8/86
2EX

الجمهوريـــة الجزائـريـــة الديمقـراطيـــة الشعبيـــة
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

RESERVOIR D'EAU
SEMI - ENTERRE

Proposé par :
DHWA

Etudié par
M. CHAKAL Abdelhamid
BENABDESSELAM Hamid

Dirigé par :
M. HAMOUTENE

Promotion : Janvier 86

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi - EL - HARRACH · ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

RESERVOIR D'EAU SEMI - ENTERRE

Proposé par :
DHWA

Etudié par
M. CHAKAL Abdelhamid
BENABDESSELAM Hamid

Dirigé par :
M. HAMOUTENE

Promotion : Janvier 86

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi - EL - HARRACH · ALGER

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr HAMOUTENE pour ses conseils à chacune de nos entrevues, et à tout le personnel de la DHWA pour les services qu'il nous a rendu.

Nous tenons par ailleurs à remercier vivement tous ceux qui ont contribué par leur aide à la réalisation de ce projet et notament Mr OULD. HAMADOUCHE.

. DEDICACES

Nous dedions ce modeste travail:

- à nos parents
- à nos proches
- à nos amis
- à nos professeurs

Hamid et Abd.el.Hamid

PLAN D'ETUDE

Pages :

INTRODUCTION

ET

GENERALITES

GENERALITES

Il n'échappe à personne l'importance des réservoirs d'eau, aussi bien élevés qu'enterrés dans la vie économique et sociale d'une nation.

* Rôle du réservoir d'eau:

Il a pour rôle essentiel de régulariser les variations de la consommation selon les besoins et les periodes.
Il doit aussi contenir entout temps une reserve suffisante et ce pour faire face à une interruption imprevue des installation de refoulement

* Classification des réservoirs:

les réservoirs peuvent être classés en fonction des critères suivants:

a- selon la position par rapport au sol
(au niveau du sol - Sur poteau - sur pylones - sur batiment)

b - selon la forme de la cuve
(carré, rectangulaire, circulaire...)

c- Selon le volume:
(grand réservoir, moyen réservoir, petit réservoir)

d- Selon la nature du liquide
(réservoir d'eau, de vins, - citernes à produits noirs (goudron, bitume) - réservoir à hydrocarbures (petrole, essence)

* Caractéristique d'un réservoir

Un résarvoir doit présenter les impératifs suivants

a) Résistance:
l'ouvrage doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis : poids propre - poids de l'eau - surcharges d'exploitation - efforts dûs aux vents et au seisme - retrait - fluage...

b) Durabilité:
le matériau qui constitue le réservoir doit conserver toutes ses propriétés initiales et ce après un long contact avec l'eau

c) Etanchéité:
le réservoir doit présenter une étanchéité absolue et parfaite afin de préserver la cuve contre toute fissure.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

a) Caractéristique du réservoir

L'[redacted]ge que nous proposons d'étudier est un reservoir se [redacted]térisant par:

- Capacité : 2500 m^3
- Hauteur utile déau : 7 m
- Matériau utilisé : Béton armé
- Forme géomètrique: Cuve cylindrique
- Site : ALGER
- Taux de travail du sol : 1 bars

b) Description du réservoir

le réservoir étudié est composé de deux cuves cylindriques de capacité de 2500 m^3 chacune et de diametre interieure 10,70 m, séparées par une chambre de vannes de dimensions : 4,80 × 4,20 m^2

la couverture est assurée par une coupole d'epaisseur 8cm et de flèche 2,5 m, possedant un lanterneau et une ouverture pour d'eventuelles reparations.

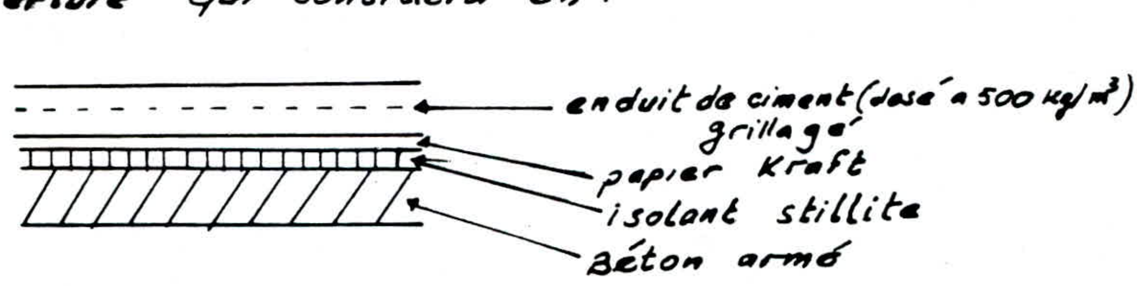
la fondation est assurée par un radier d'epaisseur [redacted]cm.

c) Revetement - Etancheite - Isolation

Les regles imposées par l'hygiène (eviter une contamination de l'eau), ainsi que l'influence des facteurs atmospherique nous imposent des revetements exterieurs et interieurs

* Pour la coupole

Comme le réservoir sera implanté à ALGER, on bénéficiera de son climat tempéré, doux qui ne comporte pas de grands écarts thermiques; nous nous contenterons donc d'un revêtement d'étancheité pour la coupole de couverture qui consistera en :



* Pour les parois

L'experience que dans le cas des grands reservoirs (au delà de 800 m^3), 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 est dans ce cas superflue. Donc il n'est pas nécessaire de prévoir un système d'isolation thermique.

Par contre pour l'étanchéite on prevoit des enduits pour améliorer l'impermeabilité des parois et de les proteger. Ces enduits seront en mortier de ciment et en deux couches en principe dosés à 500 Kg/m^3 de sable sec sur couche d'accrochage (dosé à 400 Kg/m^3).

- la première couche forme le degrossi
- la deuxième couche forma l'enduit proprement dit.

N.B. : le lissage de la 2ème couche avec un feutre est recommande.

d). Recommandation

IL est conseillé d'éviter des ciments de fabrication récente (ciments chauds) dont le retrait serait préjudiciable à l'étancheité.

CARACTERISTIQUES

DES

MATERIAUX

1. Beton :

On utilisera un béton trés etanche. Pour cela, le dosage sera porté à 400 kg/m³ de C.P.A 325 avec un contrôle attenué

1.1. Contrainte de compréssion admissible : noté $\overline{\sigma}_b'$.

$\overline{\sigma}_b' = \rho_b' \, \sigma_n'$.

