

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

Etude et Conception

D'un Réservoir

$2 \times 5000 \text{ m}^3$

Proposé par : D.W.H.A .

Etudié par : FEHIM ^{Mad} LOTFI
BEN CHIKH Aïssa

Dirigé par : HAMMOUTENG

PROMOTION : Juin 86

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous formulons l'expression de notre profonde reconnaissance à Monsieur HAMOUTEN notre promoteur, pour son aide si précieuse et ses conseils éclairés. On remercie également monsieur RILI Moussa et RILI Achour et aussi monsieur GHOBRIEL ingénieur Conseil au C.T.C, pour leurs aides.

PLAN D'ETUDE

	Page
1. Introduction	1
2. Caracteristiques des matériaux	5
- Béton armé	5
- Béton précontraint	11
3. Etude théorique	14
4. Etude de la coupole	24
5. Etude de la ceinture	29
6. Etude de la paroi	36
7. Etude hydrodynamique	44
8. Etude de la précontrainte dans la paroi	53
9. Fondations	65
10. Dispositions Constructives	74

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- à mes parents
- à ma grande famille
- à mes amis
- à mes professeurs

Aissa

Je dédie ce modeste travail :

- à mon défunt père
- à ma très chère mère qui voulait tant me voir arriver.
- à mon chère et unique frère Mustapha
- à mon beau frère Hocine et mes deux sœurs qui m'ont tant soutenus.
- à ma femme, ma meilleure amie
- à tous mes amis

Mohamed Lotfi

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Vu le besoin primordial d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de construire des réservoirs, des châteaux d'eau,, pour subvenir à ce besoin. De là on peut voir le rôle important, que joue une telle construction dans la vie sociale.

- Classification des réservoirs:

On peut les classer comme suit :

* la position du réservoir par rapport au sol.

- Au niveau du sol
- Semi-enterré
- Sur poteaux
- Sur pylones
- Sur bâtiment

* Forme de la cuve

- Réservoir carré
- Réservoir rectangulaire
- " circulaire
- " à forme quelconque

* Selon l'usage

- Réservoir d'emmagasinement
- Bassin de traitement
- " Sportif (piscines)

* Selon la nature du liquide conservé

- Réservoir à eau
- " à produits noirs (goudron, bitume)
- " à hydrocarbures

Caracteristiques d'un réservoir

- Résistance:

L'ouvrage doit équilibrer les effets aux quels il est soumis :

pois propre, poids de l'eau, surcharges d'exploitation, efforts dus à l'effet hydrodynamique.

- Durabilité:

le réservoir doit garder toutes ses propriétés initiales et ce après un long contact avec l'eau.

- Étanchéité

le réservoir doit présenter une étanchéité absolue et parfaite afin d'éviter toute fissurations.

- Couverture

le réservoir en eau potable doit être couvert pour éviter toute formation d'algues. Cependant la couverture doit être munie de petites cheminées d'aération pour le changement d'air et la prévention de formation de microbes.

Conception

- Choix de la forme du réservoir.

On a choisi de construire un réservoir circulaire pour des raisons purement économiques, est à dire que la forme circulaire est la moins coûteuse pour les deux raisons suivantes :

a/ Pour une surface en plan S donné, le développement de la paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux :

Comparons les différents périmètres :

* forme carrée : $P = 4a = 4\sqrt{S}$ a : étant le côté du carré.

* forme circulaire : $P' = \sqrt{4\pi S} = 3,57\sqrt{S}$

* forme rectangulaire de côtés a et b ($b = ka$) $k > 1$

$$P'' = \gamma\sqrt{S} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pour } k = 1 \quad 2 \quad 3 \quad 4 \\ \text{on a } \gamma = 4 \quad 4,23 \quad 4,61 \quad 5,00 \end{array} \right.$$

Donc $\gamma \geq 4$ (pour $k > 1$)

On voit bien que le plus petit périmètre est celui de la forme circulaire.

b/ Un réservoir circulaire n'est soumis qu'à un effort normal de traction. Or la paroi d'un réservoir carré ou rectangulaire est soumise à un important moment de flexion. D'où la nécessité de beaucoup plus de béton et d'acier et donc aussi de coffrage et d'étanchéité.

Présentation De L'ouvrage.

- L'ouvrage que nous proposons d'étudier est un réservoir composé de deux cuves cylindriques ayant pour capacité chacune 5.000 m^3 et de diamètre intérieur 31 m , dans la commune de Bir Khaelem. La hauteur de l'eau est de $6,65 \text{ m}$ et l'épaisseur de la paroi est de 20 cm , constante sur toute la hauteur du réservoir.

Le réservoir est couvert d'une coupole d'une épaisseur de 8 cm et de flèche de $3,10 \text{ m}$ munie de petites cheminées d'aération et d'une ouverture pour l'entretien. Le réservoir repose sur un radier circulaire.

Révêtement - Etanchéité - Isolation.

- En vue d'éviter toute contamination de l'eau potable, les règles imposées par l'hygiène nous obligent à utiliser ^{des} revêtements extérieurs et intérieurs, qui doivent protéger l'eau de l'influence du béton.

- Le but du revêtement est aussi d'améliorer l'imperméabilisation des parois et de les protéger.

Le cahier des charges applicables aux réservoirs propose des enduits en mortier de ciment en deux couches dosées à 500 kg/m^3 de sable sec sur couche d'accrochage dosée à 400 kg/m^3 .

Les enduits doivent être appliqués sur une surface extrêmement propre et la seconde couche bien serrée.

CARACTERISTIQUE
DES
MATERIAUX

Caracteristiques Des Materiaux.

① Béton.

Pour ce genre d'installations hydrauliques, qui sont constamment en contact avec l'eau, on utilisera un béton hydrotechnique, caractérisé par une grande résistance et étanchéité et non gélivité, dosé à 400 kg/m³ de C.P.A 325, avec un contrôle attenué.

1/ Sollicitations Du 1^{er} Genre.

a/ Contrainte de compression admissible " $\bar{\sigma}'_b$ "

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28}$$

Avec :

$$- \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$$

- σ'_{28} : contrainte d'écrasement du béton après 28 jours.

Les coefficients $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon$ tiennent compte des faits suivants :

- α : dépend de la classe du ciment

Ciment 325	$\alpha = 1$
" 400	$\alpha = 9/10$
" 500	$\alpha = 5/6$
- β : tient compte de l'efficacité du contrôle exercé lors de la fabrication et de la mise en œuvre

- béton peu contrôlé	$\beta = 5/6$
- béton strictement contrôlé	$\beta = 1$
- γ : dépend du rapport entre l'épaisseur minimale h_m de l'élément étudié et de la grosseur des granulats.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_m \geq 4 \text{ cg} \\ h_m < 4 \text{ cg} \end{array} \right. \quad \gamma = \frac{h_m}{4 \text{ cg}}$$

- Δ : dépend de la distribution des contraintes dans la section

$$\Delta = \begin{cases} 0,30 & \text{Compression simple} \\ 0,60 & \text{Flexion simple et flexion composée} \\ & \text{si l'effort normal est une traction} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \\ 0,60 \end{array} \right. & \text{Flexion composée si l'effort} \\ & \text{normal est une compression.} \end{cases}$$

avec :

- e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section du béton.

- e_1 : rayon vecteur du noyau central.

- Σ : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section :

$$\Sigma = \begin{cases} 1 & \text{compression simple déterminée par} \\ & \text{la condition que } \frac{F_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases}$$

D'où :

* Compression simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,30 \times 1 \times 300 = 75 \text{ bars.}$

* Flexion Simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,60 \times 300 = 150 \text{ bars.}$

2/ Sollicitations du Second genre :

* Contrainte de Compression admissible :

$$\bar{\sigma}'_{b_{02}} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b_{01}} = 150 \times 1,5 = 225 \text{ bars.}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_2} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b_1} = 75 \times 1,5 = 112,5 \text{ bars.}$$

Contrainte de référence : " $\bar{\sigma}_b$ "

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{20}$$

avec :

$$-\rho_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}(b)} = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,025$$

d'où

$$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,025 \cdot 300 = 6,25 \text{ b}$$

$$\bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ b}$$

On constate que cette valeur est faible, mais ^{pour} le genre de construction, la contrainte du béton est limitée par la valeur donnée par le "cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé" établi en 1966 par la chambre syndicale des constructeurs en ciment.

$$\bar{\sigma}_b = \theta \sigma_{28}$$

avec :

σ_{28} : limite de rupture en traction à 28j limitée à 22 bars

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

D'où :

$$\bar{\sigma}_b = 22 \text{ bars.}$$

Contrainte De Cisaillement Admissible.

On prendra selon le CCBA 68 :

$$\text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \longrightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} \longrightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b$$

II Aciers:

On utilisera :

* Des aciers doux Fe 24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

* Des aciers à haute adhérence Fe E 40 $\rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

si $\phi \leq 20 \longrightarrow \sigma_{en} = 4120 \text{ bars.}$

$\phi > 20 \longrightarrow \sigma_{en} = 3920 \text{ bars.}$

Contrainte admissible de traction :

Les conditions de non fissuration recommandées par le CCBA 68 doivent être respectées .

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \sigma_1 = \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

Avec : σ_1 : contrainte de fissuration systématique
 σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle .

* Eléments non en contact avec l'eau :

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10\bar{\omega}_f)} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

* Eléments en contact avec l'eau :

Dans ce cas les contraintes σ_1 et σ_2 seront majorées par le terme 300η car le phénomène de gonflement du béton intervient d'une manière favorable en réduisant l'ouverture des fissures .

d'où
$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10\bar{\omega}_f)} + 300\eta \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} + 300\eta .$$

Avec :

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue en mm .

η : Coefficient de fissuration des barres $\begin{cases} = 1 \text{ Aciers lisses} \\ = 1,6 \text{ Aciers H.A.} \end{cases}$

k : dépend de la gravité des fissures .

$k = 500.000$ (fissurations très préjudiciables)

$\bar{\omega}_f$: % d'acier donné par : $\frac{A}{B_f}$

A : section totale des barres tendues

B_f : Section du béton tendu .

Calcul de $\bar{\sigma}_i$:

$\bar{\sigma}_i = \frac{2}{3} \sigma_{en} \rightarrow$ Acier doux $\bar{\sigma}_i = 1600 \text{ kg/cm}^2$
 Acier H.A $\bar{\sigma}_i = \begin{cases} 2670 \text{ kg/cm}^2 ; \phi > 20 \\ 2800 \text{ kg/cm}^2 ; \phi \leq 20 \end{cases}$

Les valeurs de σ_i et σ_c après comparaison sont données par le tableau suivant :

- Pour les éléments non en contact avec l'eau

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Adx	1600	1600	1530	1368	1249	1156	1081	967	865	765
H.A	2448	2234	1935	1731	1580	1463	1368	1224	1094	967

- Pour les éléments en contact avec l'eau

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Adx	1600	1600	1600	1600	1549	1456	1381	1267	1165	1065
H.A	2800	2714	2415	2215	2060	1943	1848	1704	1574	1447

Contrainte admissible de compression : $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$

si $\sigma_{en} < 3300 \rightarrow \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} \times \frac{\sigma_{en}}{3340}$ Compression simple

- Acier doux $\bar{\sigma}'_a = 1150 \text{ kg/cm}^2$
 - Acier H.A $\bar{\sigma}'_a = \begin{cases} 2800 & \phi \leq 20 \\ 2670 & \phi > 20 \end{cases}$

Contrainte d'adhérence admissible pour l'encrage :

- * $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b$ zone d'ancrage normale
- * $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$ zone d'ancrage en pleine masse

$$\text{Avec } \Psi_d = \begin{cases} 1 & \text{barres lisses} \\ \frac{1,6}{\sqrt{2}} \eta_r & \text{barres H.A.} \end{cases}$$

η_r : coefficient de scellement

Ψ_d : coefficient de scellement droit.

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_d = \begin{cases} 17,58 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour HA en zone normale.} \\ 7,81 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour Adx en zone normale.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_d = \begin{cases} 28,12 & \text{pour H.A en zone en pleine masse} \\ 12,50 & \text{pour Adx en zone en pleine masse} \end{cases}$$

La longueur de scellement

$$l_r = \begin{cases} l_d & \text{si } d \leq 5\phi \\ l_d + d & \text{si } d > 5\phi \end{cases}$$

Avec d : distance entre - axes des barres.

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

Avec l_d : longueur de scellement droit.

I/ Béton Précontraint

1/ Principe

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression et très mal à la traction, c'est pour cette raison qu'on introduit des aciers dans la zone tendue pour pallier la défaillance du béton en traction.

Le béton précontraint consiste à utiliser au mieux les propriétés mécaniques du béton et de l'acier. En effet le procédé de précontrainte fait travailler le béton uniquement à la compression et l'acier uniquement à l'extension.

Ainsi le béton sera précomprimé ou précontraint avant l'action des surcharges de telle sorte que l'action résultante de la précontrainte et des surcharges ne laissera plus subsister que des zones comprimées.

2/ Avantage du béton précontraint :

- Contrairement au béton armé, le béton précontraint permet d'éviter la fissuration.
- Il permet aussi de construire des réservoirs de grande capacité tout en gardant des dimensions acceptables de l'élément, (faible épaisseur)
- En plus des deux avantages précédents s'ajoute le grand gain économique que peut assurer ce procédé.

3/ Réalisation des ouvrages en béton précontraint :

La réalisation des ouvrages en béton précontraint nécessite beaucoup de soin dans tout les stades d'exécution.

Il est très important de soigner la composition du béton pour qu'il atteigne la résistance à la rupture escomptée et que l'on soigne son exécution et sa mise en œuvre.

4) Réalisation de la précontrainte :

* Précontrainte par pré-tension :

Dans ce procédé les câbles sont tendus avant le coulage du béton .
 Puis le béton est coulé dans le coffrage servant de moule . Après cela
 On supprime les tractions extérieures, le raccourcissement des aciers, qui
 tendent à reprendre leur longueur primitive, détermine une compression
 élastique du béton ; c'est à dire la précontrainte .

A) Béton utilisé en béton précontraint :

* Résistance nominale :

- Compression $\sigma_n = \sigma_{28} = 306$

- Traction $\sigma_n = \sigma_{28} = 22 \text{ kg/cm}^2$

* Contraintes admissibles

Les contraintes prises en compte dans les calculs sont
 conformes aux dispositions de :

- Compression : $\bar{\sigma}' = \begin{cases} 0,42 \sigma_n = 0,42 \cdot 306 = 128,52 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{" en Service "} \\ 0,55 \sigma_n = 0,55 \cdot 306 = 168,30 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{" en construction "} \end{cases}$

- Traction : la traction n'est pas admise . $\bar{\sigma} = 0$

* Modules de déformation :

Association Scientifique de la précontrainte nous recommande :

- Sous Charges de courte durée $E_i = 2100 \sqrt{\sigma_n} = 367350 \text{ kg/cm}^2$

- Sous Charges de longue durée $E_v = \frac{1}{3} E_i = 122450 \text{ kg/cm}^2$

B/ Armatures précontraintes

- Les cables utilisés sont des cables de Freyssinet; ceux prescrits par les fiches techniques STVP Janvier 1973

Unités	S (mm ²)	Force initiale max sous l'ancrage (t)	Contrainte initiale max kg/mm ²	Effort de rupture normale (t)	contrainte de rupture kg/mm ²
12 ϕ 5	235	33	140	37,5	161
12 ϕ 7	462	63	137	70	153
12 ϕ 8	603	80	133	92	153

ETUDE

THEORIQUE

ETUDE THEORIQUE

Introduction :

Dans le calcul des constructions de génie civil de toute nature, on cherche à simplifier les solides à trois dimensions avec lesquels on a toujours affaire, au moyen d'une idéalisation qui rende possible d'avoir un aperçu de l'essentiel de l'état de leurs contraintes.

Pour l'étude des parois cylindriques, on applique les théories suivantes :

- * Théorie des membranes pour les coques cylindriques.
- * Théorie des flexions de la coque cylindrique circulaire.

Définition :

Une coque est limitée par deux surfaces courbes, ses parois. Leur écart t , l'épaisseur de la membrane reste faible par rapport aux autres dimensions.

a) Théorie de la membrane

On prend un élément de coque qui est défini comme suit :
Nous poserons la coque de façon que ses génératrices aient horizontalement et nous prendrons comme coordonnées d'un point la pente φ de la tangente à la section normale et la distance de sa section normale à une section normale désignée par $\theta = 0$.

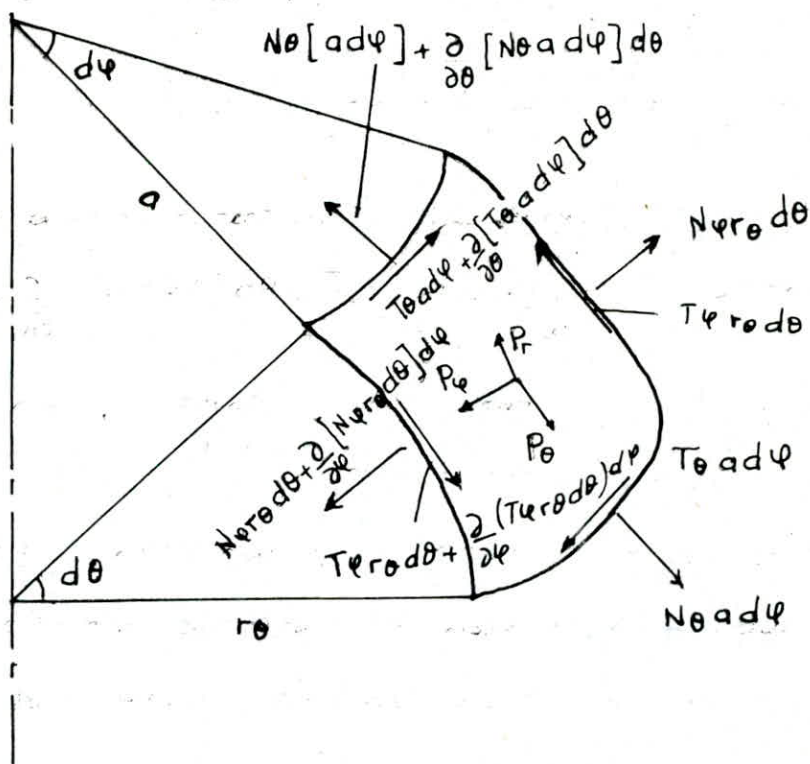
La figure suivante représente l'élément ainsi défini :
On y a reporté également les forces agissant sur lui.

N_θ : la force appliquée par l'unité de longueur de la section

N_φ : définie de la même manière que la précédente

T_θ : Effort tranchant appliqué sur l'unité de longueur .

T_ψ : défini de la même manière que T_θ .



