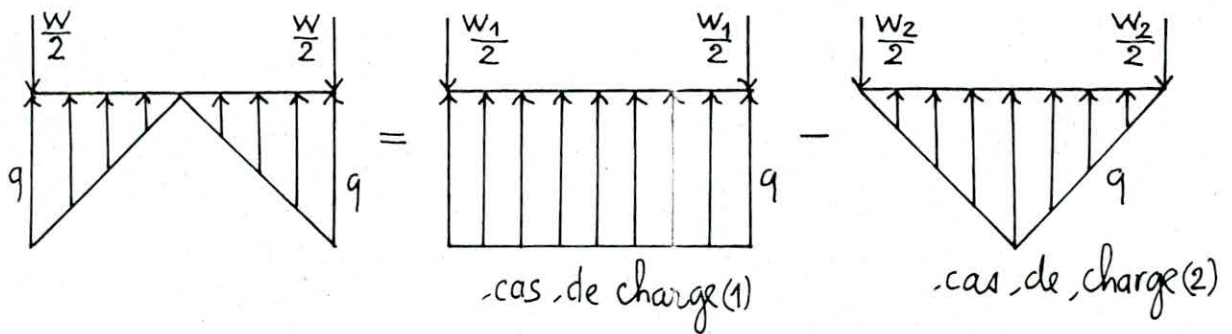
volume du cône: $V_c = q \cdot \frac{S}{3} = w_2$

q: doit vérifier la relation: $w = V - V_c$

$$\Rightarrow w = q \cdot S \left(1 - \frac{1}{3}\right) \text{ d'où } q = \frac{3}{2} \cdot \frac{w}{S}$$

$$q = 1.5 \frac{396}{261.3} = 2.273 t/m^2$$

Décomposition du schéma statique :



Nous utiliserons les tables de M^2 Barriès (dalles circulaires) pour le calcul des efforts

Notations :

$(r; \varphi)$: coordonnées polaires d'un point du radier (l'origine se trouvant au centre de la dalle).

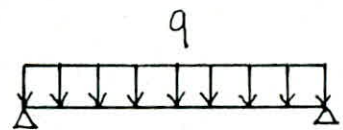
$\rho = \frac{r}{a}$: distance relative du point considéré.

M_r : moment radial et M_φ : moment tangentiel

* cas de charge (1)

$$M_r = \frac{q \cdot a^2}{16} (3 + \mu)(1 - \rho^2)$$

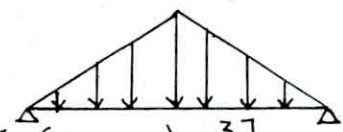
$$M_\varphi = \frac{q \cdot a^2}{16} [(3 + \mu) - (1 + 3\mu)\rho^2]$$



* cas de charge (2)

$$M_r = \frac{q \cdot a^2}{720} [71 + 29\mu - 45(3 + \mu)\rho^2 + 16(1 + \mu)\rho^3]$$

$$M_\varphi = \frac{q \cdot a^2}{720} [71 + 29\mu - 45(1 + 3\mu)\rho^2 + 16(1 + 4\mu)\rho^3]$$



Les résultats seront rassemblés dans le tableau récapitulatif suivant :

- tableau des moments M_r et M_φ

rayon	Moment (t.m)	cas de charge (1)	cas de charge (2)	(1) + (2)
$r=0$	M_r	-37.21	+ 19.78	- 17.43
	M_φ	-37.21	+ 19.78	- 17.43
$r=3$	M_r	- 33.18	+ 16.40	- 16.78
	M_φ	- 35.34	+ 18.17	- 17.17
$r=6$	M_r	- 21.11	+ 8.68	- 12.43
	M_φ	- 29.80	+ 14.31	- 15.49
$r=8$	M_r	- 8.58	+ 2.92	- 5.66
	M_φ	- 24.04	+ 11.80	- 12.24
$r=9.12$	M_r	00.00	+ 1.77	+ 1.77
	M_φ	-20.08	+ 9.39	- 7.31

Ferrailage :

$h_t = 40 \text{ cm}$ hauteur du radier

$h_p = 10 \text{ cm}$ béton de propreté

$z = h_t - d = 36 \text{ cm}$ bras de levier

Nous pourrions cependant majorer la valeur de z par la moitié de l'épaisseur du béton de propreté.