σ_n' : contrainte d'ecrasement du béton (ou résistance nominale) aprés 28 jours

ρ_b' : $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$ · (ρ_b' étant une fraction de sa résistance nominale)

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ et ε sont des facteurs sans dimensions

— α : dépend de la classe du ciment utilisé. C.P.A 325 $\Rightarrow \alpha = 1$

— β : coefficient tenant compte de l'efficacite du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en oeuvre $\begin{cases} \beta = 5/6 & \text{Contrôle attenue} \\ \beta = 1 & \text{Contrôle stricte} \end{cases}$

— γ : dépend des épaisseurs relatives h_m des élements de construction et des dimensions des granulats, C_g : $\begin{cases} \gamma = 1 & \text{si } h_m > 4C_g \\ \gamma = \dfrac{h_m}{4C_g} & \text{si non} \end{cases}$

Dans notre cas $\gamma = 1$

— δ : dépend de la nature des sollicitations

$\delta = 0{,}30$ compréssion simple

$\delta = 0.60$ flexion simple et en flexion composée quand l'effort normal est une traction

$\delta = 0.30\left(1 + \dfrac{e_0}{3e_1}\right)$ avec un maximum de 0.6. flexion composée quand l'effort est une compression.

avec :

e_0 : excentricité de la force exterieure 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 préssion

Exemple:

section annulaire de faible épaisseur

soit D diamètre moyen. on aura alors : $e_1 = \dfrac{D}{4}$

pour $0 < e_0 \leq 0{,}75D \Longrightarrow \delta = 0.30\left(1 + \dfrac{1.33\,e_0}{D}\right)$

pour $e_0 \geq 0.75D \Longrightarrow \delta = 0.60$

— ε : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section. Elle est toujours comprise entre : $0.5 < \varepsilon \leq 1$

* Compréssion simple : $\varepsilon = 1$

les autres cas on prendra aussi $\varepsilon = 1$.

finallement on obtient :

a/ sous SP1 :

* compréssion simple : $\overline{\sigma}'_{b_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 300 = 75$ bars

* flexion simple : $\overline{\sigma}'_{b} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0.6 \times 1 \times 300 = 150$ bars

b/ sous SP2.

* compréssion simple : $\overline{\sigma}'_{b_0} = 1.5\, \overline{\sigma}'_{b_0}$ (sous SP1) $= 112.5$ bars

* flexion simple : $\overline{\sigma}'_{b} = 1.5\, \overline{\sigma}'_{b}$ (sous SP1) $= 225$ bars

1.2. Contrainte de traction de référence : noté $\overline{\sigma}_b$

c'est la fraction f_b de sa résistance à la compréssion à 28 j

$\overline{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28}$ ou $f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$

* α, β, γ : coefficients gardant la même signification qu'auparavant.

* $\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_n}$ avec $\sigma'_n = 300$ bars

$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{300} = 0.025$

On obtient donc : $\overline{\sigma}_b = 1 . \frac{5}{6} \times 1 \times 0.025 \times 300 = 6.25$ bars

Remarques:

a/ Le fait de definir une contrainte de traction de référence n'entraine pas, l'obligation de limiter à cette valeur la Contrainte de traction du béton calculée en prenant en considération les sections tendues homogenes $(B + n A)$

b/ Etant faible est difficile à respecter, le nouveau texte du cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé etablit par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé en 1966 prevoit une contrainte admissible de traction $\overline{\sigma}_b$ égale à:

$\overline{\sigma}_b = \theta\, \sigma_{28}$.

σ_{28} : limite de rupture en traction à 28 jours.

$\sigma_{28} \leq 22$ bars

θ : coefficient ≥ 1 $\begin{cases} \theta = 1 & \text{traction simple} \\ \theta = 1 + 2e_0 & \text{flexion composée} \end{cases}$

Nous limiterons $\bar{\sigma}_b$ à : $\bar{\sigma}_b = 22$ bars.

1.3. Containte de cisaillement admissible :

La containte tangente du plan neutre τ_b est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du beton σ'_b coexistante sur cette même section droite par les inégalités suivantes.

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \tau_b \leq 3,5\ \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b \leq 2\,\bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right)\bar{\sigma}_b$$

2. Aciers:

on utilise deux types d'aciers

* Aciers doux Fe 24 $\longrightarrow$ $\sigma_{en} = 2400$ Kg/cm^2
* Aciers à haute adhérence FeE 40 $\longrightarrow$ $\sigma_{en} = 4200$ Kg/cm^2 ;

4200 kg/cm^2 ($\phi \leq 20$) $\longrightarrow$ 4120 bars
4000 kg/cm^2 ($\phi > 20$) $\longrightarrow$ 3920 bars

2.1. Contrainte admissible de traction

En respectant les conditions de non fissurations exposées dans le CCBA 68 art 49. 22, la valeur maximale de la contrainte de traction admissible doit vérifier l'inegalité suivante.

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \sigma_{a_1} = 2/3\ \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} ;$$

σ_1 : contrainte de fissuration systimatique
σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle

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

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot n}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\,\tilde{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{n \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

ϕ : diametre nominal de la plus grosse barre tendue

n : Coefficient de fissurations $\begin{cases} n = 1 \rightarrow \text{pour les ronds lisses} \\ n = 1,6 \rightarrow \text{pour H-A.} \end{cases}$

K : Coefficient dependant des consequences de fissuration :
$k = 0.5 \times 10^6$ (fissuration trés prejudiciables)

$\tilde{\omega}_f$: % de fissuration défini par:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

A : section totale des barres tendues

B_f : section de béton tendu ayant même centre de gravité que les armatures tendues.

Valeur de $\bar{\sigma}_{a_1} = 2/3 \cdot \sigma_{en}$

* Aciers doux $\longrightarrow$ $\bar{\sigma}_{a_1} = 1600$ Kg/cm² (1570 bars)
* Aciers haute adhérence :

$$\sigma_{a_1} = \begin{cases} 2670 \text{ Kg/cm}^2 \ ; \ \phi > 20 \rightarrow (2610 \text{ bars}) \\ 2800 \text{ Kg/cm}^2 \ ; \ \phi \leq 20 \rightarrow (2750 \text{ bars}) \end{cases}$$

les valeurs $\bar{\sigma}_a$ aprés comparaisons de $\bar{\sigma}_{a_1}$ et σ_2 sont donneés ci-dessous

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

on ne considère que les valeurs de σ_2 or (en general $\sigma_2 > \sigma_1$)

* Parois du réservoir (éléments en contact permanent avec l'eau) :

Dans le cas ou l'element considéré est constament en contact avec l'humidité, les contraintes σ_1 et σ_2 seront majorées de 300η car le gonflement du béton réduit la largeur des fissures et ce en raison de l'abscence du retrait.

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot n}{\phi} \frac{\omega_f}{1+10 \cdot \omega_f} + 300\eta \ ; \ \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \cdot n \, \bar{\sigma}_b}{\phi}} + 300\eta$$

D'où.

	ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
$\bar{\sigma}_a$	Adx	1600	1600	1600	1600	1549	1456	1381	1267	1165	1065
	H.A	2800	2714	2415	2215	2066	1943	1848	1704	1574	1447

2.2. contrainte admissible de compréssion : $\bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot \sigma_{en}$

Dans le cas des pièces soumises à la compression simple pour les queles l'acier utilisé serait tel que : $\sigma_{en} < 3300$ Kg/cm² la valeur de $\bar{\sigma}'_a$ sera reduite à $\sigma'_a = 2/3 \, \sigma_{en} \cdot \frac{\sigma_{en}}{3340}$

* Acier HA $\longrightarrow$ $\bar{\sigma}'_a = \begin{cases} 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \phi \leq 20 \ (2750 \text{ b}) \\ 2670 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \phi > 20 \ (2610 \text{ b}) \end{cases}$
* Acier doux $\rightarrow$ $\bar{\sigma}'_a = 1150$ Kg/cm²

2.3. Contrainte admissible d'adhérence : $\overline{\tau}_d$

Elle est donnée suivant deux zones

- Zone d'ancrage normale : $\overline{\tau}_d = 1.25\ \psi_d^2\ \overline{\sigma}_b$
- Zone d'ancrage en pleine masse :

$$\overline{\tau}_d = 2\ \psi_d^2\ \overline{\sigma}_b$$

$$\psi_d = \begin{cases} 1 \text{ ; rond lisse} \\ \frac{1.6}{\sqrt{2}} \eta_r \text{ ; H.A} \end{cases}$$

ψ_d : coefficient de scellement droit

η_r : valeur du coefficient de scellement égal à $\sqrt{2}$

$\overline{\tau}_d$ [kg/cm²]	H.A	Adx
zone normale	17.58	7.81
zone en pleine masse	28.12	12.50

2.4. Recouvrement des armatures droites et longueur de scellements

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

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

ou d = distance entr-axes des barres.