* L'équilibre dans la direction θ nous donne :

$$\frac{\partial}{\partial \theta} (N_\theta a d\psi) d\theta + \frac{\partial}{\partial \psi} (T_\theta r_\theta d\theta) d\psi - N_\psi r_\theta d\theta d\psi \cos \theta + P_\theta r_\theta d\theta \cdot a d\psi = 0 \quad (1)$$

* L'équilibre dans la direction ψ nous donne :

$$\frac{\partial}{\partial \psi} [N_\psi r_\theta d\theta] d\psi + \frac{\partial}{\partial \theta} (T_\theta a d\psi) d\theta + T_\psi r_\theta d\theta a \frac{d\psi}{r_\psi \tan \theta} + P_\psi a d\psi r_\theta d\theta = 0 \quad (2)$$

* L'équilibre dans la direction r nous donne :

$$N_\theta a d\psi d\theta + N_\psi r_\theta d\theta d\psi \sin \theta + P_r r_\theta d\theta a d\psi = 0 \quad (3)$$

On admet avec une grande approximation que les contraintes sont réparties uniformément sur toute l'épaisseur de la coque . Ceci signifie l'annulation des moments fléchissants et de torsion ,

d'où $T_\theta = T_\psi = T$

En plus on introduit : $a = r_\psi \sin \theta$ et on divise par $\partial \theta \partial \psi$.

Le système devient :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial}{\partial \theta} (N_{\theta} r_{\theta} \sin \theta) + \frac{\partial T}{\partial \varphi} r_{\theta} - N_{\varphi} r_{\theta} \cos \theta + P_{\theta} r_{\theta} r_{\theta} \sin \theta = 0 \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial N_{\varphi} r_{\theta}}{\partial \varphi} + \frac{\partial (T r_{\theta} \sin \theta)}{\partial \theta} + T r_{\theta} \cos \theta + P_{\varphi} r_{\varphi} r_{\theta} \sin \theta = 0 \end{array} \right. \quad (2)$$

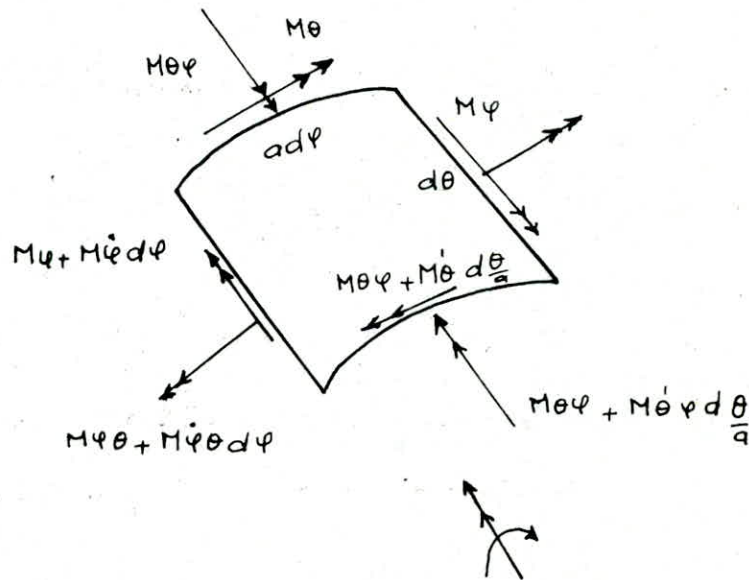
$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\theta} r_{\theta} + N_{\varphi} r_{\theta} + P_{\theta} r_{\theta} r_{\theta} = 0 \end{array} \right. \quad (3)$$

Notons que le système ainsi obtenu est applicable à toute forme de coque cylindrique, cependant suivant cette dernière on aboutit, après des transformations, à des équations spécifiques de la forme des réservoirs.

b) Théorie des flexions

La théorie des membranes considère que les coques n'opposent aucune résistance élastique à une flexion (c-à-d) une variation des conditions de courbures de la surface médiane, elles présentent seulement une résistance à la dilatation. De telles coques sont en état de réaliser des déformations sans tensions, et on se persuade que ces déformations ne sont pas toujours infiniment petites. Dans de tels cas, l'élasticité d'une coque réelle se manifeste néanmoins, même si une très faible résistance à la flexion devient d'une importance essentielle pour sa force portante d'où la raison d'établir une théorie des flexions. Notons que dans les zones proches des bordures la théorie des membranes est souvent un outil utile et mérite seulement d'être corrigée.

On représente sur la figure suivante l'élément de surface de coque, ainsi que les efforts qui lui sont appliqués.



On désigne par un point la dérivée par rapport à φ et par un accent la dérivée par rapport à $\frac{\theta}{a}$.

La solution de l'équation homogène est :

$$w = e^{-\beta x} (C_1 \cos \beta x + i C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x'} (C_3 \cos \beta x' + i C_4 \sin \beta x')$$

avec $\beta = \frac{\lambda}{a}$ $\lambda = \sqrt{\frac{3a^2}{t^2} (1-\nu^*)}$ et $x' = h - x$

Nous allons calculer le réservoir encastré dans la fondation et demi-encastré dans la ceinture, avec l'hypothèse que les fonctions exponentielles décroissent assez vite pour pouvoir être négligées d'un bord à l'autre de la coque.

1^{er} Cas : Encastrement dans la fondation

On pose $C_3 = C_4 = 0$ et nous déterminons C_1 et C_2 , en posant comme Solution générale :

$$w = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} (h-x) + e^{-\beta x} (C_1 \cos \beta x + i C_2 \sin \beta x)$$

$$\begin{aligned} w' &= -\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} + \beta e^{-\beta x} (C_1 \cos \beta x + i C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (-\beta C_1 \sin \beta x + i \beta C_2 \cos \beta x) \\ &= -\beta e^{-\beta x} (C_1 \cos \beta x + i C_2 \sin \beta x + C_1 \sin \beta x - i C_2 \cos \beta x) - \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \end{aligned}$$

$$w'' = \beta^2 e^{-\beta x} [C_1 \cos \beta x + i C_2 \sin \beta x + C_1 \sin \beta x - i C_2 \cos \beta x + C_1 \sin \beta x - i C_2 \cos \beta x - C_1 \cos \beta x - i C_2 \sin \beta x]$$

La condition d'équilibre dans la direction des θ ne se distingue pas de celle déjà utilisée dans la théorie des membranes. En tenant compte de la déformation de la coque conduit à des déplacements élastiques suivant les trois directions ultérieures, et des deux forces transversales on arrive aux relations suivantes :

$$N_x = \frac{D(1-\nu^2)}{a} w$$

$$\text{avec } D = \frac{Et^3}{1-\nu^2}$$

$$M_x = -Kw''$$

$$K = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$T_x = Kw'''$$

L'équation générale des réservoirs :

$$(Kw''')'' + Da^2(1-\nu^2)w = p_r a^2$$

$$p_r = \gamma(h-x)$$

p_r : pression de l'eau.

L'état de membrane $N_x = \gamma a^2 (h-x)$ donne une solution particulière

$$w = \frac{\gamma a^2 (h-x)}{D(1-\nu^2)}$$

$$w'' = 2\beta^2 e^{-\beta x} (c_1 \sin \beta x - i c_2 \cos \beta x)$$

$$w''' = -2\beta^3 e^{-\beta x} (c_1 \sin \beta x - i c_2 \cos \beta x - c_1 \cos \beta x - i c_2 \sin \beta x)$$

$$w'''' = -2\beta^4 e^{-\beta x} [(c_1 (\sin \beta x - \cos \beta x) - i c_2 (\sin \beta x + \cos \beta x))]$$

* Détermination des constantes c_1 et c_2

Les conditions sur un bord encastré s'écrivent.

$$\left. \begin{array}{l} w = 0 \\ w' = 0 \end{array} \right\} \text{ pour } x = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} w = 0 \\ w' = 0 \end{array} \right\} \text{ " } x = 0$$

$$w = 0 \rightarrow \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} h + c_1 = 0 \rightarrow c_1 = -\frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} \quad (1)$$

$$w' = 0 \rightarrow \frac{-\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} - \beta (c_1 - i c_2) = 0 \rightarrow (c_1 - i c_2) = \frac{-\gamma a^2}{\beta D(1-\nu^2)}$$

$$\rightarrow i c_2 = c_1 + \frac{\gamma a^2}{\beta D(1-\nu^2)} \rightarrow c_2 = \frac{1}{i} \left(\frac{-\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} + \frac{\gamma a^2}{\beta D(1-\nu^2)} \right)$$

$$\rightarrow c_2 = \frac{1}{i} \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left[\frac{1}{\beta} - h \right]$$

$$c_1 = \frac{-\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)}$$

$$c_2 = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left(\frac{1}{\beta} - h \right)$$

D'où

$$w = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} (h-x) + e^{-\beta x} \left(\frac{-\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} \cos \beta x + \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left[-h + \frac{1}{\beta} \right] \sin \beta x \right)$$

$$\omega = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left[(h-x) - e^{-\beta x} \left(h \cos \beta x + h - \frac{1}{\beta} \right) \right]$$

$$\omega'' = 2\beta^2 e^{-\beta x} \left[-\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} h \sin \beta x - \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left(-h + \frac{1}{\beta} \right) \cos \beta x \right]$$

$$M_x = K\omega'' = \frac{2Kz^2 e^{-\beta x}}{D(1-\nu^2)} \left(-\gamma \sin \beta x - \gamma \left(-h + \frac{1}{\beta} \right) \cos \beta x \right)$$

$$\text{Or } \frac{K}{D} = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{(1-\nu^2)}{Et} = \frac{t^2}{12}$$

donc :

$$M_x = \frac{t^2 \gamma z^2 e^{-\beta x}}{6(1-\nu^2)} \left[-h \sin \beta x + \left(h - \frac{1}{\beta} \right) \cos \beta x \right]$$

$$N_x = \frac{D(1-\nu^2)\omega}{a} = \gamma a (h-x) + e^{-\beta x} \left[-\gamma a h \cos \beta x + \gamma a \left(\frac{1}{\beta} - h \right) \sin \beta x \right]$$

$$T = K\omega''' = K \left[2\beta^3 e^{-\beta x} \left(\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left(\frac{1}{\beta} - h \right) - \frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} \right) \cos \beta x + \left(\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left(\frac{1}{\beta} - h \right) + \frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} \right) \sin \beta x \right]$$

$$T = \frac{z^3 t^2 \gamma e^{-\beta x}}{6(1-\nu^2)a} \left[\left(\frac{1}{\beta} - 2h \right) \cos \beta x + \left(\frac{1}{\beta} \sin \beta x \right) \right]$$

2^{ème} cas :

Encastrement dans la ceinture.

On pose $C_1 = C_2 = 0$ et nous déterminons C_3 et C_4

$$\omega = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} (h-x) + e^{-\beta x'} \left(C_3 \cos \beta x' + C_4 \sin \beta x' \right)$$

avec $x' = h-x$

Les conditions sur un bord encastéré s'écrivent :

$$\begin{cases} w = 0 & \text{pour } x' = 0 \\ w' = 0 & \text{pour } x' = 0 \end{cases}$$

$$w = 0 \longrightarrow C_3 = 0$$

$$w' = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} - \beta e^{-\beta x'} (C_3 \cos \beta x' + i C_4 \sin \beta x') + e^{-\beta x'} (-C_3 \beta \sin \beta x' + i C_4 \beta \cos \beta x')$$

$$w' = 0 = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} - \beta (C_3) + (i C_4 \beta) = 0 \longrightarrow i C_4 = -\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}$$

d'où
$$C_4 = -\frac{1}{i} \left(\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \right)$$

$$w = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} x' + e^{-\beta x'} \left(-\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \sin \beta x' \right)$$

$$w = \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} \left[x' - e^{-\beta x'} \sin \beta x' \right]$$

d'où :

$$w(x') = \frac{\gamma a^2}{Et} \left[x' - e^{-\beta x'} \sin \beta x' \right]$$

$$w'_{(x')} = \frac{\gamma a^2}{Et} \left[1 + \beta e^{-\beta x'} \sin \beta x' - e^{-\beta x'} \beta \cos \beta x' \right]$$

$$w'_{(x')} = \frac{\gamma a^2}{Et} \left[1 + \beta e^{-\beta x'} (\sin \beta x' - \cos \beta x') \right]$$

$$w''_{(x')} = \frac{\gamma a^2}{Et} \left[+ 2\beta^2 e^{-\beta x'} \cos \beta x' \right]$$

$$w''_{(x')} = \frac{2\beta^2 \gamma a^2}{Et} e^{-\beta x'} \cos \beta x'$$

$$M(x') = Kw'' = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \frac{2\beta^3 \gamma a^2}{Et} e^{-\beta x'} \cos \beta x'$$

$$M(x') = \frac{t^3 \beta^3 \gamma a^2}{6(1-\nu^2)} e^{-\beta x'} \cos \beta x'$$

$$N\psi(x') = \frac{D(1-\nu^2)}{a} \omega = \gamma a (x' - e^{-\beta x'} \sin \beta x')$$

$$\begin{aligned} T(x') &= \frac{\partial M}{\partial x'} = \frac{t^3 \beta^3 \gamma a^2}{6(1-\nu^2)} \left[-\beta e^{-\beta x'} \cos \beta x' + e^{-\beta x'} (-\beta \sin \beta x') \right] \\ &= \frac{t^3 \beta^3 \gamma a^2}{6(1-\nu^2)} e^{-\beta x'} \left[-\cos \beta x' - \sin \beta x' \right] \end{aligned}$$

$$T(x') = -\frac{t^3 \beta^3 \gamma a^2}{6(1-\nu^2)} e^{-\beta x'} \left[\cos \beta x' + \sin \beta x' \right]$$

La déformée de la paroi (encastrement en bas)

$$\omega = \frac{\gamma h a^2}{Et} \left[\left(1 - \frac{x}{h} \right) + \frac{e^{-\beta x} \sin \beta x}{\beta h} - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right]$$

$$\gamma h = P_0$$

D'après la loi de Hook donne la contrainte de déformation σ'

$$\frac{\Delta a}{a} = \frac{\sigma'}{E} = \frac{\omega}{a} \longrightarrow \sigma' = \frac{E\omega}{a}$$

alors :

$$\sigma' = -\frac{P_0 a}{t} \left[\left(1 - \frac{x}{h} \right) + \left(\frac{e^{-\beta x} \sin \beta x}{\beta h} \right) - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right]$$

La déformée de la paroi (encastrement en haut)

$$w(x') = \frac{\gamma a^3}{Et} \left[x' - e^{-\beta x'} \sin \beta x' \right]$$

$$\sigma'_{(x')} = \frac{Ew}{a} = \frac{\gamma a}{t} \left[x' - e^{-\beta x'} \sin \beta x' \right]$$

ETUDE
DE LA
COUPOLE

ETUDE DE LA COUPOLE

$D = 31 \text{ m}$

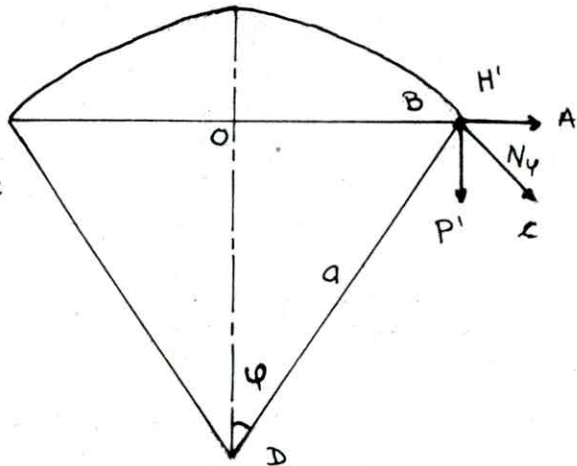
$f \approx \frac{D}{10} = 3,10 \text{ m}$

$f < \frac{D}{2} \rightarrow$ cas d'une coupole surbaissée

$r = 15,5 \text{ m}$

$h = 6,65 \text{ m}$

h : hauteur de l'eau.



Méthode utilisée : (pratique)

N_θ : effort suivant les méridiens

H' : poussée horizontale par mètre de pourtour.

N_θ : effort suivant les parallèles

a/ Charges

- Soit p le poids propre par mètre carré.

- Soit S la surface de la coupole (calotte sphérique)

$$S = 2\pi a f$$

- P : le poids total de la coupole $P = 2\pi a f p$

- P' : poids total de la coupole par mètre de pourtour.

$$P' = \frac{2\pi a f p}{2\pi r} = \frac{p a f}{r} \quad \textcircled{1}$$

Or $r^2 = f(2a - f) \rightarrow a = \frac{r^2 + f^2}{2f}$

On remplace dans $\textcircled{1} \rightarrow P' = \frac{p f (r^2 + f^2)}{2 f r} = \frac{p (r^2 + f^2)}{2 r}$

L'effort normal étant tangent à la coupole en a , d'après les triangles semblables BOD et BAC :

$$\frac{H'}{a-f} = \frac{P'}{r} \quad \text{d'où} \quad H' = \frac{p f (r^2 + f^2)}{2 f r} \cdot \frac{(a-f)}{r} \quad (2)$$

$$\text{Or } a-f = \frac{r^2 + f^2}{2f} - f = \frac{r^2 - f^2}{2f}$$

On remplaçant dans l'équation (2) on obtient

$$H' = \frac{p (r^4 - f^4)}{4 f r^2} \quad (3)$$

Notre surbaissément est important, donc on peut négliger f^4 devant

$$\text{d'où (3) devient} \quad H' = \frac{p r^4}{4 f r^2} = \frac{p r^2}{4 f} \quad (4)$$

b/ Surcharges.

Now considérons une surcharge q par mètre carré de projection horizontale nous calculerons de même P_q .

$$* P_q = \pi r^2 q$$

$$* \text{Par mètre de pourtour on a } P_q' = \frac{\pi r^2 q}{2\pi r} = \frac{q r}{2}$$

$$* H_q' = \frac{q r}{2} \frac{(r^2 - f^2)}{2 f r} = \frac{q (r^2 - f^2)}{4 f} \quad (5)$$

il suffit de faire le calcul dans le cas de charge et de surcharge

$$H' = \frac{p (r^4 - f^4)}{4 f r^2}$$

* L'effort de compression dans les méridiens est :

$$N_y = \sqrt{H'^2 + P'^2}$$

avec lequel on vérifie la contrainte de compression dans le sens du méridien.

$$\sigma_b' = \frac{N_y}{b.e} = \frac{N_y}{100e} \leq \frac{\bar{\sigma}_{b0}}{2}$$

e : épaisseur de la coupole en cm.