On prend : $z = h_t - d + \frac{h_p}{2} = 41 \text{ cm}$.

On fera un exemple de calcul pour $r = 0$.

$$M_{r2} = 17.43 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 150 \text{ Kg/cm}^2, \text{ HA:20} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1704 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\alpha = 0.569, \gamma = 0.810 \Rightarrow z = h = 41 \text{ cm}.$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h = 55.3 \text{ t.m} > M_{r2} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{r2}}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{17.43 \times 10^5}{0.81 \times 41 \times 1704} = 30.8 \text{ cm}^2$$

On choisit 10 HA20 = 31.41 cm²

Détermination de l'axe neutre :

$$S(y) = \frac{b \cdot y^2}{2} - n \cdot A (h - y) = 0$$

$$S(y) = 50 \cdot y^2 - 471.23 (41 - y) = 0$$

$$y^2 + 9.42 y - 386.41 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 40.42 \Rightarrow y = 15.5 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A (h - y)^2 = \frac{100 \times 15.5^3}{3} + 15 \times 31.41 (41 - 15.5)^2$$

Armatures supérieures (Moment radial: M_r) barres rectilignes.

rayon	M_r (t.m/ml)	$\bar{\sigma}_a$	α	γ	M_{rb}	A (cm ²)	A (cm ²) (choisir)	y	I	σ'_b	$\bar{\sigma}_a$	espacement (cm)
r=0	-17.43	1704	0.569	0.810	55.3	30.80	31.41 10HA20	15.5	430494	62.75	1548.6	10
r=3	-16.78	1704	0.569	0.810	55.3	29.65	31.41 10HA20	15.5	430494	60.41	1491	10
r=6	-12.43	1704	0.569	0.810	55.3	21.96	31.41 10HA20	15.5	430494	44.75	1104.4	10
r=8	-5.66	1848	0.549	0.817	56.5	9.14	10.05 5HA16	9.71	178134	30.85	1397.4	20
r=9.12	+1.77	Armatures de répartition 5HA16/ml.										20

$$I = 430494 \text{ cm}^4$$

-61-

Vérification des contraintes:

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{17.43 \times 10^5 \times 15.5}{430494} = 62.75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = m \cdot \frac{M}{I} \cdot (h - y) = 15 \cdot \frac{17.43 \times 10^5 \times 25.5}{430494} = 1548.6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

Armatures supérieures (Moment tangentiel: M_{φ}) cerces.

rayon	M_{φ} (t.m/ml)	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)	α	γ	M_{rb}	A (cm ²)	A (cm ²) (-choisir)	y	I (-cm ⁴)	σ'_b	σ_a	Espacement (cm)
r=0	-17.43	1704 (HA20)	0.569	0.810	55.3	30.80	31.41 (10HA20)	15.5	430494	62.75	1548.6	10
r=3	-17.17	1704 (HA20)	0.569	0.810	55.3	30.34	31.41 (10HA20)	15.5	430494	61.82	1525.5	10
r=6	-15.49	1704 (HA20)	0.569	0.810	55.3	27.37	31.41 (10HA20)	15.5	430494	55.77	1376.3	10
r=8	-12.24	1848 (HA16)	0.549	0.817	56.5	19.77	20.10 (10HA16)	13.0	309609	51.39	1660.4	10
r=9.12	-7.31	1848 (HA16)	0.549	0.817	56.5	12.00	12.06 (6HA16)	10.5	206870	37.10	1616.6	

Armatures Inférieures

ce sont des armatures de répartition.