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 isoleé

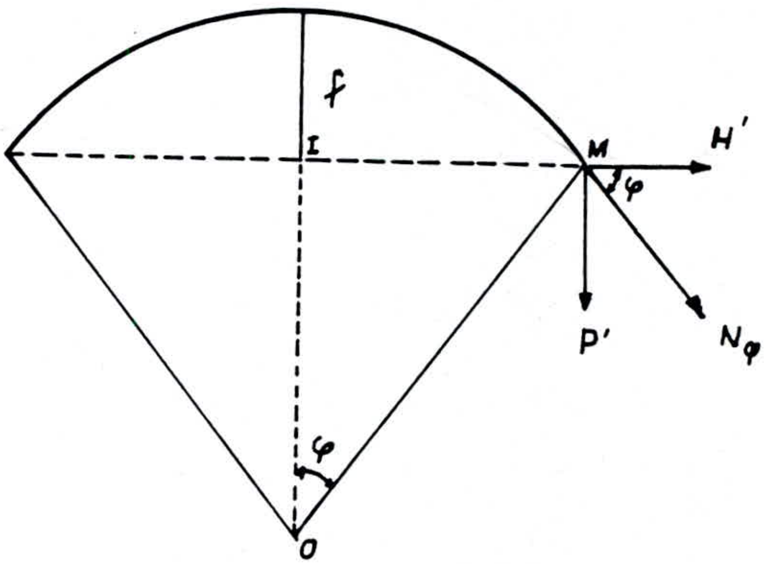
$$\ell_d = \begin{cases} \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\overline{\sigma}_a}{\overline{\tau}_d} & \text{en traction} \\ \phi/4 \cdot \frac{\overline{\sigma}_a'}{\overline{\tau}_d} & \text{en compréssion} \end{cases}$$

ϕ : étant le diamètre nominal de la barre.

ETUDE

DE LA COUPOLE

ETUDE DE LA COUPOLE



Soit S la surface de notre coupole $S = 2\pi R f$

R étant le rayon de la sphère

× poids total de la coupole $P_p = 2\pi R f p$

× poids par metre de pourtour

$$P_p' = \frac{P_p}{2\pi r} = \frac{2\pi R f p}{2\pi r} = \frac{pRf}{r}$$

or $R = \dfrac{r^2 + f^2}{2f}$ car $r^2 = f(2R - f)$

et donc $P_p' = \dfrac{pf(r^2+f^2)}{2fr}$

Les triangles OIM et (H', N_φ, P_p') sont semblables

d'où : $\dfrac{H'}{R-f} = \dfrac{P_p'}{r} \Rightarrow H' = \dfrac{P_p'}{r}(R-f)$

$$H' = \frac{pf(r^2+f^2)}{2fr} \cdot \frac{R-f}{r}$$

or $\quad R - f = \dfrac{r^2 + f^2}{2f} - f = \dfrac{r^2 - f^2}{2f}$

et donc $\quad H' = \dfrac{pf(r^2+f^2)(r^2-f^2)}{2fr \quad 2fr} = \dfrac{p(r^4 - f^4)}{4fr^2}$

* pour les surcharges

Si nous considérons une surcharge q par metre carré de projection horizontale, nous calculons de même :

$P_q = \pi r^2 q$

par metre de contour : $P'_q = \dfrac{\pi r^2 q}{2\pi r} = \dfrac{qr}{2}$

$H'_q = P'_q \cdot \dfrac{R-f}{r} = \dfrac{qr}{2}\,\dfrac{r^2-f^2}{2fr} = \dfrac{q(r^2-f^2)}{4f}$

pratiquement on fait le calcul avec $H'_q = \dfrac{q(r^4-f^4)}{4fr^2}$ qui

est dans le sens de la sécurité car :

$$H_q' = \frac{q(r^4-f^4)}{4fr^2} = \frac{q(r^2-f^2)}{4f}\,\frac{r^2+f^2}{r^2} = \frac{q(r^2-f^2)}{4f}\left(1+\frac{f^2}{r^2}\right) > \frac{q(r^2-f^2)}{4f}$$

* Effort de compression dans les méridiens

$N_e = \sqrt{H'^2 + p'^2}$ qui sert à vérifier la contrainte de compression $\quad \sigma'_b = \dfrac{N_e}{b \cdot e} \quad \dfrac{N_e}{100e}$

* Calcul de la ceinture

la ceinture est soumise à un effort de traction T tel que :

$T = H' r$

et la section d'acier sera : $\quad A = \dfrac{T}{\bar{\bar{\sigma}}_a}$

la contrainte de traction dans la ceinture est : $\sigma_b = \dfrac{T}{B + nA}$

Application :

a) charges et surcharges

$e = 8$ cm
$f = 2,50$ m
$r = 10,73$ m
$h = 7$ m
$d = 11,40$ m

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{10,73^2 + 2,50^2}{2 \cdot 2,5} = 24,27 \text{ m}$$

$$S = 2\pi R f = 2\pi \cdot 24,27 \cdot 2,5 = 381,3 \text{ m}^2$$

× charges

– poids propre : $P_p = 2500 \cdot 0,08 = 200$ daN/m²

– etancheité, isolation : $P_e = 40$ daN/m²

$P = 240$ daN/m²

× surcharges

- surcharge d'exploitation = 100 kg/m² $\Rightarrow q = 100$ daN/m²

$\Rightarrow P + 1,2q = 360$ daN/m²

2) Calcul des efforts

× Calcul des charges et surcharges par metre de pourtour

- charges : $P'_p = \frac{P.S}{2\pi r} = \frac{240 \cdot 381,3}{2\pi \cdot 10,73} = 1357,5$ daN/m

- Surcharges : $P'_q = \frac{q.r}{2} = \frac{120 \cdot 10,73}{2} = 643,8$ daN/m

$\Rightarrow P' = P'_p + P'_q = 2001$ daN/m

× poussée horizontale

$$H' = \frac{(P + 1,2q)(r^4 - f^4)}{4fr^2} = \frac{360\,(10,73^4 - 2,5^4)}{4 \cdot 2,5 \cdot 10,73^2} = 4132,6 \text{ daN/m}$$

$H' = 4133$ daN/m

* effort de compression dans les meridiens

$$N_e = \sqrt{H'^2 + P'^2} = \sqrt{2001^2 + 4133^2} = 4591{,}5 \text{ daN/m}$$

3) Calcul des contraintes

* contrainte de compression

$$\sigma_b' = \frac{N_e}{100 \cdot e} \quad \frac{4591{,}5}{100 \cdot} = 5{,}74 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_b'}$$

* Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{P'}{100 \cdot e} = \frac{2001}{100 \cdot 8} = 2{,}5 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\tau_b}$$

4) Calcul des armatures

Comme les contraintes de compression et de cisaillement sont inferieures aux contraintes admissibles, le béton suffit à lui seul mais on mettra quand même des armatures destinées à résister aux effets de retrait et aux efforts dissymetriques