APPLICATION

a/ Charges :

$$f = 3,10 \text{ m}$$

$$h = 6,65 \text{ m}$$

$$r = 15,5 \text{ m}$$

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

$$a = \frac{r^2 + f^2}{2f} = 40,3 \text{ m}$$

$$S = 2\pi a f = 784,96 \text{ m}^2$$

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

- Etanchéité, isolation : $p_{ei} = 40 = \frac{40 \text{ daN/m}^2}{240 \text{ daN/m}^2}$

b/ Surcharges :

- Surcharge d'exploitation $q = 100 \text{ daN/m}^2$

- Sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre.

$$S_1 = G + 1,2P = 240 + 1,2 \cdot 100 = 360 \text{ daN/m}^2$$

* Calcul des efforts :

$$P'_p = \frac{p a f}{r} = \frac{240 \times 40,3 \times 3,10}{15,5} = 1934,40 \text{ daN/m}$$

$$P'_q = \frac{q r}{2} = \frac{100 \times 15,5}{2} = 775 \text{ daN/m}$$

$$P' = 1934,40 + 775 = 2709,40 \text{ daN/m}$$

$$H' = \frac{S_1 (r^4 - f^4)}{4 f r^2} = \frac{360 (15,5^4 - 3,10^4)}{4 \times 3,10 \times 15,5^2} = 6963,84 \text{ daN/m}$$

donc $H' = 6964 \text{ daN/m}$

* L'effort de compression dans les méridiens

$$N_y = \sqrt{H'^2 + P'^2} = \sqrt{6964^2 + 2709,4^2} = 7472,50 \text{ daN/m}$$

$$N_y = 7472,50 \text{ daN/m}$$

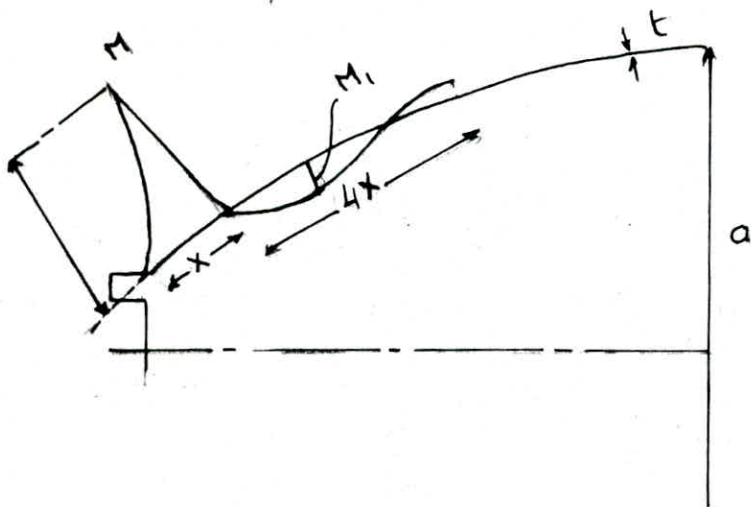
- Vérification à la compression : $\sigma'_b = \frac{N_y}{100e} = \frac{7472,5}{100 \times 8} = 9,34 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = 9,34 < \frac{\bar{\sigma}_{b0}}{2}$$

- Vérification de cisaillement

$$\tau_b = \frac{P'}{100 \times} = \frac{2709,40}{800} = 3,39 < \bar{\tau}_b$$

Il faut cependant noter l'existence d'un moment assez faible, dans la partie inférieure de la coupole, qui est généralement calculé par la méthode approximative suivante donnée par le DESIGN OF THIN SHELL STRUCTURES.



$$x = 0,6 \sqrt{at} = 0,6 \sqrt{40,3 \times 0,08} = 1,077 \text{ m} \approx 1,08 \text{ m}$$

Le moment M est donné par :

$$M \approx \frac{P' x^2}{2} = \frac{2709,40 \times 1,08^2}{2} = 1,58 \text{ t.m}$$

Le moment M_1 est donné par :

$$M_1 \approx \frac{M}{7,5} = 0,21 \text{ t.m}$$

Calcul des armatures

Etant donné que la coupole est une pièce comprimée, il faut prévoir pour les armatures placées suivant les méridiens un pourcentage de l'ordre de grandeur de celui adopté pour les pièces soumises à la compression simple.

On prévoit alors des armatures suivant les méridiens de section.

$$A_m = 0,30e \rightarrow A_m = 0,30 \times 8 = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 2,80 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA } 8 / \text{m} \rightarrow A = 2,82 \text{ cm}^2$$

Et quand l'écartement des armatures placées suivant les méridiens devient trop faible, on arrête une sur deux.

Les armatures placées suivant les parallèles servent d'armatures de répartition

$$\text{alors : } A_p = \frac{1}{2} A_m = \frac{2,82}{2} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ HA } 6 / \text{m} \rightarrow A_p = 1,69 \text{ cm}^2$$

N.B.

Vue la présence du moment M dans la partie inférieure de la coupole
On répartit deux nappes d'armature suivant les méridiens et suivant les parallèles jusqu'à $x = 1,10 \text{ m}$ et il est recommandé ainsi d'augmenter l'épaisseur de la coupole dans cette partie. On la prendra égale à 12 cm .

ETUDE
DE LA
CEINTURE

ETUDE DE LA CEINTURE

Nous avons un effort de traction dans la ceinture qui est dû à l'effort horizontal de la coupole.

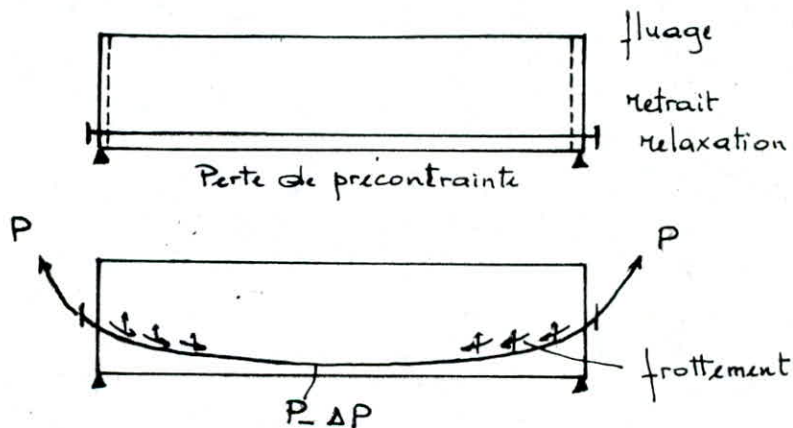
$$T = H \cdot r = 6964 \cdot 15,65 = 108986,6 \text{ daN} \approx 109 \text{ t}$$

L'effort de traction est très grand d'où la nécessité, d'un énorme apport d'armatures, et d'une section considérable de béton.

Par raison d'économie, on prévoit une ceinture en béton précontraint. L'effort initial de précontrainte doit être supérieur ou égal à l'effort de traction T augmenté des pertes de tensions éventuelles.

Evaluation des pertes de précontrainte

Les différents facteurs tels que les déformations différées du béton, la relaxation de l'acier entraînent une diminution de la force de précontrainte.



- Pour atteindre une force de P au milieu, il faut tendre avec une force $P + \Delta P$ de façon générale on distingue sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre une force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné, en effet pour obtenir une force finale de précontrainte déterminée, il faut appliquer à l'élément une force de précontrainte initiale supérieure.

I/ Définitions: Les pertes instantanées, sont des pertes qui ont lieu au cours de la mise en tension; et les pertes différées sont des pertes qui ont lieu avec le temps.

Calcul des pertes

a/ Retrait du béton

Le retrait est le raccourcissement accompagnant la prise du ciment. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température qui entraîne un certain raccourcissement ΔL .

$$\Delta \sigma_r = \xi_r E_a$$

avec $\xi_r = k_b \cdot \xi_c \cdot k_c \cdot k_p$ et $E_a = 2,1 \cdot 10^6$

k_b : coefficient qui dépend du rapport E/c ; $E/c = 0,45 \rightarrow k_b = 1,05$

ξ_c : coefficient qui dépend des conditions climatiques :

Dans notre cas ; l'ouvrage est en plein air $\rightarrow \xi_c = 2,73 \cdot 10^{-4}$

k_c : dépend de l'épaisseur fictive de la pièce $k_c = 0,7$

k_p : dépend du pourcentage des armatures ; $k_p = \frac{1}{1 + n w} \approx 1$

D'où $\Delta \sigma_r = 1,05 \cdot 2,73 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 421,4 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta \sigma_r = 4,214 \text{ kg/mm}^2$$

b/ Fluage du béton

La déformation différée est prise approximativement égale à $2 \cdot \frac{\Delta l}{l}$ où $\frac{\Delta l}{l}$ est la déformation instantanée du béton.

Si l'on appelle $\Delta \sigma'_{fl}$ la chute de tension dans les câbles et σ'_b la contrainte moyenne du béton au niveau des câbles alors :

On a : $\frac{\Delta \sigma'_{fl}}{E_a} = 2 \cdot \frac{\Delta l}{l} = 2 \cdot \frac{\sigma'_b}{E_i}$ où E_i = module d'élasticité instantané du béton.

et σ'_b : contrainte de compression du béton due à l'action de longue durée au niveau des câbles.

$\sigma'_b \approx 90 \text{ kg/cm}^2$ (valeur moyenne dans les cas courants).

$$E_i = 450.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{2 \cdot 90}{450000} \cdot 2,1 \cdot 10^4 = 840 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 8,40 \text{ kg/mm}^2$$

c/ Relaxation des aciers

la perte par relaxation est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{1000} \cdot 2,4}{100} \cdot \frac{(\sigma_{pi} - 0,55 Rg)}{0,25 Rg} \sigma_{pi}(x) \\ \frac{f_{3000} + 2,5}{100} \cdot \frac{(\sigma_{pi} - 0,55 Rg)}{0,25 Rg} \sigma_{pi}(x) \end{array} \right.$$

Rg : contrainte de rupture garantie

σ_{pi} : " initiale après pertes instantanées

Mais en absence des données des valeurs f_{1000} et f_{3000} on calcule comme suit :

$$\Delta\sigma_{rel} = (850)\%$$

avec σ_0 : tension initiale.

$$\sigma_0 = 0,85 Rg = 0,85 \cdot 153 = 130,05 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{d'où } \Delta\sigma_{rel} = 10,40 \text{ kg/mm}^2$$

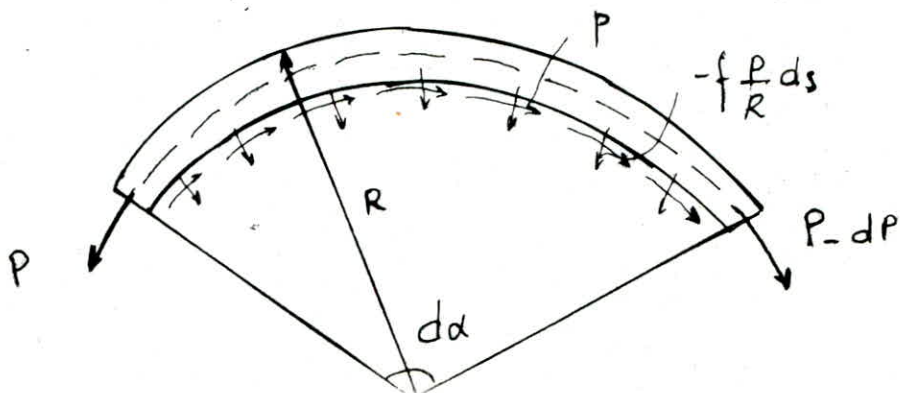
d/ Pertes dues à la non-simultanéité des mises en tension

Ces pertes sont données par :

$$\Delta\sigma_{Tc} = \frac{1}{4} \Delta\sigma_{fl} \left(1 - \frac{1}{N} \right) \quad N : \text{étant le nombre des cables.}$$

$$\text{d'où } \Delta\sigma_{Tc} = \frac{1}{4} \cdot 8,40 \left(1 - \frac{1}{12} \right) = 1,93 \approx 2 \text{ kg/mm}^2$$

e/ Perte par frottement



Quand on tend un fil courbe avec une force P , il provoque des pressions normales de $p = \frac{P}{R} ds$

Quand le fil se déplace, il engendre une force de frottement et cette force de frottement est proportionnelle à la force P .

$$dP = - \frac{P ds f}{R}$$

$$\frac{dP}{P} = - f \frac{ds}{R} \Rightarrow \frac{dP}{P} = - f d\alpha \rightarrow d\alpha = \frac{ds}{R}$$

et il en résulte que si à l'une de ces extrémités, une armature est tendue avec une force P_0 , sa force de traction P , après une déviation angulaire de α (rad) s'écrit. $P = P_0 e^{-f\alpha}$

En pratique on distingue 2 sortes de déviations.

1°) déviations par courbure.

2°) déviations locales ou accidentelles de l'armature ou "gaine" par rapport au tracé théorique, et enfin on a :

$$P = P_0 e^{-(f\alpha + \ell l)}$$

l : longueur de l'armature

α : la somme des armatures absolues des déviations successives.

k : coefficient de frottement local

f : coefficient de frottement globale.

$$P = P_0 e^{-(f\alpha + \ell l)}$$

$$f = 0,15 \div 0,24 \quad ; \quad \ell = 0,001 \div 0,003 \text{ m}^{-1}$$

f : (Nature de gaine, surface de fil)

En pratique pour les tracés usuels des armatures on peut développer en série d'exponentielles et prendre les deux premiers termes.

$$P \approx P_0 [1 - (f\alpha + \ell l)]$$

α : radian ; l : mètre

On prend $n = 3$

Vérification à la rupture :

Alors la force par câble est: $f = \frac{131,68}{3} = 43,89 \approx 44 \text{ t}$

Calcul de la force limite d'utilisation : F_L

Sachant que le pourcentage des pertes est de 22% on a :

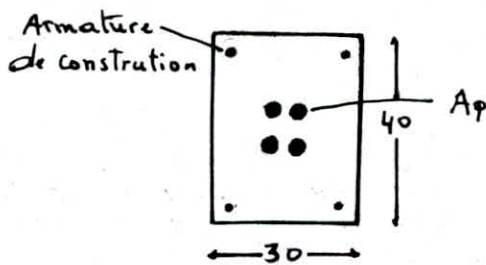
$$F_L = 0,85 \sigma_{R6} \times S \times 0,78$$

σ_{R6} : contrainte de rupture = 153 kg/mm^2

S : Section de l'unité $12\phi 7 = 462 \text{ mm}^2$

d'où $F_L = 46,86 \text{ t}$.

On constate que $f = 44 \text{ t} < 46,86 \text{ t}$



Vu que la force d'utilisation est proche de la force limite on préfère choisir 4 unités de $12\phi 7$ tirés à $f = \frac{131,68}{4} \approx 33 \text{ t}$ chacun.

Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$\sigma' = \frac{F}{S'} = \frac{131,68 \cdot 10^3}{40 \cdot 80} = 109,73 \approx 110 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}' = 128,52 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à la torsion de la ceinture

L'existence d'un moment dans la partie inférieure de la coupole introduit une torsion dans la ceinture qui engendre des contraintes de cisaillement dans celle-ci.

Le cisaillement maximal est donné par : $\tau_{bm} = \frac{k M_t}{a^2 b}$

Avec :

M_t : moment de torsion agissant sur la section.

a : petit côté de la section.

b : grand côté de la section.

k : coefficient qui dépend du rapport a/b

Soit la section de la ceinture : $a = 30 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{a} = \frac{40}{30} = 1,33 \longrightarrow k = 4,53$$

$$M_t = 1,58 \text{ t.m}$$

$$\text{d'où } \tau_{b_m} = \frac{4,53 \cdot 1,58 \cdot 10^5}{30 \times 40} = 19,88 \text{ kg/cm}^2$$

Comme $\frac{b}{a} < 3,5$ les règles CCBA 68 donnent le pourcentage d'armatures transversales par :

$$\bar{\omega}_t = \frac{a+b}{3b} \times \frac{\tau_{b_m}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{30+40}{3 \times 40} \times \frac{19,88}{1470} = 0,0078$$

- La section B du béton est :

$$B = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$$

- Le volume par cm^2 : $0,0078 \times 1200 \times 1 = 9,36 \text{ cm}^2$

On choisit de répartir des cadres en $\phi 10$ (de section $0,78 \text{ cm}^2$)

- Le volume d'un cadre à pour valeur :

$$0,78 (26 + 36) 2 = 96,72 \text{ cm}^2$$

L'espacement "t" est donné par :

$$t = \frac{96,72}{9,36} = 10,33 \text{ cm}$$

donc On prend $t = 10 \text{ cm}$.

ETUDE
DE LA
PAROI

ETUDE DE LA PAROI

Pour le calcul nous considérons deux cas :

1^{er} cas : Le réservoir est plein, en négligeant la poussée des terres.

2^{im} cas : Le réservoir est vide et soumis à l'action des terres enterrées

à 3 m.

1^{er} cas : Réservoir plein.

calcul :

$$z = \sqrt{\frac{3a^2}{t^2}(1-\nu^2)}$$

avec :

t : épaisseur de la paroi

a : rayon intérieur de réservoir $a = 15,5 \text{ m}$

ν : coefficient de poisson $\nu = 0,15$ pour le béton.

w : déplacement radial de l'élément de paroi.

$$z = \sqrt{\frac{3 \cdot \frac{15,5^2}{0,15^2} (1 - 0,15^2)}{0,15^2}} = 13,302$$

$$\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$$

$$\beta = \frac{z}{a} = \frac{13,302}{15,5} = 0,86$$

Récapitulation des éléments de réduction :

a) Bord inférieur encasturé

$$* M(x) = \frac{t^2 z^2 \gamma e^{-\beta x}}{6(1-\nu^2)} \left[-h \sin \beta x + \left(h - \frac{1}{\beta} \right) \cos \beta x \right]$$

$$* N_V(x) = \gamma a (h-x) + e^{-\beta x} \left[-\gamma a h \cos \beta x + \gamma a \left(\frac{1}{\beta} - h \right) \sin \beta x \right]$$

$$* T(x) = \frac{z^2 t^2 \gamma e^{-\beta x}}{6(1-\nu^2) a} \left[\left(\frac{1}{\beta} - 2h \right) \cos \beta x + \left(\frac{1}{\beta} \sin \beta x \right) \right]$$

b) Bord supérieur encasturé

$$* M(x') = \frac{t^2 \beta^2 \gamma a^2}{6(1-\nu^2)} e^{-\beta x'} \cos \beta x'$$

$$* N_e(x') = \gamma a (x' - e^{-\beta x'} \sin \beta x')$$

$$* T(x') = \frac{t^2 \beta^3 \gamma a^2}{6(1-\nu^2)} e^{-\beta x'} [\cos \beta x' + \sin \beta x']$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants:

Tableau donnant les valeurs du M, N_e, T sous la pression d'eau.

x (m)	βx (rad)	cos βx	sin βx	$e^{-\beta x}$	M (t.m/ml)	N _e t/ml	T t/ml
0	0,00	1,00	0,00	1,00	+5,56	0,00	-10,37
0,5	0,43	0,91	0,42	0,65	+1,51	16,80	-5,46
1,0	0,86	0,65	0,76	0,42	-0,56	49,03	-2,57
1,5	1,29	0,28	0,96	0,27	-1,27	76,72	-0,57
2,0	1,72	-0,15	0,99	0,18	-1,31	92,98	+0,42
2,5	2,15	-0,55	0,84	0,12	-1,02	99,32	+0,77
3,0	2,58	-0,85	0,53	0,07	-0,57	97,14	+0,65
3,5	3,01	-0,99	0,13	0,05	-0,39	90,24	+0,52
4,0	3,44	-0,95	-0,29	0,03	-0,10	79,75	+0,29
4,5	3,87	-0,75	-0,66	0,02	+0,04	69,01	+0,14
5,0	4,30	-0,40	-0,92	0,01	+0,04	57,56	+0,034
5,5	4,73	0,02	-0,99	0,009	+0,06	47,61	-0,009
6,0	5,16	0,43	-0,90	0,006	+0,05	37,50	-0,031
6,5	5,59	0,77	-0,64	0,004	+0,03	27,77	-0,034
7,0	6,02	0,97	-0,26	0,002	+0,01	18,38	-0,021
7,5	6,45	0,99	0,17	0,002	+0,009	8,96	-0,020
8,0	6,88	0,83	0,56	0,001	0	0	-0,008

x'	$\beta x'$	$\cos x'$	$\sin x'$	$e^{-\beta x'}$	$M(x')_{t \rightarrow \infty}$	$T(x')_{t \rightarrow \infty}$
0,0	0,00	1,00	0,00	1,00	+0,818	-0,70
0,5	0,43	0,91	0,42	0,65	+0,484	-0,61
1,0	0,86	0,65	0,76	0,42	+0,223	-0,42
1,5	1,29	0,28	0,96	0,27	+0,062	-0,24
2,0	1,72	-0,15	0,99	0,18	-0,022	-0,11
2,5	2,15	-0,55	0,84	0,12	-0,054	-0,024
3,0	2,58	-0,85	0,53	0,07	-0,049	+0,016
3,5	3,01	-0,99	0,13	0,05	-0,040	+0,030
4,0	3,44	-0,95	-0,29	0,03	-0,023	+0,026
4,5	3,87	-0,75	-0,66	0,02	-0,012	+0,020
5,0	4,30	-0,40	-0,92	0,01	-0,003	+0,009
5,5	4,73	+0,02	-0,99	0,009	+0,0001	+0,006
6,0	5,16	+0,43	-0,90	0,006	+0,002	+0,002
6,5	5,59	+0,77	-0,64	0,004	+0,003	-0,0004
7,0	6,02	+0,97	-0,26	0,002	+0,0015	-0,001
7,5	6,45	+0,99	+0,17	0,002	+0,0016	-0,002
8,0	6,88	+0,83	+0,56	0,001	+0,0007	-0,001

Diagramme des moments dus
à la poussée hydrostatique.