- * $0 \leq r \leq 6$ on prend un quadrillage de 5 HA 10/ml.
- * $6 \leq r \leq 9.12$ $\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ HA } 10/\text{ml} \text{ en cercles.} \\ 5 \text{ HA } 10/\text{ml} \text{ en barres.} \end{array} \right.$

Vérification à la stabilité du radier

(1) Réservoir plein

(a) sollicitation du 1^{er} genre

$$G_1 + 1.2 P = 401 \text{ t}$$

P_r : poids du radier

$$P_r = 2.5 \pi \times 9.23^2 \times 0.4 + 2 \times 9.23^2 \times 0.1 \pi = 321.17 \text{ t}$$

$$N = G_1 + 1.2 P + P_r + P_e = 2222.17 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{\pi \cdot a^2} = \frac{2222.17 \times 10^3}{\pi \times (9.23 \times 100)^2} = 0.83 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 1.4 \text{ bars}$$

(b) sollicitation du 2^{ème} genre

Le radier est sollicité par les efforts du moment de renversement (M) et de l'effort normal (N) qui agissent au niveau de la base.

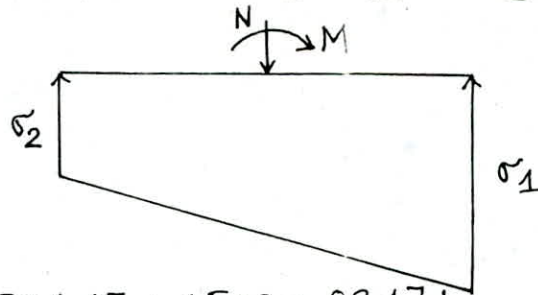
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

avec $N = G_1 + P + P_r + P_e$ et $I = \frac{\pi}{64} \cdot D^4$

on doit vérifier que :

$$\sigma\left(\frac{D}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33 \bar{\sigma}_s$$

Détermination des contraintes σ_1 et σ_2 :



$$N = 396 + 321.17 + 1500 = 2217t.$$

$$I = \frac{\pi \times (18.46)^4}{64} = 5700 \text{ m}^4$$

$$r = a = 9.23 \text{ m}$$

$$\sigma_{1;2} = \frac{2217 \times 10^3}{\pi \times (9.23 \times 10^2)^2} \pm \frac{3038.28 \times 10^5 \times 9.23 \times 10^2}{5700 \times 10^8} \text{ (bars)}$$

$$\sigma_{1;2} = 0.83 \pm 0.49 \text{ (bars)}$$

$$\sigma_1 = 1.32 \text{ bars et } \sigma_2 = 0.34 \text{ bars}$$

$$\sigma\left(\frac{D}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.08 \text{ bars} < 1.33 \bar{\sigma}_s = 1.86 \text{ bars}$$

(2) Réservoir vide

(a) En tenant pas compte du poids du radier

$$\sigma_1 = 1.5 q = 1.5 \frac{W}{2\pi a^2} = 1.5 \frac{396}{2\pi \times (9.23 \times 10^2)^2}$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = 0.22 \text{ bars.}$$

(b) En tenant compte du poids du radier

$$P_r = 321.17t$$

$$\sigma = 1.5 q + \frac{P_r}{\pi \cdot a^2} = 0.22 + \frac{321.17 \times 10^3}{\pi \times (9.23 \times 10^2)^2} = 0.34 \text{ bars}$$

$$\text{d'où } \sigma = 0.34 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 1.4 \text{ bars.}$$

BIBLIOGRAPHIE

- Plaques et coques. Timoshenko.
- Traité de béton armé. Guerrin TOME 5 et 6.
- Cahier des charges applicables au calcul des réservoirs.
- R.P.A 81
- C.C.B.A 68
- Elementary statics of shells. (Alf Pflüger).
- Traité de béton armé. Tome 2 Bellazougui.
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes conformément aux règles R.P.A 81
- NAVFAC: règlement Américain de U.S.Navy.
- Aide mémoire du béton armé.
- Mécanique des sols. sanglérat: tomes 1 et 2.
- Tables de Barres.