- Suivant les meridiens : $A_1 = 0{,}3 \cdot e = 0{,}3 \cdot 8 = 2{,}4 \text{ cm}^2$

$$A_1 = 5HA8 \text{ /m.l} = 2{,}51 \text{ cm}^2\text{/m.l.}$$

- Suivant les parallèles : $A_2 = \frac{A_1}{3} = \frac{2{,}4}{3} = 0{,}8 \text{ cm}^2$

$$A_2 = 4HA6 \text{ /m.l.} = 1{,}13 \text{ cm}^2\text{/m.l.}$$

5) Vérification de la coupole au poinçonnement

On vérifiera la coupole au poinçonnement causée par une charge de 150 kg répartie sur une surface de 40·40 cm²

$$1{,}5 \frac{P}{P_c \cdot h_t} \leq 1{,}2 \overline{\sigma_b}$$

h_t : épaisseur de la coupole
P : charge de 150 kg
P_c : périmètre dans le plan moyen de la coupole en tenant compte de la diffusion

$$P_c = 40\left(40 + \frac{2h_t}{2}\right) = 40(40 + 8) = 192 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{1{,}5 \cdot 150}{192 \cdot 8} = 0{,}15 \text{ Kg/cm}^2 < 1{,}2 \overline{\sigma_b}$$

6) Calcul de la ceinture

$$T = H \cdot r = 4133 \cdot 10,73 = 44347,1 \text{ daN}$$

la section d'acier sera de : (en choisissant des H.A.20 → $\bar{\sigma}_a = 1224$ Kg/cm²

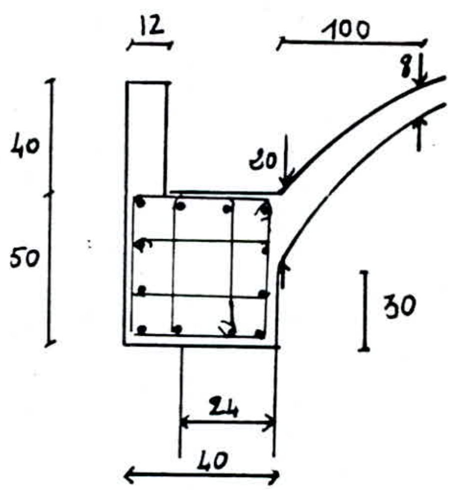
$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{44347,1}{1224} = 36,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 12 HA20 = 37,7 \text{ cm}^2$$

la section de béton nécessaire en limitant la contrainte de traction du béton à 18 b.

$$B = \frac{T - nA}{\sigma_{b_h}} = \frac{44347,1 - 15 \cdot 37,7}{18} = 2432 \text{ cm}^2$$

Or la section de notre ceinture est :

$$50 \cdot 40 + 40 \cdot 12 = 2480 \text{ cm}^2$$



7) Vérification de la ceinture

* condition de fragilité

$$\omega_f = \frac{A}{B} > \frac{3\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow \bar{A} \geq \frac{3\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot B = \frac{3 \cdot 6,25}{4200} \cdot 2480 = 11,07 \text{ cm}^2$$

$$A = 37,7 \text{ cm}^2 > \bar{A} = 11,07 \text{ cm}^2$$

* Condition de fissuration

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f}$$

$$\omega_f = \frac{37,7}{2000} = 0,019$$

$$\sigma_1 = 0{,}5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1{,}6}{20} \cdot \frac{0{,}019}{1+0{,}19} = 639 \ Kg/cm^2$$

$\sigma_1 = 639 \ Kg/cm^2 < \sigma_2 \Rightarrow$ Verifie

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

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{44347{,}1}{37{,}7} = 1176{,}3 \ kg/cm^2$$

$$\sigma_a = 1176{,}3 \ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 1224 \ Kg/cm^2$$

* Ouverture de la coupole

nous avons deux sortes d'ouvertures

- l'une de 1m de diametre au centre pour l'aeration
- l'autre de 0,5m de diametre pour le nettoyage

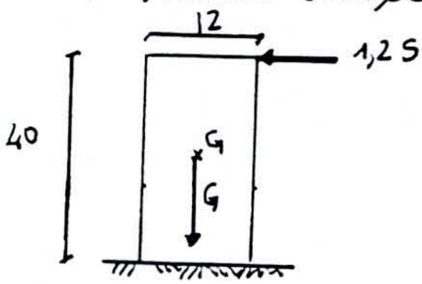
Ces ouvertures sont soumises à la compression et comme le béton passe bien a la compression nous adopterons un ferraillage de principe qui consistera à relever le ferraillage méridien de la coupole

* Armature transversale de la ceinture

On prendra 3 cadres $\phi 8$ tous les 30 cm comme sur le schéma précédant.

ETUDE DE L'ACROTÈRE

l'acrotère est supposée encastrée à la base, elle sera calculée en flexion composée.



$N = G = (0{,}12 \cdot 0{,}4 \cdot 1)\, 2{,}5 \cdot 10^3 \quad = 120 \text{ Kg/ml}$

$M = 1{,}2S \cdot 0{,}4 = 1{,}2 \cdot 100 \cdot 0{,}4 \quad = \quad 48 \text{ Kg.m/m.l}$

$$\left.\begin{array}{l} e_o = \dfrac{M}{N} = \dfrac{48}{120} = 40\text{cm} \\[2ex] e_1 = \dfrac{h_t}{6} = \dfrac{12}{6} = 2\text{ cm} \end{array}\right\} \Rightarrow e_o > e_1 \Rightarrow$$ c'est une section partiellement comprimée

$$\left.\begin{array}{l} \overline{\sigma}'_b = 150 \text{ Kg/cm}^2 \\ \overline{\sigma}_a = 1731 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \alpha = 0{,}565 \\ \gamma = 0{,}812 \end{array}$$

$M_{fictif} = N \cdot f = 120 \cdot 0{,}43 = 51{,}6 \text{ Kg.m/ml}$

$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}565 \cdot 0{,}812 \cdot 150 \cdot 100 \cdot 9^2 = 2787 \text{ Kg.m/m.l.}$

$M_{rb} > M_f \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$U = \frac{15 \cdot M}{\overline{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \cdot 5160}{1731 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0{,}0055 \Rightarrow \left\{\begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9662 \\ K = 133 \end{array}\right.$$

$$A_{fo} = \frac{M}{\overline{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{5160}{1731 \cdot 0{,}9662 \cdot 9} = 0{,}34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_c = 0{,}27 \text{ cm}^2$$

Comme A est faible on prendra la section donnée par la condition de non fragilité.

$$A \geq 0{,}69 \frac{\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0{,}69 \cdot \frac{6{,}25}{4200}\, 100 \cdot 7 = 0{,}72 \text{ cm}^2$$

On prendra 4 H.A. 8 / m.l. $\Rightarrow A = 2{,}51 \text{ cm}^2$

Vérification

$$\star \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1731}{133} = 13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$\star$ l'effort tranchant : $T = 1{,}2\ S = 120 \text{ Kg/m.l}$

$$\left.\begin{array}{l} A\bar{\sigma}_a = 2{,}51 \cdot 1731 = 4345 \text{ Kg} \\ T + \dfrac{M}{z} = 120 + \dfrac{4\,800}{\frac{7}{8}\cdot 7} = 903{,}7 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}\right\} \Rightarrow A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$$

$\ast$. Seisme local

l'effort sismique horizontal F_p est donné par

$$F_p = Z_I \cdot C_p \cdot W_p$$

avec $Z_I = 1{,}19$ (zone II, groupe d'usage 1
$C_p = 0{,}8$ (élément de console)
$W_p = 75$ Kg/m.l.

$$F_p = 1{,}19 \cdot 0{,}8 \cdot 75 = 71{,}5 \text{ Kg/m.l.} < 1{,}2\ S = 120 \text{ Kg/m.l.}$$

. l'acrotère à été dimensionnée avec un effort superieure a la force sismique, et donc elle est verifieé au seisme local

. On laissera 4 H.A.8/m.l. en attente à partir de la poutre afin d'assurer L'encastrement de l'acrotère.