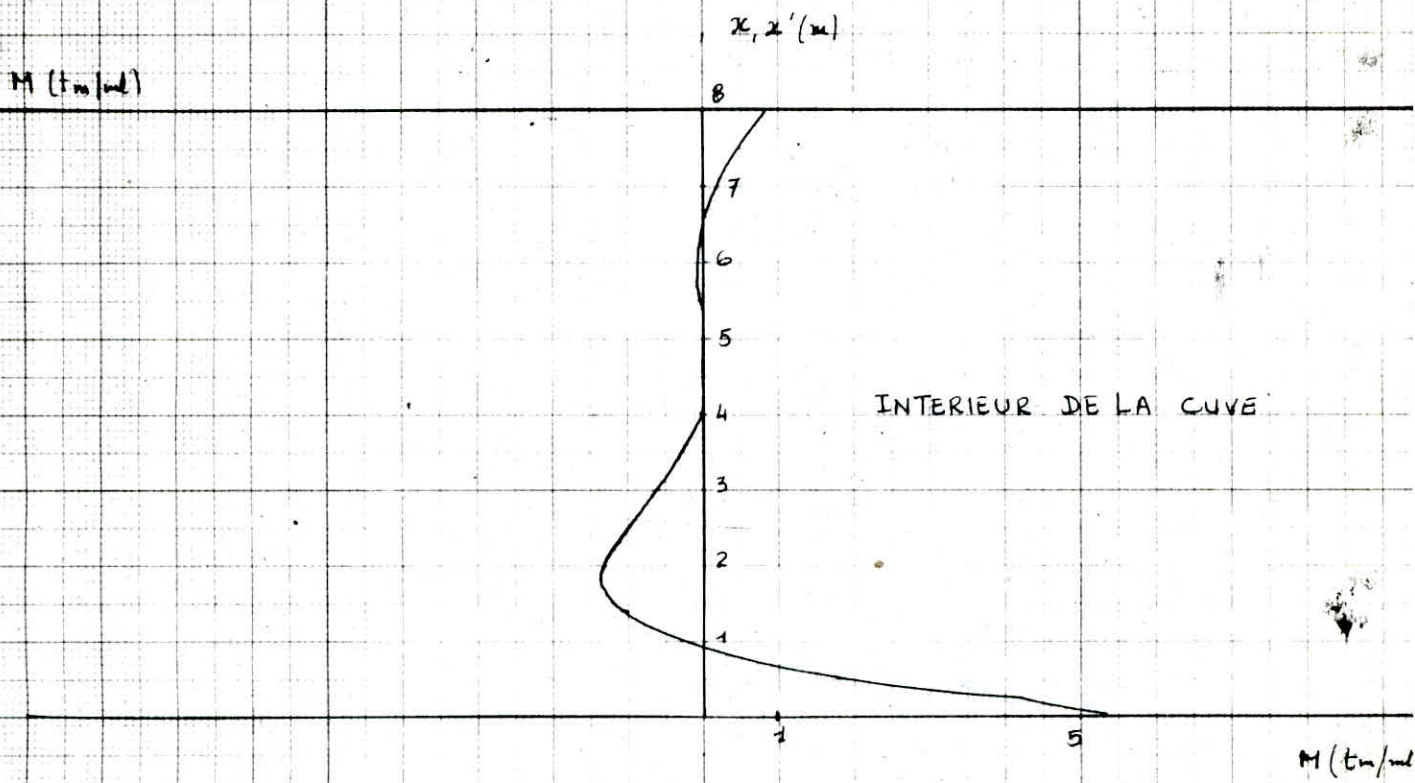
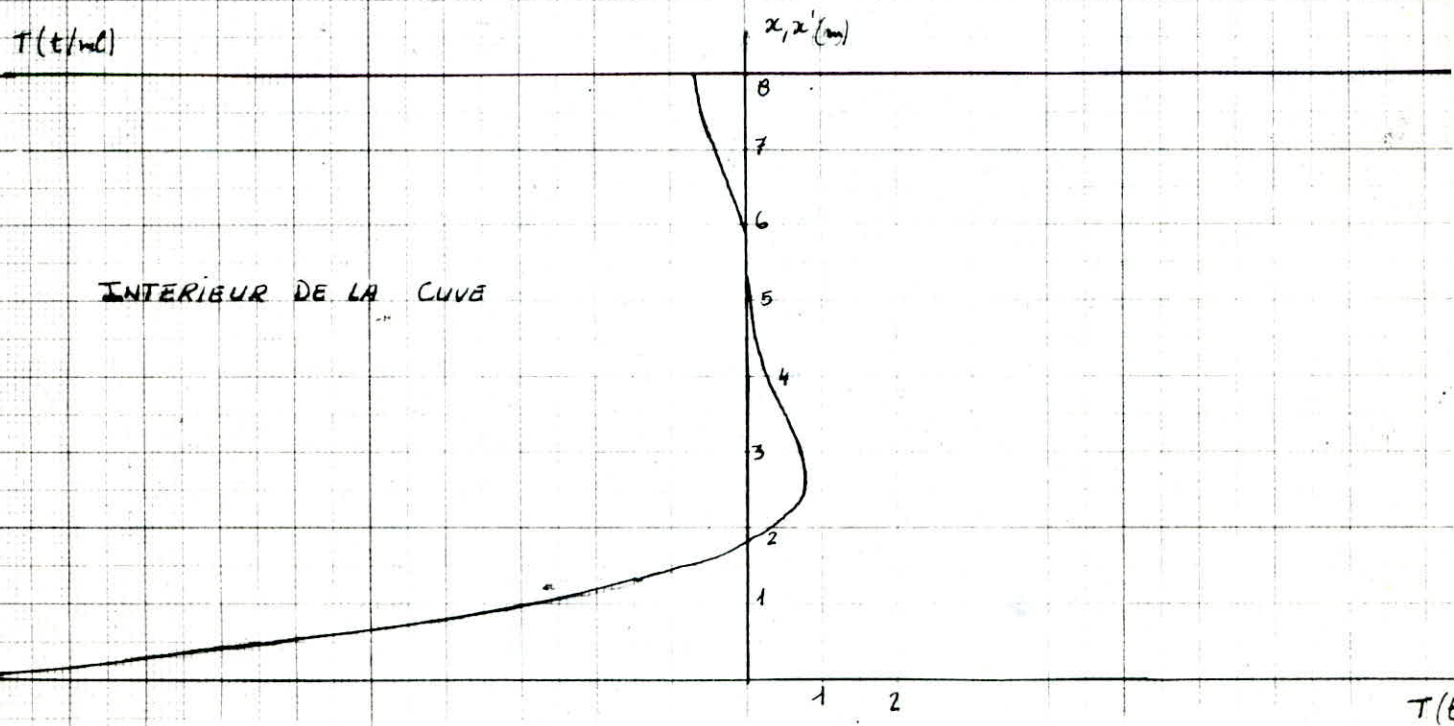


Diagramme des efforts tranchants
dus à la poussée hydrostatique



Contraintes de déformation dues aux poussées hydrostatiques

x	σ'_{kg/cm^2}	x	σ'_{kg/cm^2}	x	σ'_{kg/cm^2}	x	σ'_{kg/cm^2}
0,0	0,00	2,5	-66,76	5,0	-38,38	7,5	-5,97
0,5	-11,17	3,0	-64,76	5,5	-31,74	8,0	0,00
1,0	-32,66	3,5	-60,16	6,0	-25,00		
1,5	-51,13	4,0	-53,16	6,5	-18,51		
2,0	-61,97	4,5	-46,00	7,0	-12,25		

2^{ème} cas : Réservoir vide est soumis à l'action des terres.

Le réservoir est enterré à 3m

Le remblai est constitué de tout venant compacté dont les caractéristiques sont :

Δ : poids spécifique . $\Delta = 1,8 t/m^3$

c : Cohesion . $c = 0$

φ : angle de frottement . $\varphi = 30^\circ$

Calcul de P

Selon Boussinesq-Flament

$$P = \frac{k \Delta h^2}{2} \quad \text{d'où} \quad P = 0,32 \times 1800 \times \frac{3^2}{2} = 2592 \text{ kg/m}$$

k : coefficient des poussées en fonction de φ

$$\varphi = 30^\circ \longrightarrow k = 0,32$$

h = hauteur du mur sur lequel agit P

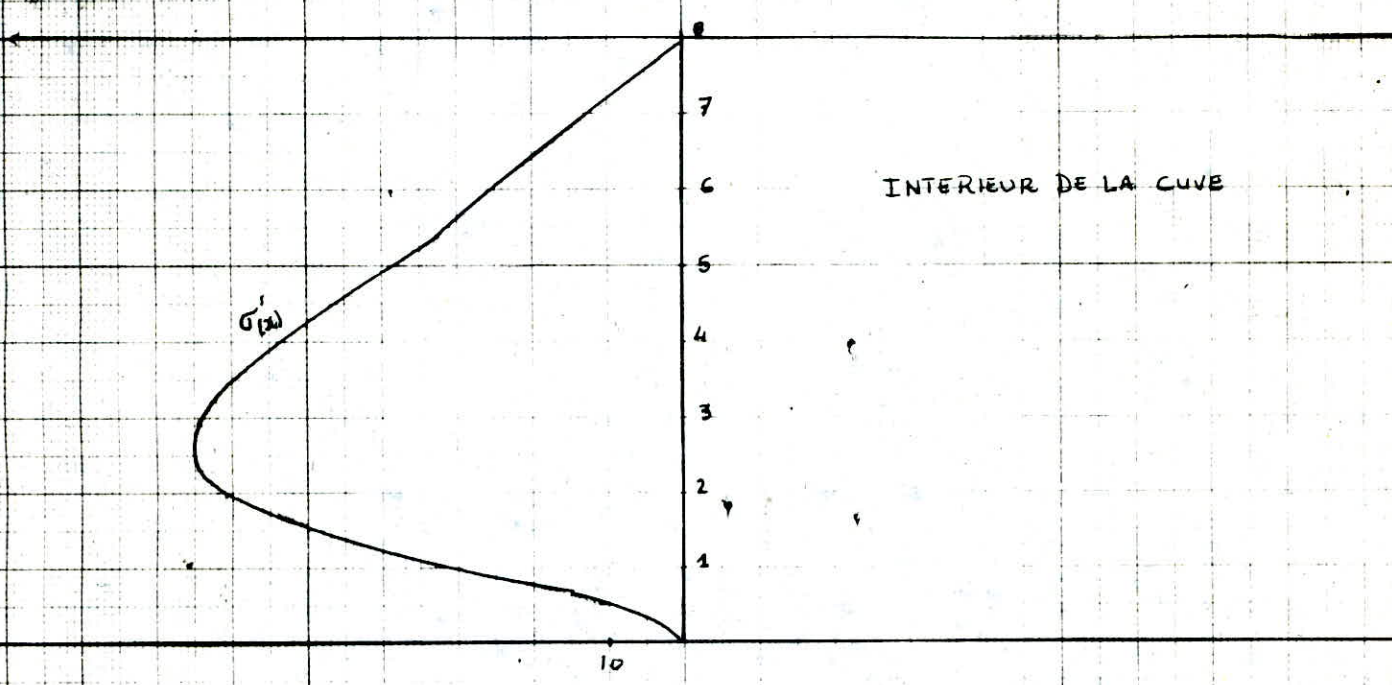
Calcul des éléments de réduction

1^{er} cas : Bord inférieur encastré :

$$w_{(x)} = -\frac{Pq'}{Ee} \left[\left(1 - \frac{x}{h}\right) + \frac{e^{-\beta x} \sin \beta x}{\beta h} - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right]$$

CONTRAINTES DE DEFORMATION

Poussée hydrostatique.



$$M(x) = \frac{-t^2 z^2 P}{6(1-\nu^2)} e^{-\beta x} \left[-\sin \beta x + \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \cos \beta x \right]$$

$$N\varphi(x) = Pa \left(1 - \frac{x}{h}\right) + e^{-\beta x} \left[-Pa \cos \beta x + Pa \left(\frac{1}{\beta h} - 1\right) \sin \beta x \right]$$

$$T(x) = \frac{z^3 t^2 P}{6(1-\nu^2) a} e^{-\beta x} \left[\left(\frac{1}{\beta h} - 2\right) \cos \beta x + \frac{1}{\beta h} \sin \beta x \right]$$

2^{ème} cas: Bord supérieur encastré.

$$w(x') = \frac{Pa^2}{Et} \left[\frac{x'}{h} - \frac{1}{h} e^{-\beta x'} \sin \beta x' \right]$$

$$M(x') = \frac{t^2 \beta^2 Pa^2}{6h(1-\nu^2)} e^{-\beta x'} \cos \beta x'$$

$$N\varphi(x') = Pa \left[\frac{x'}{h} - \frac{1}{h} e^{-\beta x'} \sin \beta x' \right]$$

$$T(x') = -\frac{t^2 \beta^3 Pa^2}{6h(1-\nu^2)} e^{-\beta x'} \left[\cos \beta x' + \sin \beta x' \right]$$

$$\sigma' = \frac{Ew}{a} = \frac{Pa}{t} \left[\frac{x'}{h} - \frac{1}{h} e^{-\beta x'} \sin \beta x' \right]$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

1^{er} cas

x	M tm/ml	T t/ml	Nφ t/ml	σ' kg/cm ²
0,0	-1,50	-2,79	0,00	0,00
0,5	-0,40	-1,59	4,59	-3,06
1,0	+0,15	-0,69	13,33	-8,89
1,5	+0,34	-0,14	20,93	-13,95
2,0	+0,35	+0,12	25,21	-16,81
2,5	+0,28	+0,21	26,91	-17,94
3,0	+0,15	+0,17	26,31	-17,54

2^e cas Bord supérieur encasturé

Tableau donnant les valeurs de M , N_y , T et σ'

x'	$\beta x'$	$\cos \beta x'$	$\sin \beta x'$	$e^{-\beta x'}$	$M(x')$	$N_y(x')$	$T(x')$	σ'
0,0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,22	0,00	-0,19	0,00
0,5	0,43	0,91	0,42	0,65	0,13	1,14	-0,16	0,76
1,0	0,86	0,65	0,75	0,42	0,06	3,43	-0,11	2,29
1,5	1,29	0,27	0,96	0,27	0,016	6,25	+0,06	4,17
2,0	1,72	-0,15	0,99	0,18	-0,006	9,18	-0,03	6,12
2,5	2,15	-0,55	0,84	0,12	-0,015	11,69	-0,007	8,06
3,0	2,58	-0,85	0,53	0,07	-0,013	14,93	+0,004	9,95
3,5	3,01	-0,99	0,13	0,05	-0,011	17,59	+0,008	11,73
4,0	3,44	-0,95	-0,29	0,03	-0,006	20,19	+0,007	13,46
4,5	3,87	-0,75	-0,66	0,02	-0,003	22,74	+0,005	15,16
5,0	4,30	-0,40	-0,92	0,013	-0,001	25,25	+0,003	16,83
5,5	4,73	0,018	-0,99	0,009	+0,0004	27,75	+0,002	18,50
6,0	5,16	0,43	-0,90	0,006	+0,0006	30,25	+0,0005	20,17
6,5	5,59	0,77	-0,64	0,004	+0,0007	32,76	-0,0001	21,84
7	6,02	+0,96	-0,26	0,002	+0,0004	35,27	-0,0003	23,51
7,5	6,45	+0,97	+0,17	0,002	+0,0004	37,78	-0,0004	25,19
8,0	6,88	0,83	0,56	0,001	+0,0002	40,29	-0,0003	26,87

ETUDE

HYDRODYNAMIQUE

ETUDE HYDRODYNAMIQUE

Hypothèses : Lorsqu'un réservoir couvert est entièrement plein, il n'y a naturellement pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation. Du point de vue dynamique tout se passe comme si l'ensemble, fluide - réservoir, constituait une masse unique. Par contre, dans des réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation de vagues en surface.

* Newmark a démontré qu'il suffisait d'un défaut de remplissage de 2% de la hauteur pour que les réservoirs fermés se comportent comme des réservoirs à surface libre, du point de vue de la formation des vagues.

+ * Par ailleurs la dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans les réservoirs sera négligée

+ * * Le liquide sera considéré comme incompressible.

+ * * * On considèrera que les réservoirs sont liés rigidement à leur sol de fondation, ce qui leur confère la même accélération que celle du sol.

Méthodes de Calcul

a) Méthode de Jacobsen

b) " " Hunt et Priestly

c) " " Houzner

Ces trois méthodes considèrent des hypothèses différentes selon la dépendance de la surpression dynamique par rapport au temps.