ETUDE

DES PAROIS

ETUDE DE LA PAROI

la paroi sera étudieé sous deux cas :

Cas 1 : le réservoir est plein et donc soumis à la poussée de l'eau. Pour une question de securité on negligera dans ce cas la pousseé des terres.

Cas 2 : le réservoir est vide et soumis à l'action des terres seulement. On supposera que le réservoir est complètement enterré (jusqu'à la base de la ceinture.).

Cas 1 : Reservoir plein :

A partir de la théorie de la membrane, TIMOSHENKO est arrivé à étudier dans son ouvrage intitulé " Coques et plaques ". L'equilibre d'une coque soumise à des pressions exterieures et ce à partir des deplacements des éléments de coque.

Il est arrivé à donner les relations entre le deplacement et les éléments de réduction qui sont :

$$N_e = \frac{D(1-\upsilon^2)}{a} w \qquad D = \frac{E.t}{1-\upsilon^2} \text{ résistance à la dilatation}$$

$$M_x = K w''$$

$$T_x = K w''' \qquad \text{avec : } K = \frac{E.t^3}{12(1-\upsilon^2)} \text{ résistance à la flexion}$$

où :
- t : epaisseur de la paroi
- a : rayon interne du reservoir
- υ : coefficient de poisson
- w : déplacement radial de l'élément de paroi
- M_x : moment flechissant sur l'element de paroi
- N_e : pousseé radial sur l'element de paroi
- T_x : effort tranchant sur l'element de paroi

Dans ce cas de la pousseé d'eau, w sera la solution de l'équation différentielle suivante:

$$K w^{VI} + D a^2 (1-\upsilon^2) \cdot w = \gamma \cdot a^4 (h-a)$$

où γ = masse volumique de l'eau

la solution particulière de cette équation est :

$$W = \frac{\gamma . a^2}{D . (1 - u^2)} (h - x)$$

la solution de l'équation homogène est de la forme :

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 . \cos\frac{\alpha}{a}x + i C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x\right) + e^{-\frac{\alpha}{a}x'}\left(C_3 \cos\frac{\alpha}{a}x' + i C_4 \sin\frac{\alpha}{a}x'\right)$$

$$\text{Où} \quad \alpha = \sqrt[4]{\frac{3 a^2 (1 - u^2)}{t^2}} \qquad \text{et } x' = h - x$$

Vu que α est un terme de grande valeur alors les fonctions $e^{\alpha x}$ et $e^{\alpha x'}$ croissent très vite, en faisant varier x où x' à partir de zéro

Donc à l'inverse, les fonctions $e^{-\alpha x}$ et $e^{-\alpha x'}$ auront rapidement des valeurs très faibles si on s'éloigne de $x = 0$ où $x' = 0$.

et donc au bord inférieur on aura comme solution de l'équation homogène

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 \cos\frac{\alpha}{a}.x + i C_2 \sin\frac{\alpha}{a}.x\right)$$

la solution générale de l'équation non homogène sera :

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x + i C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x\right) + \frac{\gamma a^2}{D(1 - u^2)}(h - x)$$

$$* \ \frac{\partial W}{\partial x} = -\frac{\alpha}{a} e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x + i C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x\right) + e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(-\frac{\alpha}{a} C_1 \sin\frac{\alpha}{a} + i\frac{\alpha}{a}\cos\frac{\alpha}{a}x\right)$$

$$- \frac{\gamma a^2}{D(1 - u^2)}$$

$$\frac{\partial W}{\partial x} = -\frac{\alpha}{a} e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x + i C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x + C_1 \sin\frac{\alpha}{a}x - i C_2 \cos\frac{\alpha}{a}x\right) - \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}$$

$$* \quad \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = \frac{\alpha^2}{a^2} e^{-\frac{\alpha}{a}x}\Big[C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x + i C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x + C_1 \sin\frac{\alpha}{a}x - i C_2 \cos\frac{\alpha}{a}x$$
$$+ C_1 \sin\frac{\alpha}{a}x - i C_2 \cos\frac{\alpha}{a}x - C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x - i C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x\Big]$$

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = 2\frac{\alpha^2}{a^2} e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 \sin\frac{\alpha}{a}x - i C_2 \cos\frac{\alpha}{a}x\right)$$

$$* \quad \frac{\partial^3 W}{\partial x^3} = -2\frac{\alpha^3}{a^3} e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 \sin\frac{\alpha}{a}x - i C_2 \cos\frac{\alpha}{a}x - C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x - i C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x\right)$$

$$\frac{\partial^3 W}{\partial x^3} = -2\frac{\alpha^3}{a^3} e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left[C_1\left(\sin\frac{\alpha}{a}x - \cos\frac{\alpha}{a}x\right) - i C_2\left(\sin\frac{\alpha}{a}x + \cos\frac{\alpha}{a}x\right)\right]$$

• Détermination des constantes d'integration C_1 et C_2 :

la base du reservoir est supposeé encastreé sur le radier et donc :

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

$$* \quad W_{x=0} = 0 \Rightarrow C_1 + \frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} = 0 \Rightarrow C_1 = -\frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)}$$

$$* \left(\frac{\partial W}{\partial x}\right)_{x=0} = -\frac{\alpha}{a}\left(C_1 - i C_2\right) - \frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)} = 0$$

$$\Rightarrow (C_1 - i C_2) = -\frac{\gamma a^3}{\alpha D(1-\nu^2)}$$

$$\Rightarrow C_1 + \frac{\gamma a^3}{\alpha D(1-\nu^2)} = i C_2 \Rightarrow C_2 = \frac{1}{i}\left(\frac{\gamma a^2 h}{D(1-\nu^2)} + \frac{\gamma a^3}{\alpha D(1-\nu^2)}\right)$$

$$C_2 = \frac{1}{i}\,\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}\left[-h+\frac{a}{\alpha}\right]$$

Ce qui nous donne

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

$$* \ M_x = K.W'' = \frac{2K\alpha^2 e^{-\frac{\alpha}{a}x}}{D(1-\nu^2)}\left(-\gamma\sin\frac{\alpha}{a}x-\gamma\left(-h+\frac{a}{\alpha}\right)\cos\frac{\alpha}{a}x\right)$$

$$\text{or}\quad \frac{K}{D} = \frac{E.t^3}{12(1-\nu^2)}\cdot\frac{(1-\nu^2)}{E.t} = \frac{t^2}{12}$$

d'ou

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

$$* \ N_e = \frac{D(1-\nu^2)}{a}W = \frac{D(1-\nu^2)}{a}\left[e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1\cos\frac{\alpha}{a}x+iC_2\sin\frac{\alpha}{a}x\right)+\frac{\gamma a^2}{D(1-\nu^2)}(h-x)\right]$$

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

$$N_e = e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left[-\gamma.a.h\cos\frac{\alpha}{a}x+\gamma a\left(-h+\frac{a}{\alpha}\right)\sin\frac{\alpha}{a}x\right]+\gamma.a.(h-x)$$

$$* \ T = K\cdot W''' = \frac{\partial M_x}{\partial x} = \frac{t^2\alpha^2\gamma}{6(1-\nu^2)}\left(-\frac{\alpha}{a}\right)e^{-\frac{\alpha}{a}x}\Big[-h\sin\frac{\alpha}{a}x+\left(h-\frac{a}{2}\right)\cos\frac{\alpha}{a}x$$

$$+h\cos\frac{\alpha}{a}x+\left(h-\frac{a}{\alpha}\right)\sin\frac{\alpha}{a}x\Big]$$

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

Récapitulation

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

$$N_\theta = e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left[-\gamma \cdot a \cdot h \cos\frac{\alpha}{a}x + \gamma a\left(\frac{a}{\alpha} - h\right)\sin\frac{\alpha}{a}x\right] + \gamma a(h-x)$$

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

Remarque

le cahier des charges pour le calcul des réservoirs fixe le poids volumique de l'eau à 1200 Kg/m³ au lieu de 1000 Kg/m³.