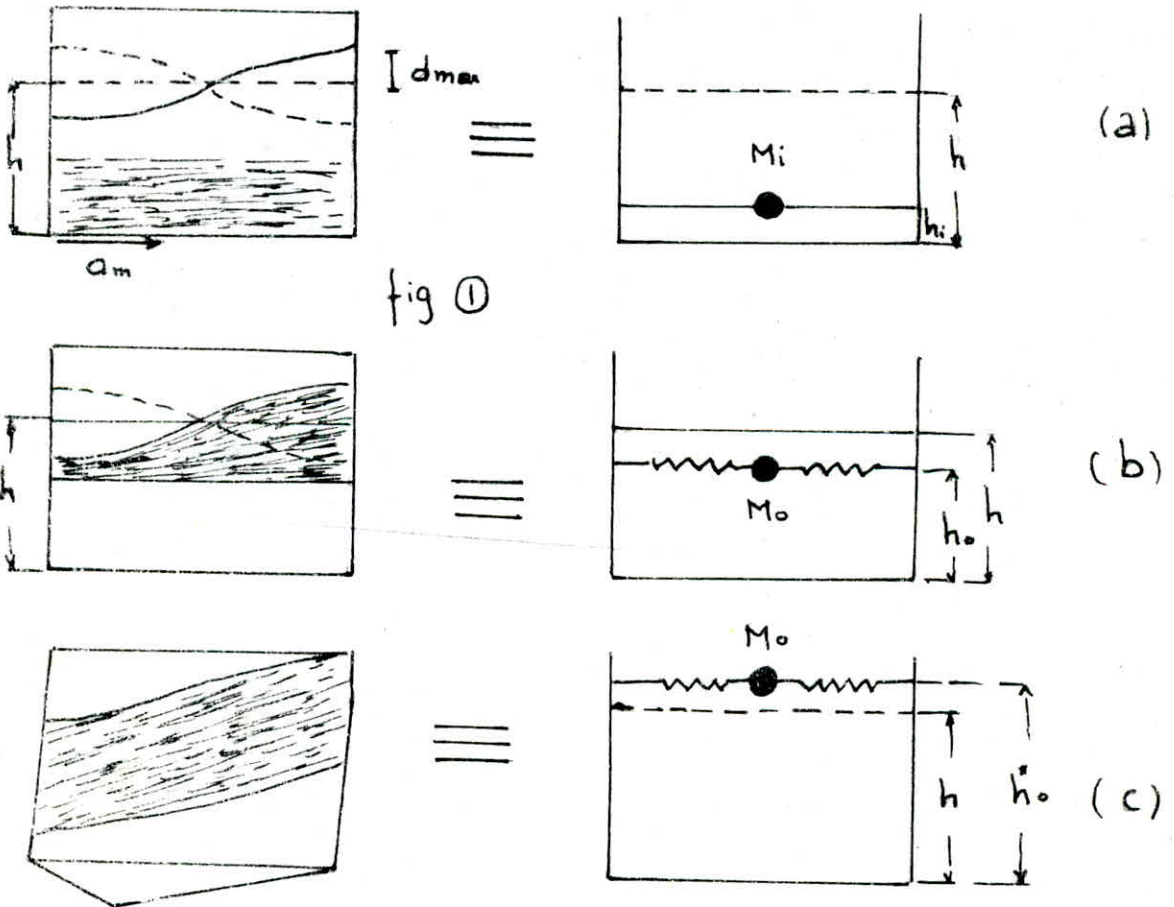
Ces méthodes donnent des résultats comparables dans le cas des réservoirs ayant un taux de remplissage $h/R < 1,5$; c'est pour quoi la méthode de Houzner plus simple d'application, sera développée. Par contre pour $h/R > 1,5$ cette dernière donne des résultats approchés à 10% près.

Méthode de Houzner

L'action du liquide est décomposée en deux actions

- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- Une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse passive, réagit par inertie, à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i , liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente la figure (1 a) définit le système équivalent des efforts d'impulsion quand on néglige les oscillations de l'eau.



- Réservoirs cylindriques

Systèmes physiques et systèmes mécaniques
équivalents

a) Equivalent mécanique des pressions d'impulsion.

b) Equivalent mécanique des pressions d'oscillation: actions sur les parois

c) Equivalent mécanique des pressions d'oscillation: actions sur les parois

et sur la base.

Quand aux efforts d'oscillation, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide dite masse active ~~se~~ met en mouvement d'oscillation pour

l'action de l'assise.

Son équivalent mécanique s'obtient en considérant n masses non retenues par du ressorts de raideurs K_n à des niveaux h_{on} ou h_{ou} , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du fluide.

* Pour le calcul du moment de flexion, les seules actions prises en compte sont

celles sur les parois; dans ce cas les masses M_{on} sont appliquées à un niveau

h_{on} fig (1b)

* Pour le calcul du moment de renversement, on prend en compte l'action

des surpressions sur le fond du réservoir; dans ce cas les masses M_{ou} sont appliquées à un niveau h_{ou} fig (1c)

Ainsi, le modèle que l'on retiendra pour l'ensemble des deux types d'action

sera celui de la figure (2)

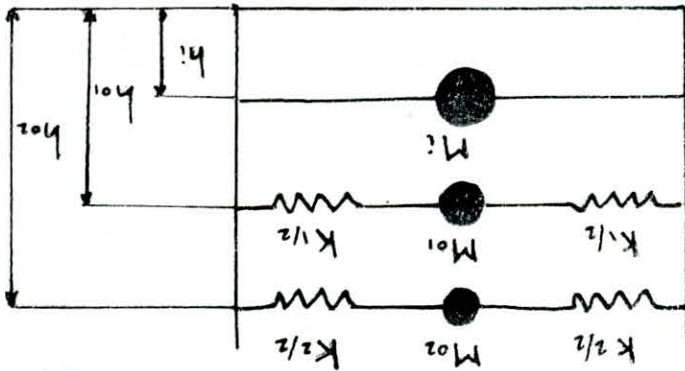
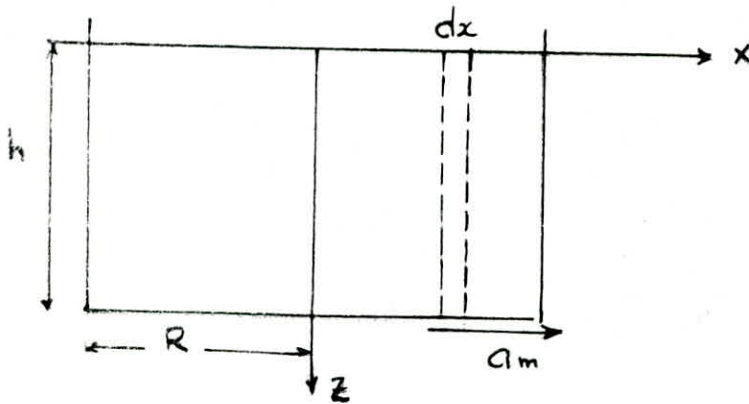


Fig-2-

Modèle à une masse passive M_1 (Impulsion) et deux masses actives M_{01} et M_{02} (oscillation)

Principe de Calcul

1/ Actions d'impulsions.



Réservoir cylindrique soumis
à une accélération maximale a_m

En considérant la troisième hypothèse et en exprimant le principe fondamental de la dynamique on détermine l'expression de la pression hydrodynamique s'exerçant sur les parois du réservoir :

$$p = -\rho h^2 \left[\frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{du}{dt}$$

où u représente la vitesse du liquide dans la direction Ox

$$\text{et } u = \frac{a_m \operatorname{ch} \sqrt{3} \frac{x}{h}}{\operatorname{sh} \sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

$$\text{d'où } p = -\rho a_m h \sqrt{3} \left[\frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right] \operatorname{th} \sqrt{3} \frac{R}{h}$$

En intégrant, on obtient la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion : $P_i = a_m M_i$

2/ Action d'oscillations:

Avec les mêmes hypothèses que précédemment en exprimant :

- * D'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface.
- * D'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit

l'expression de la distribution des surpressions hydrodynamiques, en fonction de la coordonnée angulaire θ sous la forme :

$$P = \rho \frac{R^3}{3} \sqrt{\frac{27}{8}} \left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} - \frac{\sin^2 \theta}{2} \right) \cdot \cos \theta \frac{\operatorname{ch} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h-z}{R}}{\operatorname{sh} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \phi_0 \omega_0^2 \sin \omega_0 t$$

avec $\omega_0 = \frac{2\pi}{T}$ et $T = K_T \sqrt{h}$ K_T : donné par la courbe en fonction de h/R

ω_0 : pulsation fondamentale de vibration du liquide

$$\phi = \phi_0 \frac{\operatorname{sh} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h-z}{R}}{\operatorname{sh} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \sin \omega_0 t \quad : \text{angle d'oscillation}$$

ϕ_0 : angle maximal d'oscillation (en $z=0$)

En intégrant p sur z et θ , on obtient la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'oscillation :

$$P_0 = 1,2 M_0 g \phi_0 \sin \omega_0 t$$

Le maximum de cette expression est obtenu, pour $\sin \omega_0 t = 1$, soit

$$P_0 = 1,2 M_0 g \phi_0$$

ϕ_0 est exprimé en fonction du spectre d'accélération :

$$\phi_0 = 1,534 \frac{\delta_1}{R} \operatorname{th} \left(1,84 \frac{h}{R} \right)$$

avec $\delta_1 = \alpha \frac{g_m}{\omega_0^2}$ α : est donné par la courbe de réponse d'un oscillateur simple en fonction de la fréquence f et du coefficient d'amortissement β .

Par ailleurs la hauteur maximale d_{\max} atteinte par les oscillations de l'eau

est :

$$d_{\max} = \frac{0,408 R}{\left[\frac{g}{\omega_0^2 \phi_0 R} - 1 \right] \operatorname{th} \left(1,84 \frac{h}{R} \right)}$$

Application :

a/ Calcul du poids du réservoir :

① Coupole : Charge + surcharge : $m_1 = (q + p) S$

$$m_1 = (0,24 + 0,10) \cdot 784,96 = 266,89 \text{ t}$$

② Ceinture : $m_2 = 2,5 (2\pi \cdot 15,5 \cdot 0,40 \cdot 0,30) = 29,22 \text{ t}$

③ Paroi : $m_3 = 2,5(2\pi \cdot 15,5 \cdot 0,20 \cdot 8) + 2(2\pi \cdot 15,5 \cdot 0,08 \cdot 8) = 514,22 \text{ t}$
 $m_3 = 514,22 \text{ t}$

④ Gousset : $m_4 = 2,5(2\pi \cdot 15,50 \cdot \frac{0,30 \cdot 0,60}{2}) = 21,9 \text{ t}$
 d'où $M_r = 833 \text{ t}$

b/ Calcul du poids de l'eau

$M_e = \rho \pi R^2 h = 1,2 \pi \cdot 15,5^2 \cdot 6,65 = 6023,05 \text{ t}$

$M_e = 6023,05 \text{ t}$

c/ Poids total du réservoir : $M_t = M_e + M_r = 6848,05 \text{ t}$

$M_t = 6848,05 \text{ t}$

d/ Calcul de la masse inerte .

$M_i = M_e \frac{th\sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} + M_r = 2316 \text{ t}$

$M_i = 2316 \text{ t}$

e/ Calcul de la masse oscillante

$M_o = M_e \frac{0,318 R}{h} th(1,84 h/R) = 2937,87 \text{ t}$

$M_o = 2937,87 \text{ t}$

I/ Actions d'impulsions :

Calcul de la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales

d'impulsion : $P_i = a_m M_i$ et $a_m = ABDQ$

On définit les coefficients ABDQ comme suit :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA 81 page 27)

Zone II } $\longrightarrow A = 0,25 \text{ g}$
 groupe d'usage I }

B : facteur de comportement de la structure :

Catégorie 8 $\longrightarrow B = \frac{1}{2}$ (RPA 81 page 35)

D : facteur d'amplification dynamique moyen .

$D = 1$ avec $\beta = 0,5\%$

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

page 33

- Symétric en plan $\longrightarrow 0$
- Critère de la qualité des matériaux (non observé) $\longrightarrow 0,1$
- Critère de la qualité de la construction (" ") $\longrightarrow 0,1$
- Distance en plan $\longrightarrow 0$
- minimale des files porteuse $\longrightarrow 0$
- à l'élevation $\longrightarrow 0$

$$\frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1,2 = 0,15g = 1,47 \text{ m/s}^2$$

$$a_m = 1,47 \text{ m/s}^2$$

d'où $P_i = 1,47 \cdot 2316 = 3404,52 \cdot 10^3 \text{ N} = 347,05 \text{ t}$

$$P_i = \frac{347,05}{2\pi \cdot 15,5} = 3,56 \text{ t/ml}$$

1) Calcul du moment de flexion dû à P_i (PFE: pression sur le fond exclus)

$$M_{fi} = P_i \cdot h_i \quad \text{avec } h_i = \frac{3}{8} h = 2,49 \text{ m} \quad (\text{PFE})$$

$$M_{fi} = 864,15 \text{ t}\cdot\text{m}$$

2) Calcul du moment de renversement dû à P_i (PFI: pression sur le fond incliné)

$$M_{ri} = P_i \cdot h_i^+$$

$$\text{avec } h_i^+ = \frac{h}{8} \left[\frac{4}{\frac{th \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} - 1} \right] = 12,60 \text{ m} \quad (\text{PFI})$$

$$M_{ri} = 4372,83 \text{ t}\cdot\text{m}$$

II) Actions d'oscillations.

$$P_o = 1,2 M_o g \phi_o \quad \text{avec } \phi_o = 1,534 \frac{\delta_1}{R} th \left(1,84 \frac{h}{R} \right)$$

$$\text{et } \delta_1 = \frac{\alpha a_m}{\omega_o^2} \quad \omega_o = 1,45 \quad T = 4,33 \text{ s}$$

La courbe de réponse d'un oscillateur simple donne pour $\beta = 0,5\%$ et $f = 0,231 \longrightarrow \alpha = 0,25$ et $\delta_1 = 0,18$

d'où $\phi_o = 0,012$

alors : $P_o = 415,02 \cdot 10^3 \text{ N} = 41,50 \text{ t}$

$$P_o = 41,50 = 0,426 \text{ t/ml}$$

1) Calcul du moment de flexion dû à P_0 (PFE)

$$M_{f_0} = P_0 \cdot h_0$$

$$\text{avec } h_0 = h \left[1 - \frac{\text{ch}(1,84h/R) - 1}{1,84h/R \text{ sh}(1,84h/R)} \right] = 3,49 \text{ m (PFE)}$$

$$M_{f_0} = 41,50 \cdot 3,49 = 144,86 \text{ t.m}$$

2) Calcul du moment de renversement dû à P_0 (PFI)

$$M_{r_0} = P_0 \cdot h_0^*$$

$$\text{avec } h_0^* = h \left[1 - \frac{\text{ch}(1,84h/R) - 2,01}{1,84h/R \text{ sh } 1,84h/R} \right] = 8,19 \text{ m}$$

$$M_{r_0} = 339,89 \text{ t.m}$$

Calcul de la hauteur maximale d_{\max} atteinte par les oscillations de l'eau : $\underline{d_{\max} = 0,432 \text{ m}}$.

III) Conclusion :

Moment de flexion maximal :

$$M_f = M_{f_i} + M_{f_0} = 1009,01 \text{ t.m}$$

Moment de renversement maximal :

$$M_r = M_{r_i} + M_{r_0} = 4372,83 + 339,89 = 4712,72 \text{ t.m}$$

Effort tranchant maximal :

$$T = P_0 + P_1 = 388,55 \text{ t}$$

IV) Vérification à la stabilité

$$M_r = 4712,72 \text{ t.m}$$

Moment de stabilité (réservoir vide)

$$M_s = M_{res} \cdot R_{ex} \quad (M_{res} : \text{masse du réservoir vide})$$

$$M_s = 833 \cdot 15,70 = 13078,1 \text{ t.m} \quad (R_{ex} : \text{rayon extérieur du réservoir})$$

Calcul du coefficient de sécurité

$$S = \frac{M_s}{M_r} = \frac{13078,1}{4712,72} = 2,77 > 1,5 \rightarrow \text{la stabilité est vérifiée.}$$

I/ Verification de la section d'encastrement :

La section la plus sollicitée, donc la plus dangereuse, sous l'effet hydrodynamique est la section de liaison entre la paroi et le radier

a) Verification au cisaillement.

$$\tau_b = \frac{1,4T}{S} \quad \text{avec } S = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) \quad \begin{array}{l} D: \text{diamètre extérieur} \\ d: \text{.. intérieur} \end{array}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 388,5}{19,60} = 27,75 \text{ t/m}^2 = 2,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \times 306 = 36,72 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

donc c'est vérifié

b) Verification à la flexion.

On considère un anneau circulaire situé au niveau du radier soumis à un effort normal N dû au poids propre du réservoir et aux surcharges, et à un moment de flexion M dû au séisme.

On calcule donc cette section en flexion composée.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W}$$

avec S = Section de l'anneau $S = \pi(R^2 - r^2)$ R : rayon extérieur
 r : .. intérieur

d'où $S = 19,60 \text{ m}^2$

$$M = 1009,01 \text{ t.m}$$

$$N = 833 \text{ t}$$

$$W = \frac{S}{v} = 153,90 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} \rightarrow \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 49 \text{ t/m}^2 = 4,90 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 35,84 \text{ t/m}^2 = 3,58 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} < \bar{\sigma}_b$$

ETUDE
DE LA
PRECONTRAINTE
DANS
LA PAROI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DANS LA PAROI

1) Précontrainte transversale

L'équation de déformation sous P pression constante uniforme de précontrainte

est donnée par : $w = \frac{Pa^2}{Et} \left[1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right]$

détermination de P (pression uniforme)

D'après la loi de Hook :

$$\sigma' = E \varepsilon = \frac{\Delta a}{a} E \quad \text{avec } \Delta a = w$$

donc $\sigma' = \frac{wE}{a} = \frac{aP}{t} \left[1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right]$

Cette pression doit donner des contraintes de compression telle que toute traction dans les cerces (due à la poussée hydrostatique) soit annulée et le diagramme résultant doit être un diagramme de compression uniquement.

$$\sigma = -\sigma'_{\max}$$

σ'_{\max} : contrainte de traction maximale.

cette contrainte maximale est donnée par la valeur de $(x = 2,5 m)$

d'où $P = \frac{\sigma' t}{a} \frac{1}{\left[1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right]}$

$$P = 6638 \text{ kg/m}^2 = 6,64 \text{ t/m}^2$$

En tenant compte des pertes de tension calculées précédemment on détermine la force totale de précontrainte nécessaire.

$$F_t = F_p + F_{\text{perte}} \quad \text{avec } F_p : \text{ force de précontrainte}$$

$$F_{\text{perte}} : \text{ " de perte.}$$

$$F_p = P \cdot a = 103 \text{ t/ml.}$$

$$F_{\text{perte}} = 22,70 \text{ t/ml}$$

d'où $F_t = 125,70 \text{ t/ml.}$

* Calcul du nombre d'unité de cable.

On choisit l'unité $12 \phi 7$

d'où $n = \frac{F_t}{F_{un.}} = \frac{125,70}{63} \approx 2 \text{ cable/m.}$

Vérification à la rupture

La force par câble est : $f = \frac{125,70}{2} = 62,85 \text{ t}$

Calcul de la force limite d'utilisation :

le pourcentage des pertes étant de 22% on a :

$$F_e = 0,85 \sigma_{R6} \times 0,78 S$$

avec σ_{R6} : Contrainte de rupture $\sigma_{R6} = 153 \text{ kg/mm}^2$

S : Section de l'unité $12\phi 7$ $S = 462 \text{ mm}^2$

d'où $F_e = 46,86 \text{ t}$

On constate que : $f > F_e$

d'où on choisit de répartir 3 câbles par mètre linéaire :

On a alors : $f = \frac{125,70}{3} = 41,9 \text{ t} \approx 42 \text{ t} \rightarrow 42 < F_e.$

soit en contraintes : $\sigma = \frac{42 \cdot 10^3}{462} = 90,91 \text{ kg/mm}^2$

$$\sigma_e = 0,85 \cdot 0,78 \cdot 153 = 101,44 \text{ kg/mm}^2$$

d'où $\sigma < \sigma_e$

Calcul de P : pression radiale uniforme.

$$P = \frac{F}{a} = 8,11 \text{ t/m}^2$$

Calcul de la contrainte de déformation due à la précontrainte transversale

$$\sigma' = \frac{Pa^2}{t} \left[1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right] \quad \text{voir les résultats dans le tableau.}$$

Calcul des éléments de réduction due à la précontrainte transversale

$$w(x) = \frac{Pa^2}{Et} \left\{ 1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right\}$$

$$w'(x) = \frac{2\beta Pa^2}{Et} e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$w''(x) = 2\beta^2 Pa^2 e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$a) M(x) = -Kw'' = -\frac{P}{2\beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$\text{avec } K = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$b) T(x) = -Kw''' = \frac{P}{\beta} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$c) N(x) = \frac{D(1-\nu^2)}{a} w = Pa \left\{ 1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right\}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants.

x	βx	$\cos \beta x$	$\sin \beta x$	$e^{-\beta x}$	M(x)	T(x)	σ'
0,0	0,00	1,00	0,00	1,00	-5,48	+9,43	0,00
0,5	0,43	0,91	0,42	0,65	-1,75	+5,58	11,35
1,0	0,86	0,65	0,75	0,42	+0,25	+2,57	34,17
1,5	1,29	0,27	0,96	0,27	+1,01	+0,71	55,74
2,0	1,72	-0,15	0,99	0,18	+1,12	-0,25	71,13
2,5	2,15	-0,55	0,84	0,12	+0,91	-0,62	80,88
3,0	2,58	-0,85	0,53	0,07	+0,53	-0,56	85,68
3,5	3,01	-0,99	0,13	0,05	+0,31	-0,47	87,40
4,0	3,44	-0,95	-0,29	0,03	+0,11	-0,27	86,92
4,5	3,87	-0,75	-0,66	0,02	+0,31	-0,47	87,40
5,0	4,30	-0,40	-0,92	0,013	+0,53	-0,56	85,68
5,5	4,73	0,018	-0,99	0,009	+0,91	-0,62	80,88
6,0	5,16	0,43	-0,90	0,006	+1,12	-0,25	71,13
6,6	5,59	0,77	-0,64	0,004	+1,01	+0,71	55,74
7,0	6,02	0,96	-0,26	0,002	+0,25	+2,57	34,17
7,5	6,45	0,97	0,17	0,002	-1,75	+5,58	11,35
8,0	6,88	0,83	0,56	0,001	-5,48	+9,43	0,00

Diagramme des moments dus
à la précontrainte

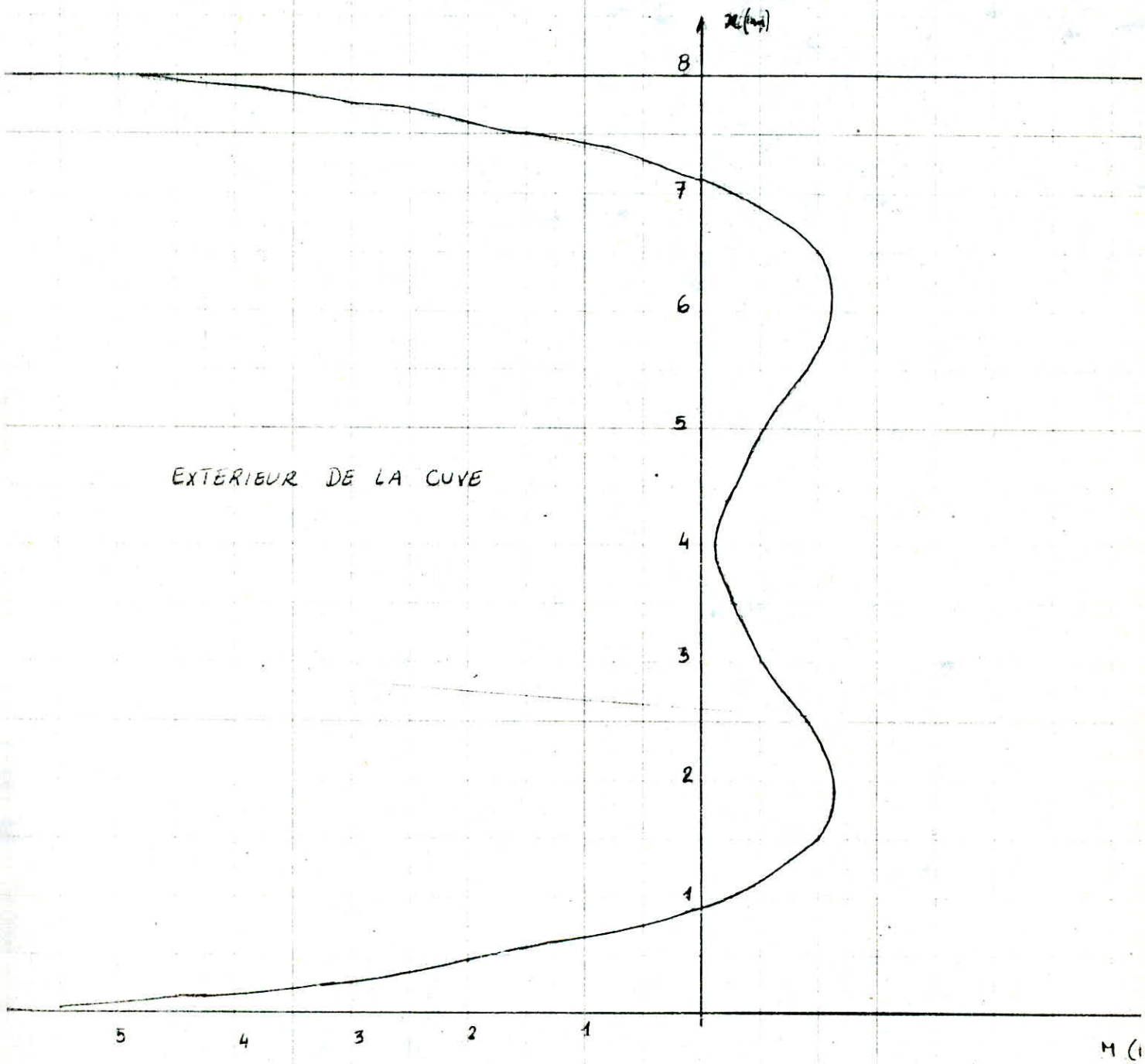


Diagramme des efforts tranchants
dûs à la précontrainte

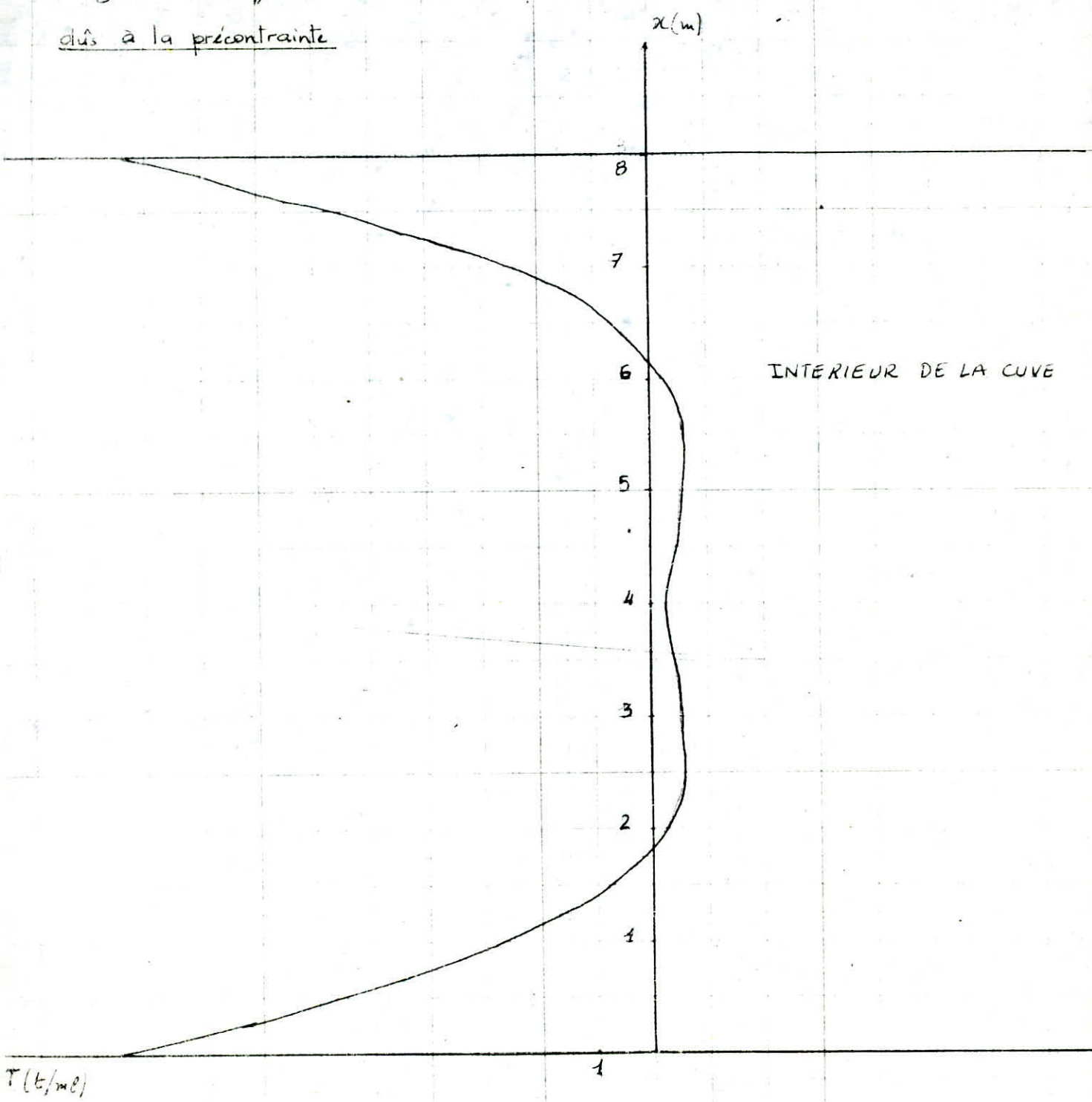


Diagramme des contraintes de déformation
dues à la précontrainte .

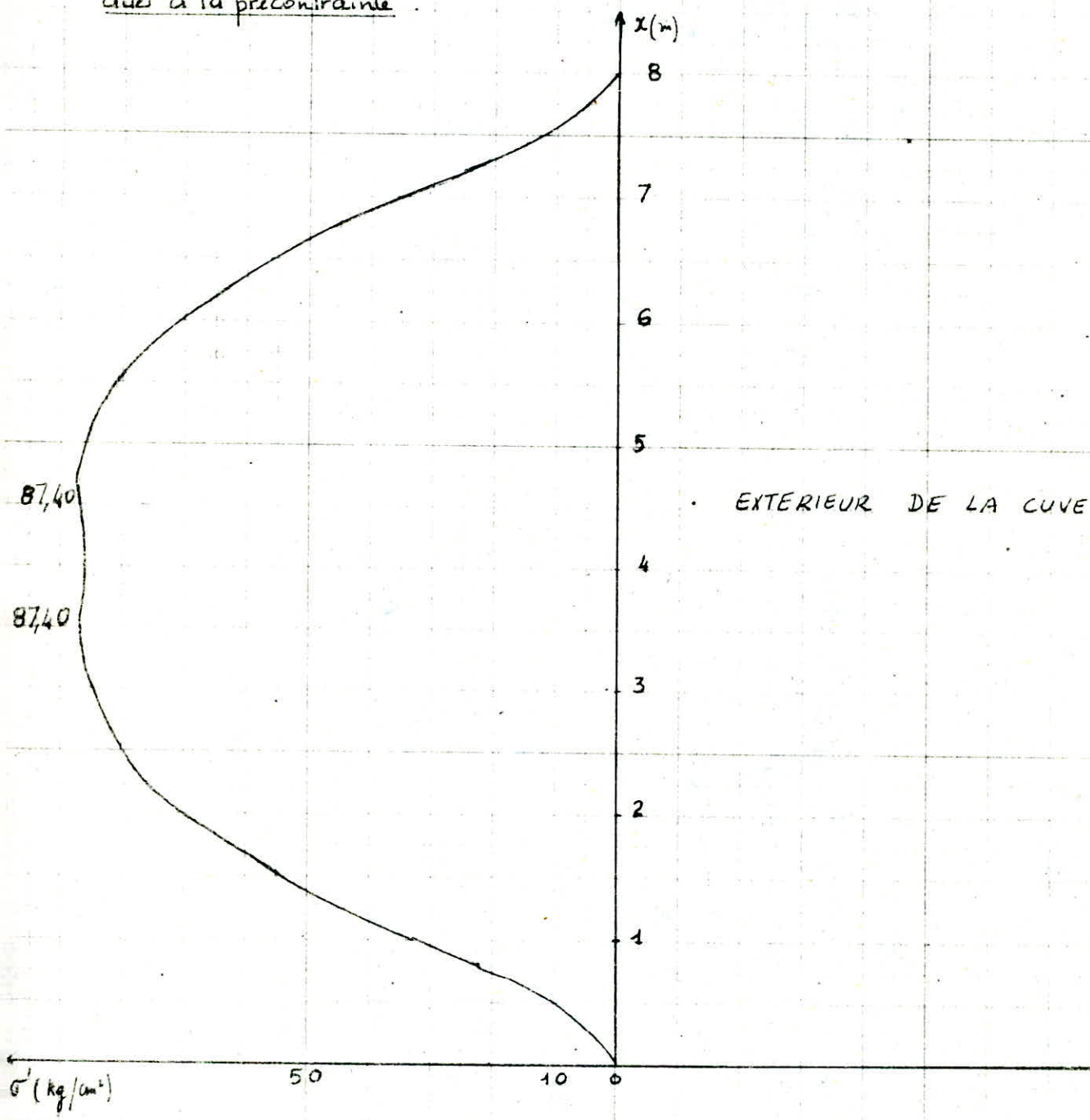


Tableau donnant la résultante
dans la paroi

- 1) des contraintes de déformation
- 2) des moments fléchissants
- 3) des efforts tranchants

x	σ' (kg/cm ²) Hydrost	σ' (kg/cm ²) cous, la précontrai	σ' (kg/cm ²) résultant	M(x) Hydrost	M(x) précontr	M(x) résultant	T (t/ml) Hydr	T (t/ml) Précontrai	T (t/ml) résultant
2,0	0,00	0,00	0,00	+5,56	-5,48	+0,08	-10,37	+9,43	-0,94
2,5	-11,17	+11,35	+0,18	+1,51	-1,75	-0,24	-5,46	+5,58	+0,12
3,0	-32,66	+34,17	+1,51	-0,56	+0,25	-0,31	-2,57	+2,57	0,00
3,5	-51,13	+55,74	+4,61	-1,27	+1,01	-0,26	-0,57	+0,71	+0,14
4,0	-61,97	+71,13	+9,16	-1,31	+1,12	-0,19	+0,42	-0,25	+0,17
4,5	-66,20	+80,88	+14,68	-1,02	+0,91	-0,11	+0,77	-0,62	+0,15
5,0	-64,76	+85,68	+20,92	-0,57	+0,53	-0,04	+0,65	-0,56	+0,09
5,5	-60,16	+87,40	+27,24	-0,32	+0,31	-0,01	+0,52	-0,47	+0,05
6,0	-53,16	+86,92	+33,76	-0,10	+0,11	+0,01	+0,29	-0,27	+0,02
6,5	-45,00	+87,40	+41,40	+0,01	+0,31	+0,32	+0,14	-0,47	-0,33
7,0	-33,33	+85,68	+47,30	+0,04	+0,53	+0,57	+0,034	-0,56	-0,53
7,5	-26,74	+80,88	+49,14	+0,06	+0,91	+0,97	-0,024	-0,62	-0,64
8,0	-25,00	+71,13	+46,13	+0,05	+1,12	+1,17	-0,11	-0,25	-0,36
8,5	-18,51	+55,74	+37,23	+0,06	+1,01	+1,07	-0,24	+0,71	+0,47
9,0	-12,25	+34,17	+21,92	+0,22	+0,25	+0,47	-0,42	+2,57	+2,15
9,5	-5,97	+11,35	+5,38	+0,484	-1,75	-1,27	-0,61	+5,58	+4,97
10,0	0,00	+0,00	0,00	+0,818	-5,48	-4,66	-0,70	+9,43	+8,73