Côtes \ EFFORTS	M_x (t.m/m.l)	N_t t/m.l	T t/m.l
0,00	+ 5,20	0	- 9,40
1,00	- 0,46	26,20	- 2,52
2,00	- 1,30	51,05	+ 0,30
3,00	- 0,69	53,32	+ 0,67
4,00	- 0,16	42,19	+ 0,35
5,00	+ 0,03	27,47	+ 0,08
6,00	+ 0,05	13,26	+ 0,02
7,00	0	0	0

$$M_x = 899{,}69\, e^{-0{,}817x}\left[-7 \sin 0{,}817x + 5{,}776 \cos 0{,}817x\right]$$

$$N_t = e^{-0{,}817x}\left[-89880 \cos 0{,}817x - 5{,}776 \sin 0{,}817x\right] + 12840(7-x$$

$$T = -734{,}6\, e^{-0{,}817x}\left[12{,}776 \cos 0{,}817x - 1{,}224 \sin 0{,}817x\right]$$

ferraillage horizontale des viroles

virolles	$T_i = \frac{F_i + F_{i+1}}{2}$ (t)	$A_i = \frac{T_i}{\sigma_a}$ cm²	A (choisie) cm²	ESPACEM. cm	$\sigma_{bH} = \frac{T}{100\,B + 15\,A}$ Kg/cm²
$0 \leq h \leq 1$	$\frac{0+26,2}{2} = 13,1$	$\frac{13100}{2060} = 6,35$	10 H.A 12 = 11,31	20	$\frac{13100}{100 \cdot 24 + 15 \cdot 11,31} = 5,10$ Kg/cm² < 22b
$1 \leq h \leq 2$	$\frac{26,2+51,05}{2} = 38,6$	$\frac{38600}{1848} = 20,88$	12 HA 16 = 24,12	16	$\frac{38600}{2400 + 15 \cdot 24,12} = 13,97$ Kg/cm² < 22b
$2 \leq h \leq 3$	$\frac{51,05+53,32}{2} = 52,2$	$\frac{52200}{1848} = 28,04$	14 HA 16 = 28,15	14	$\frac{52200}{2400 + 15 \cdot 28,15} = 18,50$ Kg/cm² < 22b
$3 \leq h \leq 4$	$\frac{53,32+42,19}{2} = 47,8$	$\frac{47800}{1848} = 25,86$	14 HA 16 = 28,15	14	$\frac{47800}{2400 + 15 \cdot 28,15} = 17,7$ Kg/cm² < 22b
$4 \leq h \leq 5$	$\frac{42,19+27,47}{2} = 34,8$	$\frac{34800}{1848} = 18,83$	10 HA 16 = 20,1	20	$\frac{34800}{2400 + 15 \cdot 20,1} = 12,9$ Kg/cm² < 22b
$5 \leq h \leq 6$	$\frac{27,47+13,26}{2} = 20,4$	$\frac{20400}{1943} = 10,50$	10 HA 12 = 11,32	20	$\frac{20400}{2400 + 15 \cdot 11,32} = 7,94$ Kg/cm² < 22b
$6 \leq h \leq 7$	$\frac{13,26+0}{2} = 6,63$	$\frac{6630}{2211} = 3,00$	10 HA 10 = 7,85	20	$\frac{6630}{2400 + 15 \cdot 7,85} = 2,63$ Kg/cm² < 22b

Cas "2" Réservoir vide

Dans le cas du réservoir vide, la paroi n'est soumise qu'à la poussée des terres.

On supposera que le reservoir est totalement enterré (jusqu'à la base de la ceinture)

Les terres sont constituées d'un remblai argilo-graviteux dont les caractéristiques sont en général :

Δ : poids spécifique = 1700 à 2000 daN/m³

C : Cohesion = 0,1 à 0,8 KdaN/m²

φ : angle de frottement ≃ 25° à 40°

Comme le rapport de sol ne donne pas les caracteristiques exactes du sol on prendra des valeurs sécurisantes

$\Delta = 2000$ daN/m³

$C = 0$

$\varphi = 30°$

Le calcul des éléments de réduction se fera de la même manière que pour le 1er cas : "poussée de l'eau" mais avec :

$$\gamma_t = (K_a \cdot \Delta)$$

K_a : Coefficient de poussée horizontal

D'après RESAL ; $K_a = f(\varphi, \alpha) = f(30°, 0°) = 0{,}270$

α : étant inclinaison de la paroi = 0°

$\Rightarrow \gamma_t = K_a \cdot \Delta = 0{,}27 \cdot 2000 = 540$ Kg/m³

$$\left.\begin{array}{l} t = 0{,}24 \\ a = 11\text{ m} \\ h = 8\text{ m} \end{array}\right\} \quad \alpha = \sqrt[4]{\frac{3a^2(1-\nu^2)}{t^2}} = 8{,}859$$

En remplaçant ces valeurs dans les formules du cas "1" On obtient

$$M_x = -499,46\,e^{-0,805x}\left[-8\sin 0,805x + 6,758\cos 0,805x\right]$$

$$N_e = -e^{-0,805x}\left[-57024\cos 0,805x - 48173,35\sin 0,805x\right] + 7128(8-x)$$

Efforts / Côtes	M_x t.m/m.l	N_e t/ml
0,00	- 3,37	0
1,00	+ 0,24	-16,70
2,00	+ 0,82	-33,59
3,00	+ 0,46	- 36,59
4,00	+ 0,12	- 30,93
5,00	- 0,016	-22,69
6,00	- 0,0031	- 14,59
7,00	+ 0,016	- 7,07
8,00	0	0

Vérification des contraintes de compression dans les viroles

Viroles	$F_i' = \frac{N_{\theta i} + N_{\theta i+1}}{2}$ (t)	$\sigma'_{b1} = \frac{F_i'}{100 \cdot}$ kg/cm²
1	$\frac{0+16,7}{2} = 8,35$	$\frac{8350}{2400} = 3,48$
2	$\frac{16,7+33,59}{2} = 25,15$	$\frac{25150}{2400} = 10,48$
3	$\frac{33,59+36,59}{2} = 35,09$	$\frac{35090}{2400} = 14,62$
4	$\frac{36,59+30,93}{2} = 33,76$	$\frac{33760}{2400} = 14,06$
5	$\frac{30,93+22,69}{2} = 26,81$	$\frac{26810}{2400} = 11,17$
6	$\frac{22,69+14,59}{2} = 18,64$	$\frac{18640}{2400} = 7,77$
7	$\frac{14,59+7,07}{2} = 10,83$	$\frac{10830}{2400} = 4,51$
8	$\frac{7,07+0}{2} = 3,54$	$\frac{3540}{2400} = 1,48$

Comme les contraintes de compression dans le béton sont inferieures à la contraintes admissible, le béton suffit à lui seul et donc le ferraillage des viroles se fera avec la pousseé de l'eau.