Diagramme de la résultante
des moments de flexion

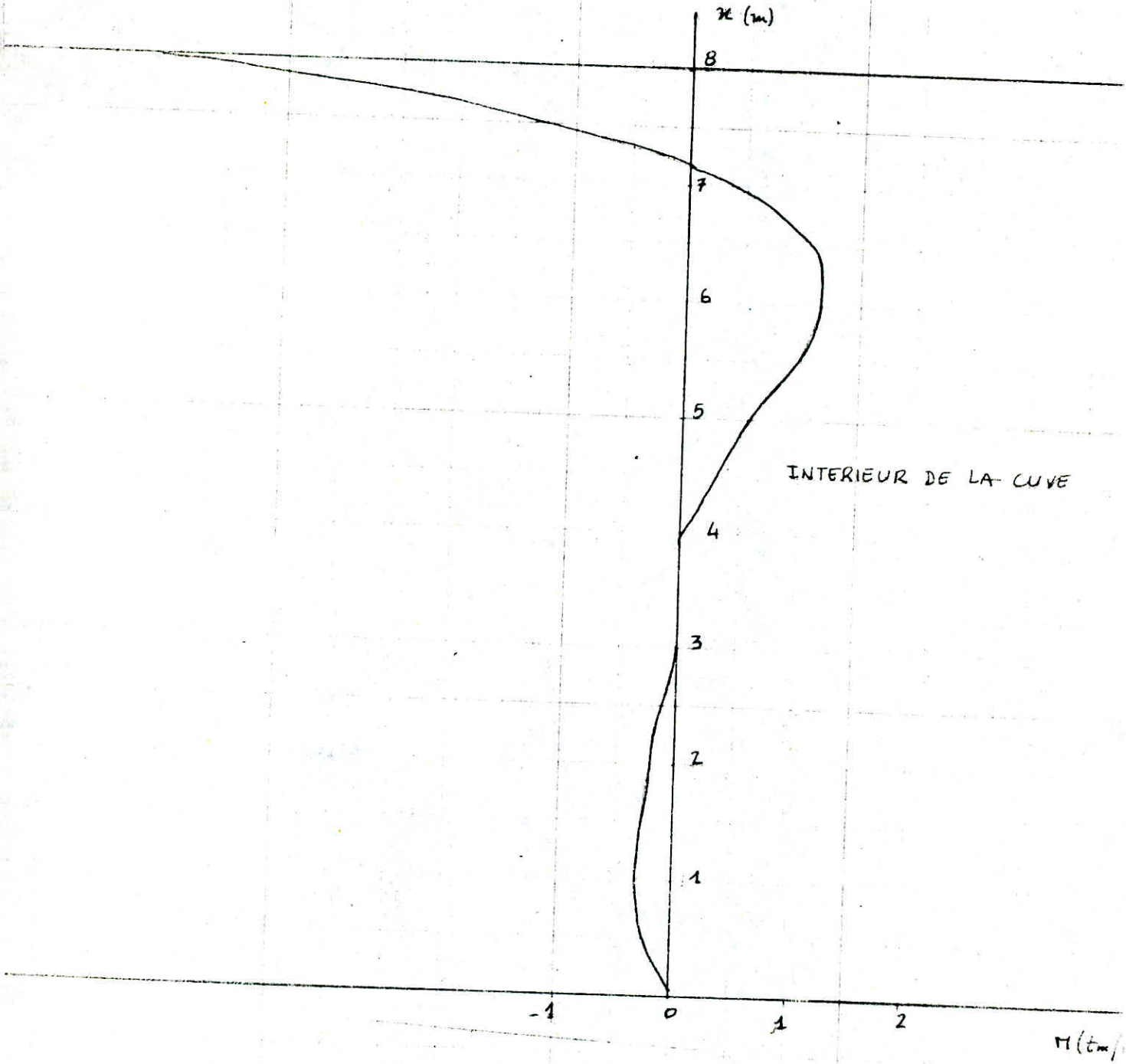


Diagramme de la résultante
des efforts tranchants

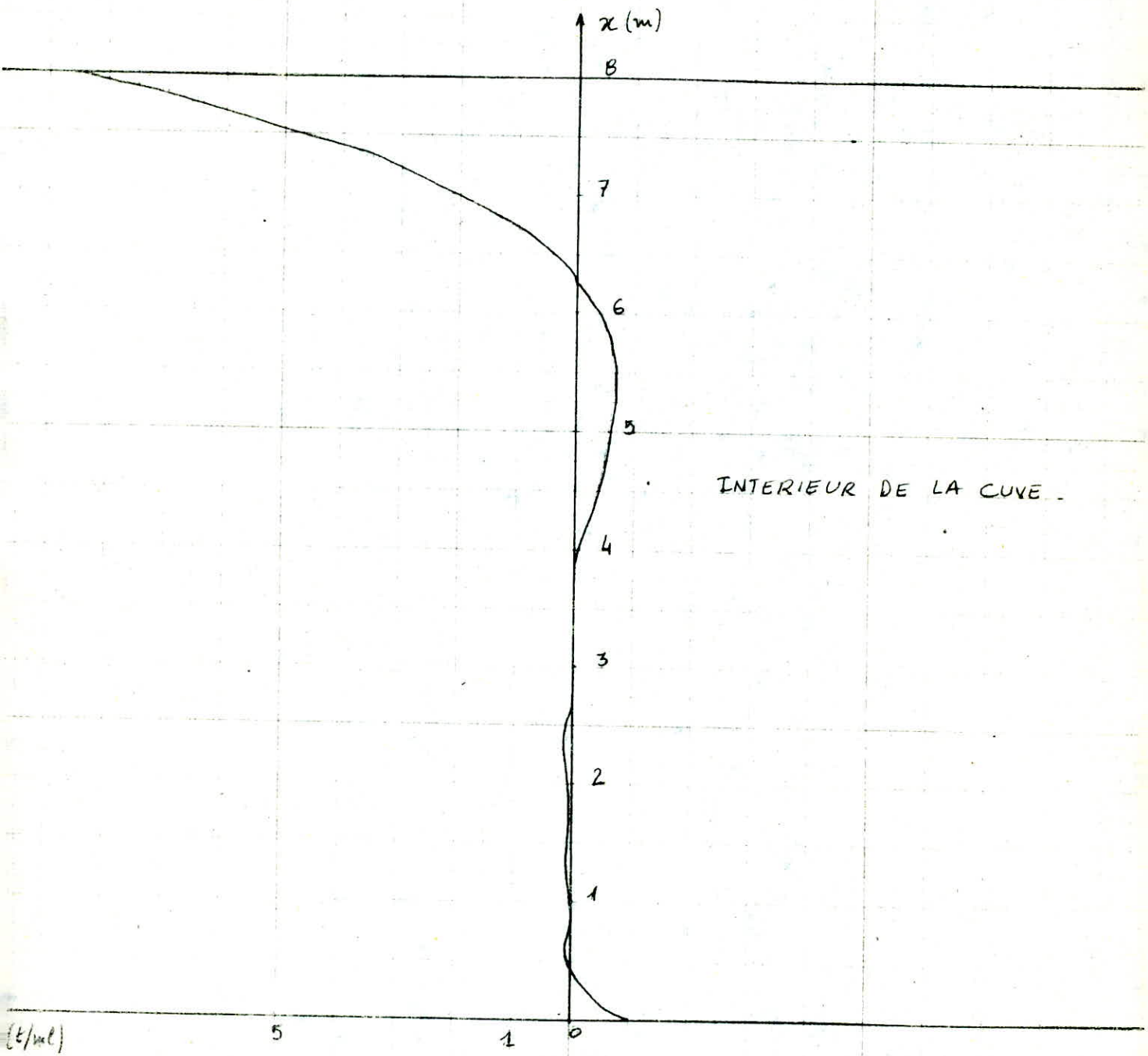
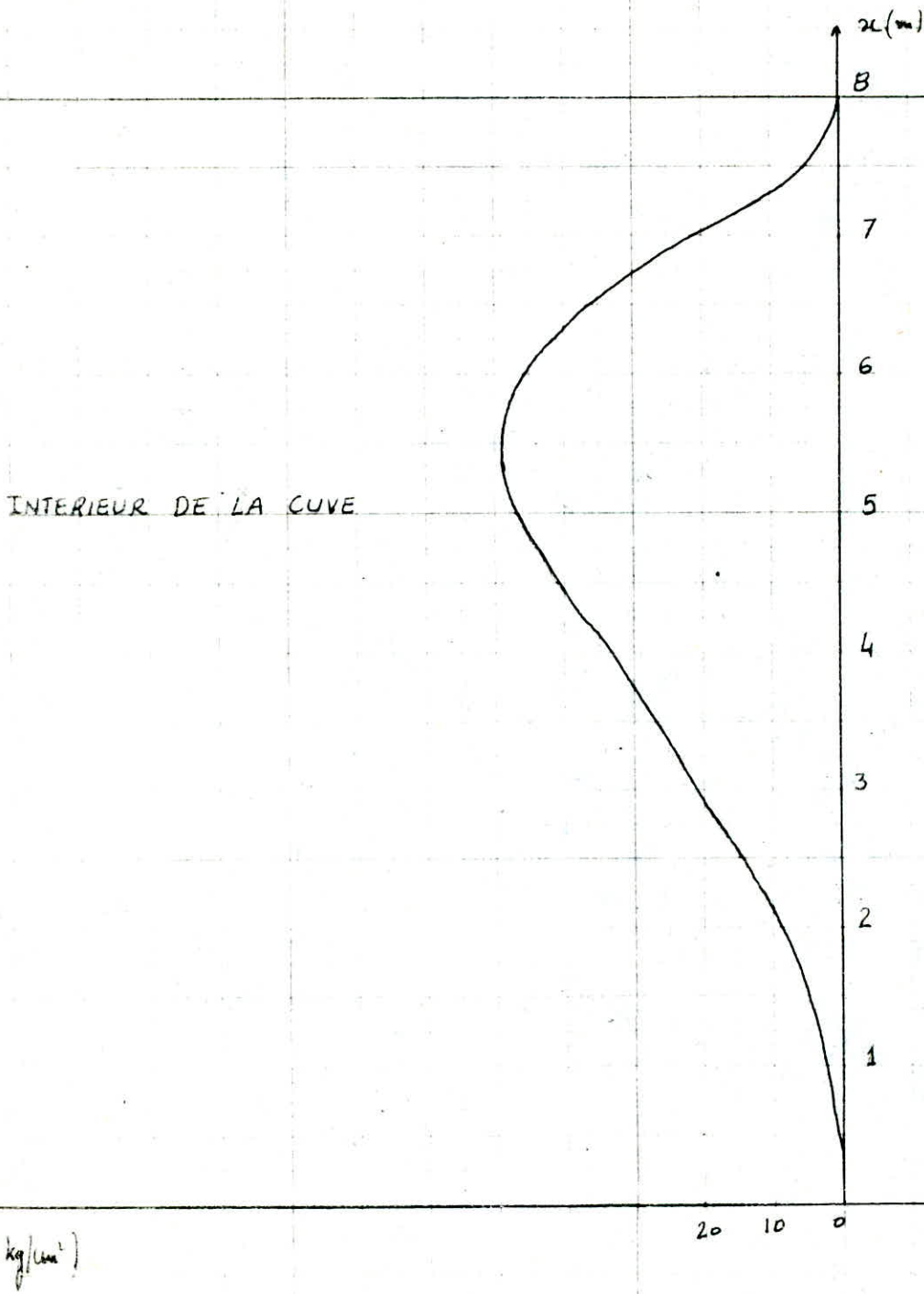


Diagramme de la résultante
des contraintes de déformation

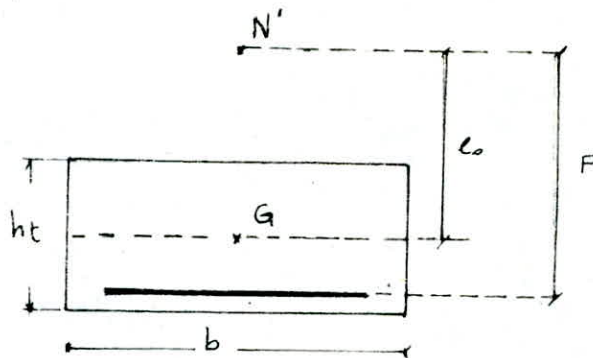


FERRAILLAGE VERTICAL DE LA PAROI

$$M_{\max} = 6,98 \text{ t.m (dû à la précontrainte)}$$

$$N' = 8,51 \text{ t}$$

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, les calculs seront faits suivant la méthode de "PIERRE CHARON"



$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{6,98 \cdot 10^5}{8,51 \cdot 10^4} = 82,33 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_c}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ on est dans le cas d'une section partiellement comprimée

La section sera calculée comme si elle était soumise à la flexion simple avec un moment fictif M_b

$$M_b = N'F$$

$$F = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 82,39 + \frac{20}{2} - 3 = 89,39 \text{ cm} = 0,89 \text{ m}$$

$$M_b = 8,51 \cdot 0,89 = 7,57 \text{ t.m}$$

Comme $e_0 > \frac{ht}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 2\bar{\sigma}_b' = 150 \text{ kg/cm}^2$

On choisira de répartir des armatures HA20 $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 1704 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\alpha = 0,57$
 $\gamma = 0,81$ $\rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha \gamma \bar{\sigma}_b' b h^2 = 42,42 \text{ t.m}$

On constate que : $M_{rb} > M \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow A'_c = 0$

D'où $A_s = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{7,57 \cdot 10^5}{0,81 \cdot 17 \cdot 1704} = 32,26 \text{ cm}^2$

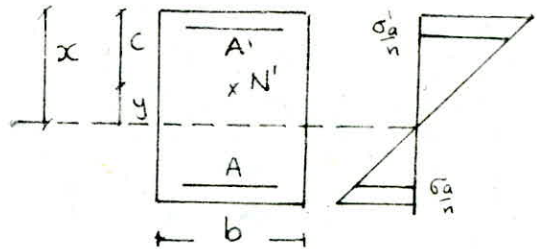
$$A_c = A_s - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = 38,96 - \frac{8,51 \cdot 10^4}{1704} = 27,96 \text{ cm}^2$$

On choisit 9 HA 20/ml $A = 28,97 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes

Selon les méthodes usuelles de béton armé

On pose $y = x - c$



L'équation du moment statique :

$$y^3 + \left[-3c^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A'(c-d') - A(h-c) \right\} \right] y + \left[-2c^3 - \frac{6n}{b} \left\{ A'(c-d')^2 + A(h-c)^2 \right\} \right]$$

On pose $P = \left[-3c^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A'(c-d') - A(h-c) \right\} \right]$

$$q = \left[-2c^3 - \frac{6n}{b} \left\{ A'(c-d')^2 + A(h-c)^2 \right\} \right]$$

L'équation devient : $y^3 + Py + q = 0$

dont la solution est :
$$y = \left[\frac{-q}{2} + \left\{ \left(\frac{q}{2} \right)^2 + \left(\frac{P}{3} \right)^3 \right\}^{1/2} \right]^{1/3} + \left[\frac{-q}{2} - \left\{ \left(\frac{q}{2} \right)^2 + \left(\frac{P}{3} \right)^3 \right\}^{1/2} \right]^{1/3}$$

On vérifie alors :

$$\sigma_b = \frac{x \cdot N}{nA'(y+c-d') + \frac{b}{2}(y+c)^2 - nA(h-c-y)} = 7,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = \frac{n\sigma_b}{x} (x-d') = 4,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_a = \frac{n\sigma_b}{x} (h-x) = 23,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

* Rem : L'encastrement n'est pas parfait dans la ceinture, on prend le moment de semi-encastrement dû à la précontrainte dans la paroi pris égal à 0,6M.

FONDATIONS

ETUDE DE LA FONDATION

Le réservoir est généralement constitué par une paroi cylindrique liée à un radier plat portant sur le terrain.

L'étude de ce radier, et de son interaction avec la paroi nécessite la prise en compte des caractéristiques du terrain.

I/ Avis de LNTF

D'une emprise d'environ 2.000 m^2 , ce réservoir induira une contrainte dans le sol de l'ordre de 0,7 à 0,8 bars max.

Les couches de sable argileux superficielles (2,60 à 8,0 m d'épaisseur) sont caractérisées par une valeur minimale de résistance moyenne à la pointe dynamique de 30 bars.

Si on applique la relation empirique reliant la résistance dynamique de pointe (R_{pd}) à la contrainte (t)

$$t = \frac{R_{pd}}{20}$$

Assurant un coefficient de sécurité de 4, on obtient $t = 1,5$ bars. La contrainte induite est donc nettement inférieure à la contrainte admissible, quelle que soit la profondeur. Dans ce type de terrain aucun tassement important n'est à craindre pour une contrainte de 0,7 à 0,8 bars.

II Dimensionnement du radier.

a) Dimensionnement :

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

h_t : épaisseur du radier

P_c : périmètre de contour à considérer dans le plan moyen.

$$h_t \geq \frac{1,5 \cdot 825 \cdot 10^3}{2\pi \cdot 31,2 \cdot 1,2 \cdot 16,65 \cdot 10^5} = 8,42 \text{ cm}$$

b) Condition de non vérification de l'effort tranchant.

$$h \geq \frac{2(b-a)-e}{4} \quad \text{avec: } b: \text{ rayon du radier}$$
$$a: \text{ " moyen du réservoir}$$
$$e: \text{ épaisseur de la paroi}$$
$$h \geq \frac{2(16,3 - 15,7) - 0,20}{4} = 0,25 \text{ m}$$

d'où $h \geq 25 \text{ cm}$.

Pour assurer la rigidité on prend $h = 50 \text{ cm}$

$h_t = 55 \text{ cm}$.

III/ Calcul du radier

Il n'est pas toujours facile d'arriver à déterminer le diagramme approché des réactions, qui dépend de certains coefficients d'élasticité, liés au sol et à la structure.

Il est plus plausible alors, de s'orienter vers un diagramme des réactions du sol, le plus souvent linéaire et uniforme, en s'assurant que l'équilibre sol-superstructure est réalisé.

Le radier sera calculé comme étant un plancher renversé, et pour ce calcul on a à considérer deux cas de charges

1^{er} cas : Réservoir vide :

Le radier est soumis alors à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Les parois du réservoir représentent les points d'appuis. Notons qu'il faut considérer les moments M_{ue} dus à la poussée des terres, et à la précontrainte.

2^{ème} cas : Réservoir plein

Le réservoir est soumis de plus à la réaction du sol diminuée de son poids propre, aux surcharges de l'eau.

Il est évident que le cas de charges le plus défavorable est le premier cas (cà d) réservoir vide.

La Charge totale due au poids du reservoir est de 833t, mais on doit tenir compte aussi de 120m³ d'eau de fond,

d'où $Q = 833 + (120 \times 1,2) = 977t$

On considere pour le calcul une charge triangulaire, nulle au centre du radier et maximale au bord.

Notons que dans le cas d'une charge uniforme on a :

$$P = \frac{Q}{S} \quad \text{avec } S = \text{surface du radier} \quad S = \frac{\pi D^2}{4} = 834,70 \text{ m}^2$$

d'où $P = 1,17t/m^2$

* Pour la charge triangulaire on a :

Au centre $r = 0 \rightarrow q = 0$

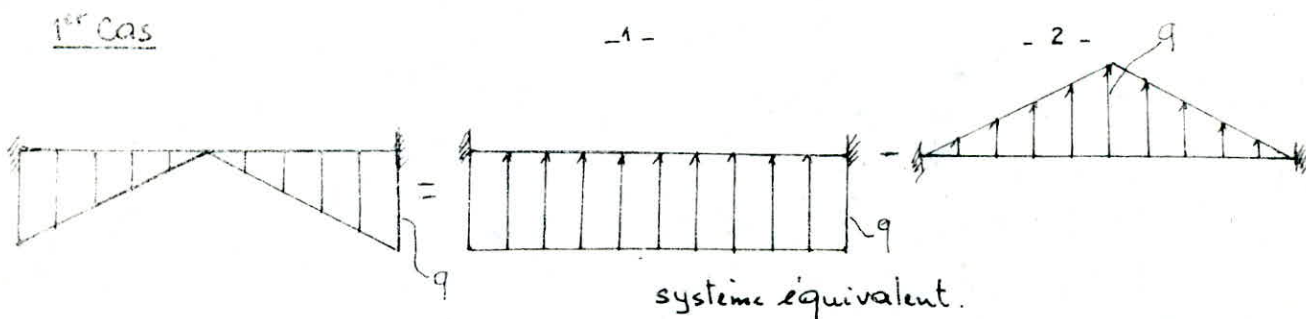
Au bord $r = a \rightarrow q = 1,5P = 1,76t/m^2$

Calcul des efforts

On considere deux cas ; desquels on prendra le cas le plus defavorable.

1^{er} cas : Radier parfaitement encastré.

2^{em} cas : Radier simplement appuye.



Les valeurs des moments de ces cas sont donnees dans des tableaux dans l'ouvrage intitule 'Calcul des dalles de R. BARRES'.

On designe par - M_r : moment radial.

- M_t : moment tangentiel.

$$* (1) \longrightarrow M_r^{(1)} = \frac{qa^2}{16} \left[(1+\nu) - (3+\nu) \left(\frac{r}{a}\right)^2 \right]$$

$$M_\varphi^{(1)} = \frac{qa^2}{16} \left[(1+\nu) - (1+3\nu) \left(\frac{r}{a}\right)^2 \right]$$

Avec a : rayon de la dalle

r, φ : coordonnées polaires d'un point de la dalle.