* FERRAILLAGE VERTICAL

moments maximaux

Moments	Poussee de l'eau	Poussée des terres
Max. Positif	+ 5,20 t.m	+ 0,82 t.m
Max Negatif	- 1,30 t.m	- 3,37 t.m

* Ferraillage longitudinal de la paroi

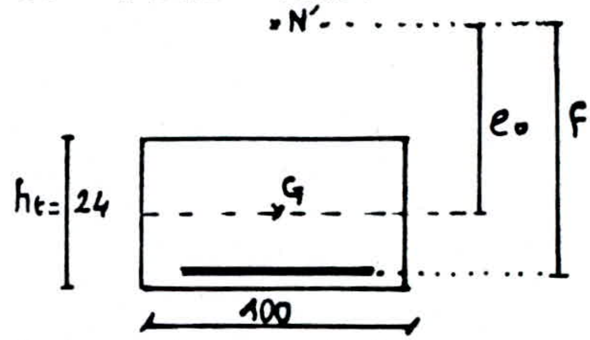
* Moment maximal positif

$M = 5,2\ t.m$

$N' = 8,42\ t$

le section sera considerée comme si elle ne presente pas de courbure
Elle est soumise à la flexion composée.

On appliquera la methode de "PIERRE CHARON"



$.e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{5,2 \cdot 10^5}{8,42 \cdot 10^3} = 61,8\ cm.$

$.e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{24}{6} = 4\ cm$

$\Rightarrow e_0 > e_1 \Rightarrow$ c'est une section partiellement comprimée.

$f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 61,8 + \frac{24}{2} - 4 = 69,8\ cm$

On calculera la section comme si elle était soumise à la flexion simple avec un moment fictif $\mathcal{M}$

$\mathcal{M} = N' \cdot f = 8,42 \cdot 0,698 = 5,67\ t.m$

. Comme $e_0 > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\,\bar{\sigma}'_{b_0} = 150\ Kg/cm^2$

. On utilisera des H.A.20 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1704\ Kg/cm^2$

$$\longrightarrow \begin{cases} \alpha = 0,57 \\ \gamma = 0,81 \end{cases}$$

le moment résistant de béton étant

$Mrb = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,57 \cdot 0,81 \cdot 150 \cdot 100 \cdot 20^2 = 13,48\ t.m$

$Mrb > \mathcal{M} \Rightarrow A'_s = 0 \quad \Rightarrow A'_c = 0$

$$A_s = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{5{,}67 \cdot 10^5}{0{,}81 \cdot 20 \cdot 1704} = 20{,}54 \ cm^2$$

$$\Rightarrow A_c = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 20{,}54 - \frac{8420}{1704} = 15{,}60 \ cm^2$$

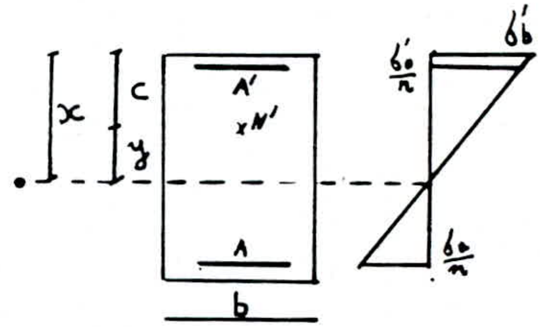
$$\Rightarrow \begin{cases} A'_c = 0 \\ A_c = 5 \ H.A. \ 20 = 15{,}71 \ cm^2 \end{cases}$$

Vérification des contraintes

Elle sera réalisée avec la methode usuelle appliqueé dans le béton

On pose $y = x - c$

$\Rightarrow x = y + c$



l'equation du moment statique nous donne

$$y^3 + \left\{-3c^2 - \frac{6x}{b}\left[A'(c-d') - A(h-c)\right]\right\} \cdot y + \left\{-2c^3 - \frac{6x}{b}\left[A'(c-d')^2 + A(h-c)^2\right]\right\} = 0$$

qui est de la forme :

$$y^3 + Py + q = 0 \quad \text{avec}$$

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

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

dont la Solution est:

$$y = \left\{-\frac{q}{2} + \left[\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{P}{3}\right)^3\right]^{\frac{1}{2}}\right\}^{\frac{1}{3}} + \left\{-\frac{q}{2} - \left[\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{P}{3}\right)^3\right]^{\frac{1}{2}}\right\}^{\frac{1}{3}}$$

le moment d'inertie sera :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA'(x-d')^2 + nA(h-x)^2$$

On pose $K = \frac{N' \cdot y}{I}$ et on verifiera

$$\sigma'_b = K \cdot x \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = nK(h-x) \leq \bar{\sigma}'_a .$$

N.B : Tous les résultats des calculs seront dressés Sur le tableau suivant.

h (cm)	M (tm)	N' (t)	e_0 (cm)	f (cm)	$\mathcal{M}$ (t.m)	M_{rb} (t.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)
0,0	+ 5,2	8,42	62	70	5,67	13,48	15,60 5HA 20 = 15,71	0
0,0	-3,37	8,42	40	48	4,04	13,46	8,82 5HA 16 = 10,05	0
2,0	+ 0,82	6,82	12	20	1,36	12,14	0,53 5HA 8 = 2,51	0
2,0	- 1,30	6,82	19	27	1,85	12,14	1,74 5HA 8 = 2,51	0

h (cm)	y (cm)	x (cm)	I (cm^4)	K	σ_b' (Kg/cm²)	σ_a' (Kg/cm²)
0,0	58,2	8,2	51190,84	9,57	78,5	1694 < 1704
0,0	35,0	7,0	36910,08	7,98	55,9	1556,1 < 1848
0,0	8,15	8,15	23331,69	2,38	19,42	423,0 < 2415
0,0	12,75	5,75	13982,3	6,21	35,76	1327,4 < 2415

Le RPA (art. 4.3.3.3) donne comme pourcentage minimum des armatures verticales sur toutes la zone tendue : 0.5 %. On prendra donc : 5 HA 12 / ml au lieu de 5 H.A 8 /ml .

Vérification de l'effort tranchant

$$T_{max} = 9{,}40\ t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_o\, z} = \frac{9400}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 20} = 5{,}37\ Kg/cm^2$$

$$\tau_b = 5{,}37\ Kg/cm^2 < 2{,}5\ \bar{\sigma}_b = 2{,}5 \cdot 6{,}25 = 15{,}62\ Kg/cm^2$$

et donc $\tau_b < \bar{\tau}_b$

L'effort tranchant sera repris par les armatures horizontales en arcs et par les armatures en epingles de maintien.