ν : coefficient de poisson $\nu = 0,15$ (béton armé)

• Au centre du radier :

$$r=0 \longrightarrow M_r^{(1)} = M_\varphi^{(1)} = \frac{qa^2}{16} (1+\nu) = 33,61 \text{ tm/ml.}$$

• Au bord du radier

$$r=a \longrightarrow M_r^{(1)} = -\frac{qa^2}{8} = -58,45 \text{ tm/ml.}$$

$$M_\varphi^{(1)} = -\frac{\nu qa^2}{8} = -8,77 \text{ tm/ml.}$$

$$* (2) \longrightarrow M_r^{(2)} = \frac{qa^2}{720} \left[29(1+\nu) - 45(3+\nu) \left(\frac{r}{a}\right)^2 + 16(4+\nu) \left(\frac{r}{a}\right)^3 \right]$$

$$M_\varphi^{(2)} = \frac{qa^2}{720} \left[29(1+\nu) - 45(3+\nu) \left(\frac{r}{a}\right)^2 + 16(1+4\nu) \left(\frac{r}{a}\right)^3 \right]$$

• Au centre du radier

$$r=0 \longrightarrow M_r^{(2)} = M_\varphi^{(2)} = \frac{29qa^2}{720} (1+\nu) = 21,66 \text{ tm/ml}$$

• Au bord du radier

$$r=a \longrightarrow M_r^{(2)} = \frac{qa^2}{720} \left[29(1+\nu) - 45(3+\nu) + 16(4+\nu) \right] = -27,28 \text{ tm/ml}$$

$$M_\varphi^{(2)} = \frac{qa^2}{720} \left[29(1+\nu) - 45(1+3\nu) + 16(1+4\nu) \right] = -4,09 \text{ tm/ml}$$

• Au centre :

$$[1-2] \quad M_r = M_r^{(1)} - M_r^{(2)} = M_\varphi = M_\varphi^{(1)} - M_\varphi^{(2)}$$

$$M_r = M_\varphi = 33,61 - 21,66 = 11,95 \text{ tm/ml.}$$

• Au bord :

$$M_r = M_r^{(1)} - M_r^{(2)} = 58,45 - (-27,28) = -31,17 \text{ tm/ml}$$

$$M_{\varphi} = M_{\varphi}^{(1)} - M_{\varphi}^{(2)} = -8,77 - (-4,09) = -4,68 \text{ tm/ml}$$

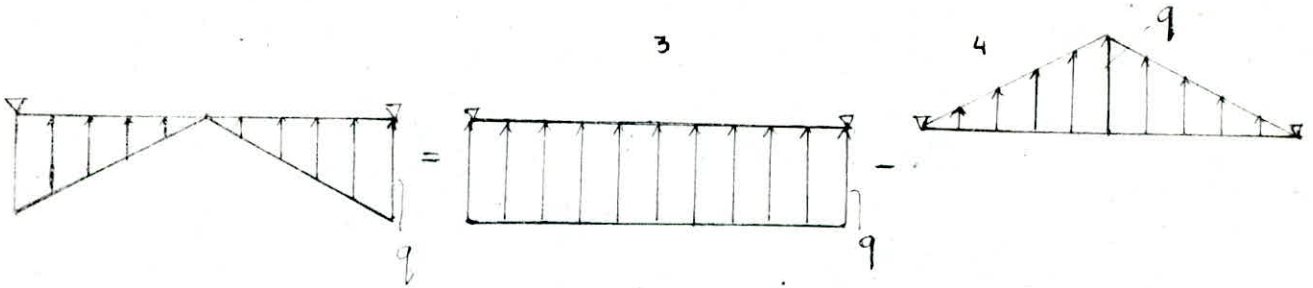
Récapitulation pour ce premier cas :

Au bord $M_r = -31,17 \text{ tm/ml}$

$$M_{\varphi} = -4,6 \text{ tm/ml}$$

Au centre $M_r = M_{\varphi} = 11,95 \text{ tm/ml}$

2^{ème} cas Radier simplement appuyé sur la paroi :



$$(3) \longrightarrow M_r^{(3)} = \frac{qa^2}{16} \left[(3+\nu) \left(1 - \left(\frac{r}{a} \right)^2 \right) \right]$$

$$M_{\varphi}^{(3)} = \frac{qa^2}{16} \left[(3+\nu) - (1+3\nu) \left(\frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

Au centre du radier :

$$r=0 \longrightarrow M_r^{(3)} = \frac{qa^2}{16} (3+\nu) = 92,06 \text{ tm/ml} = M_{\varphi}^{(3)}$$

Au bord du radier :

$$r=a \longrightarrow M_r^{(3)} = 0$$

$$M_{\varphi}^{(3)} = \frac{qa^2}{16} (2-2\nu) = 49,68 \text{ tm/ml}$$

$$* (4) \longrightarrow M_r^{(4)} = \frac{qa^2}{720} \left[71 + 29\nu - 45(3+\nu) \left(\frac{r}{a} \right)^2 + 16(4+\nu) \left(\frac{r}{a} \right)^3 \right]$$

$$M_{\varphi}^{(4)} = \frac{qa^2}{720} \left[71 + 29\nu - 45(1+3\nu) \left(\frac{r}{a} \right)^2 + 16(1+4\nu) \left(\frac{r}{a} \right)^3 \right]$$

Au centre du bord :

$$r=0 \longrightarrow M_r^{(4)} = M_{\varphi}^{(4)} = \frac{qa^2}{16} [71 + 29\nu] = 48,94 \text{ tm/ml}$$

Au bord du radier :

$$r=a \longrightarrow M_r^{(4)} = \frac{qa^2}{720} [71 + 29\nu - 135 - 45\nu + 64 + 16\nu] = 0$$

$$M_{\varphi}^{(4)} = \frac{qa^2}{720} [71 + 29\sqrt{3} - 45 - 135\sqrt{3} + 16 + 64\sqrt{3}]$$

$$= \frac{qa^2}{720} [42 - 42\sqrt{3}] = 27,28 \text{ tm/ml}$$

[3 - 4] * Au centre

$$M_r = M_r^{(3)} - M_r^{(4)} = M_{\varphi} = M_{\varphi}^{(3)} - M_{\varphi}^{(4)} = 92,06 - 48,94 = 43,12 \text{ tm/ml}$$

* Au bord :

$$M_r = M_r^{(3)} - M_r^{(4)} = 0$$

$$M_{\varphi} = M_{\varphi}^{(3)} - M_{\varphi}^{(4)} = 49,68 - 27,28 = 22,40 \text{ tm/ml}$$

Récapitulation pour ce deuxième cas :

Au bord $M_r = 0$

$M_{\varphi} = 22,40 \text{ tm/ml}$

Au centre : $M_r = M_{\varphi} = 43,12 \text{ tm/ml}$

En prenant les cas des moments les plus défavorables et en considérant l'action des terres et de la précontrainte :

		$r = 0$	$r = a$
M_r tm/ml	+	50,34	7,22
	-	-	- 31,17
M_{φ} tm/ml	+	50,34	29,62
	-	-	- 4,68

Ferraillage :

Tous les résultats de calcul ainsi que les vérifications nécessaires sont donnés dans les tableaux suivants :

Armatures **Sup**érieurs radiales

r (m)	Mr (t.m./ml)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	Mrb t.m.	A calculée (cm ² /ml)	A choisie (cm ² /ml)	y (cm)	σ'_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²
0	50,34	1447	91,00 > Mr → A=0	87,30	11HA32 A=88,46	24,15	88,72 < $\bar{\sigma}'_b$ 150	1424 < $\bar{\sigma}_a$
16,30	7,22	2060	80,84 > Mr	8,45	8HA12 A=9,05	10,37	29,82 < $\bar{\sigma}'_b$	1714,22 < $\bar{\sigma}_a$

Armatures **Inf**érieurs radiales

0	-	-	-	-	6HA10	-	-	-
16,30	-31,17	1574	88,64 > Mr	49,26	11HA25 A=54	21,49	67,72 < $\bar{\sigma}'_b$	1347,54 < $\bar{\sigma}_a$

Armatures **Sup**érieurs en cerces

r (m)	My	$\bar{\sigma}_a$	Mrb	A calculée	A choisie	y	σ'_b	$\bar{\sigma}_a$
0	50,34	1447	91,00 > My	87,30	11HA32 A=88,46	24,15	88,72 < $\bar{\sigma}'_b$	1424 < $\bar{\sigma}_a$
16,30	29,62	1574	88,64 > My	47,05	11HA25 A=54	41,86	23,38 < $\bar{\sigma}'_b$	68,21 < $\bar{\sigma}_a$

Armatures **Inf**érieurs en cerces

0	-	-	-	-	6HA10	-	-	-
16,30	-4,68	2060	80,84 > My	5,50	5HA12 A=5,65	8,40	23,62 < $\bar{\sigma}'_b$	1754,77 < $\bar{\sigma}_a$

IV Verification de la stabilité du radier.

1^{er} Réservoir vide.

$$P = 1,17 \text{ t/m}^2 = 0,117 \text{ kg/cm}^2$$

En tenant compte du poids du radier Pr (plus béton de propreté e=10cm)

$$Pr = 2,5 \cdot \pi \cdot (16,3)^2 \cdot 0,5 + 2,2 \pi (16,60)^2 \cdot 0,10 = 1229,25 \text{ t}$$

$$\sigma = 1,5 p + \frac{Pr}{\pi a^2} = 0,264 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

2° Reservoir plein.

1° Sollicitation du premier genre :

$$N = G + 1,2P = 833 + 1,2(1,2 \cdot 5000) = 8033 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = 0,964 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,56$$

2° Sollicitation du second genre.

Le radier est soumis à un moment de renversement M_r et à un effort normal N au niveau de la base.

$$M_r = 4979,14 \text{ t.m.}$$

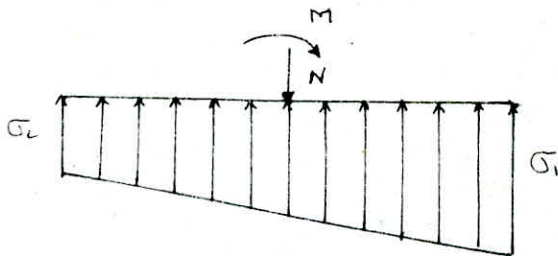
$$N = G + P_r + P_e = 8062,25 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r}{I}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 55442,18 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 11,12 \text{ t/m}^2 = 1,11 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s \\ \sigma_2 = 0,82 \text{ kg/cm}^2 < 1,3 \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

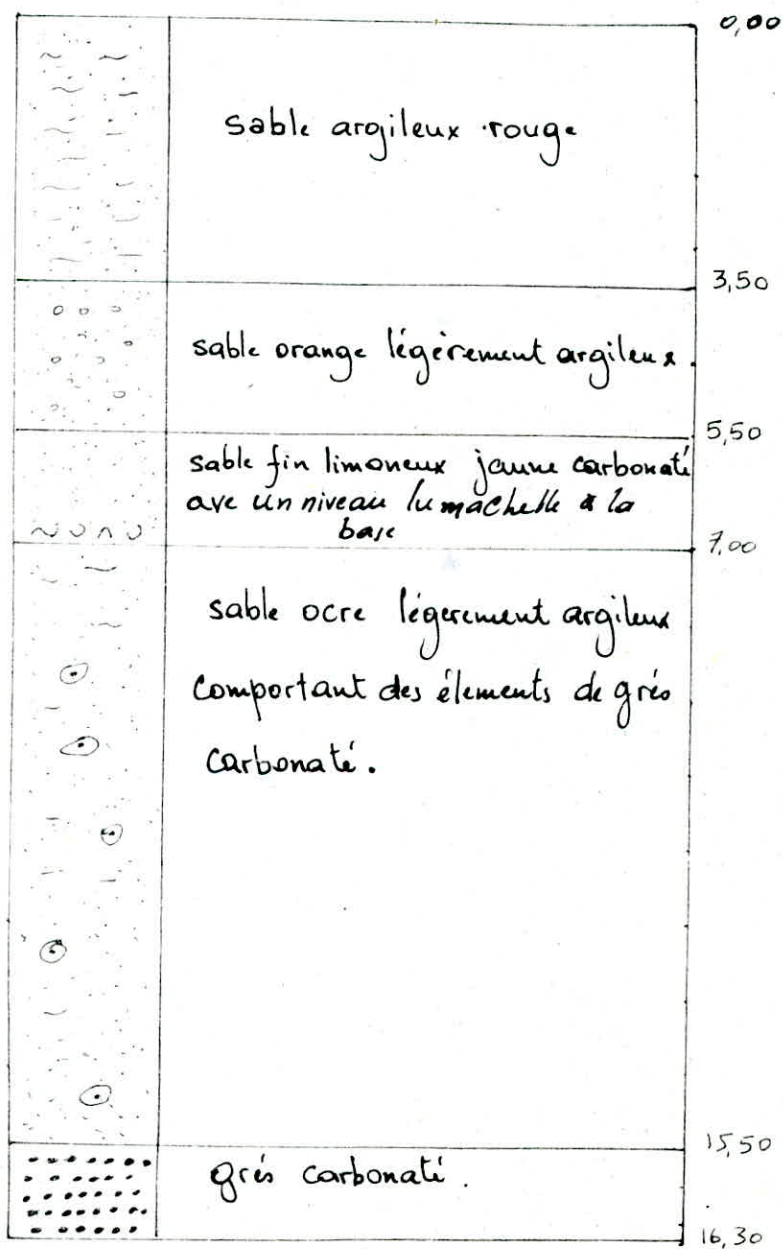
$$\sigma\left(\frac{D}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,04 < \bar{\sigma}_s$$



Tassements.

les couches sablo-argileuses superficielles sont caractérisées par une valeur de résistance moyenne à la pointe dynamique de 30 bars. La couche de sable carbonaté sous-jacente est encore plus résistante. Aucun tassement n'est alors à craindre.

Une coupe du sol donnée par l'un des sondages fait apparaître les différentes couches qui le composent.



DISPOSITIONS
CONSTRUCTIVES

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Ce type de construction en béton précontraint nécessite une main d'œuvre spécialisée et des dispositions constructives spéciales, dans le but de mieux comprendre ces dernières, il est nécessaire de donner quelques explications.
- La précontrainte dans ce genre d'ouvrage peut être effectuée de différentes manières .

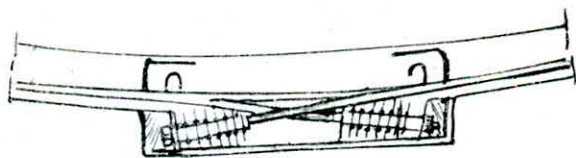
1^{er} Méthode :

On utilise des verins de mise en tension et des ancrages comme le cône mâle de Freyssnet . Sur le périmètre du réservoir on prévoit un nombre pair de points d'ancrages au droit desquels on exécute des pilastres d'ancrages .

Un pilastre est un grossissement local et vertical du mur .

Ce système est fréquemment utilisé quand les câbles sont enrobés dans l'épaisseur de la paroi, les pilastres sont alors exécutés en béton armé . fig (1)

fig (1).



2^{ème} Méthode :

On utilise aussi le système de câbles extérieurs, ces câbles sont posés sur la paroi déjà coulé comme l'indique la figure 2, et ils sont ancrés dans des pilastres métalliques . Après la tension des câbles il est obligatoire de couvrir les câbles à l'aide d'enduits pour éviter la corrosion .

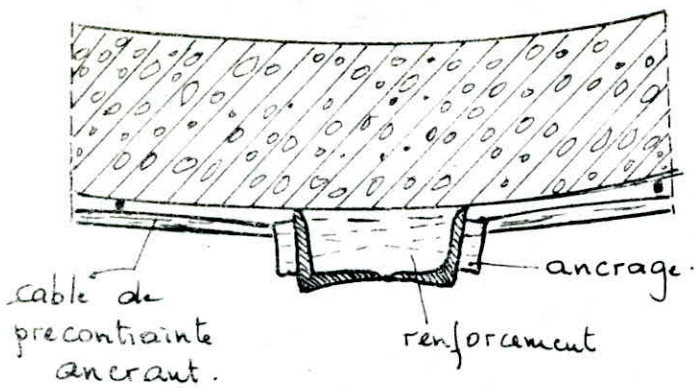


fig - 2 -

Les points effectifs de la tension seront de deux en deux pilastres, la position des points de tension est alternée sur toute la hauteur du réservoir.

3^{ème} Méthode

A l'aide de cables suspendus par des pendules reposant sur la paroi, ce système est appelé système MO-TA-LA (MOKK, TASSIET, LANYI), il introduit des dispositifs spéciaux qui réduisent les frottements, et remplace le frottement de glissement par le frottement de roulement.

Les pendules posés sur le périmètre sont à une distance qui correspond à un angle au centre de $5^\circ \div 10^\circ$ l'un de l'autre comme l'indique la figure 3.

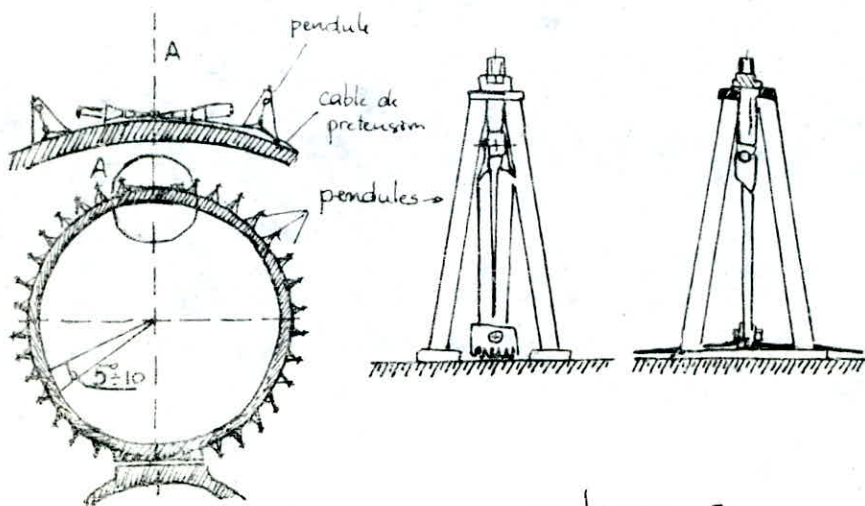


figure - 3 -

4^{me} Méthode:

A l'aide d'un fil d'acier de haute adhérence $\phi 2 \div 7 \text{ mm}$ ou d'un
cable continu sur toute la hauteur du réservoir.

La précontrainte est alors réalisée par enroulement à l'aide d'une
machine spéciale.

BIBLIOGRAPHIE

- Plaque et coques - Timoshenko.
- Cahier des charges applicables au calcul des réservoirs.
- Ancrages et câbles de précontrainte (S.T.U.P) Janvier 73
- Traité de béton armé - Guerrin - Tome: 5
 - " : 6
 - " : 7
- Constructions en béton précontraint. Y. GUYON
- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé (Pierre Charran)
- Réservoirs Précontraints (C.H.E.C)
- Structure spéciales en béton armé: Ouvrage Roumain.
- Design of thin shell structures
- RPA 81
- Calcul pratique des réservoirs en zone sismique. A. HADDAD et V. DAVIDOVICI
- Calcul hydrodynamique : Bureau Veritas.
- Dalles circulaires Barris.