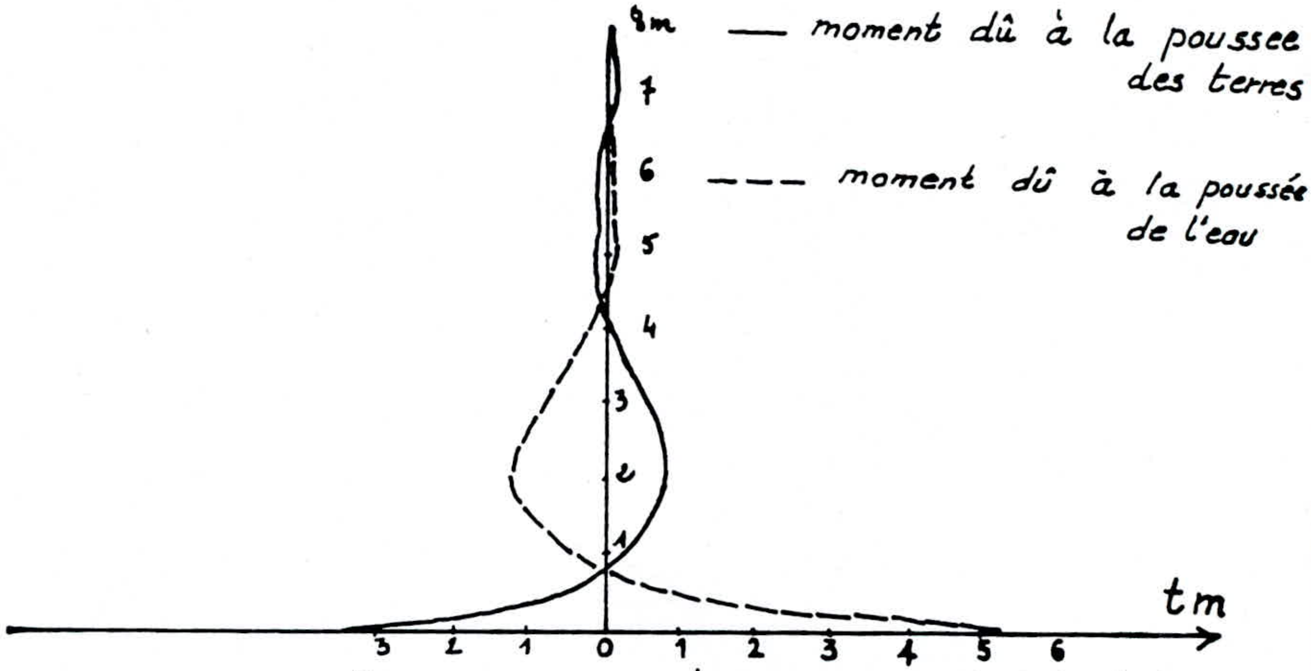


Diagramme des moments (M_x)

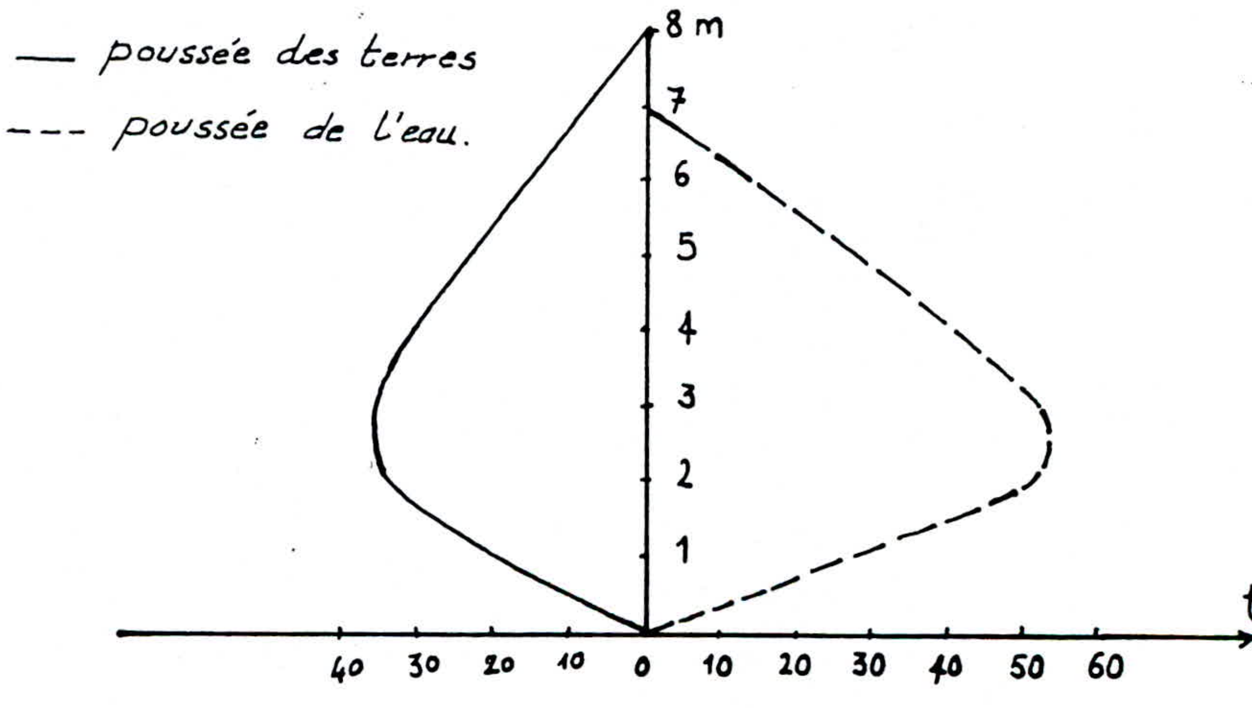


Diagramme des poussées N_φ

ETUDE

HYDRODYNAMIQUE

ETUDE HYDRODYNAMIQUE

I GENERALITES :

Il est possible de decrire le comportement général du fluide vibrant d'après les résultats experimentaux et analytiques.

Le fluide que contient le reservoir se répartit en général en deux zones :

- Zone 1 : C'est la zone inferieure du fluide qui represente une masse soumise à des contraintes (sous l'effet d'une acceleration sismique horizontale) et qui tend à se deplacer comme un corps rigide en suivant les mouvements du reservoir.

- Zone 2 : c'est la zone superieure du fluide qui represente une masse qui tend à se deplacer avec un mouvement de vagues.

Nous représenterons ci-dessous un aperçu sur la methode approcheé de calcul d'après HOUSNER

II APERCU SUR LA METHODE DE HOUSNER.

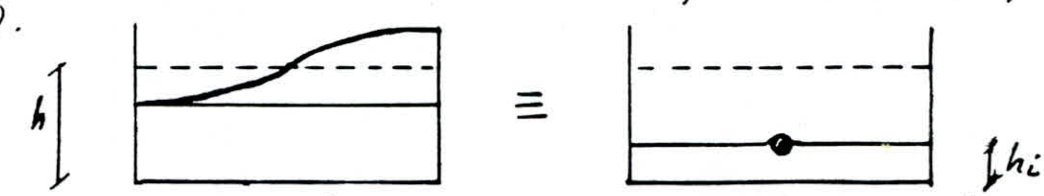
* Cas d'un reservoir posé sur le sol :

Comme on a mentionné ci-dessus, on décompose l'action sismique du liquide en deux types d'actions :

— Une action passive provoquant des efforts d'impulsion
— Une action active provoquant des efforts d'oscilliation

Les efforts d'impulsion proviennent du fait qu'une partie de la masse du fluide (dite : masse passive) reagit par inertie à la translation des parois du reservoir. Son système mecanique est obtenu en considerant une masse (M_i) liée rigidement au reservoir, à une hauteur (h_i) telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau equivalente (fig 1).

fig 1



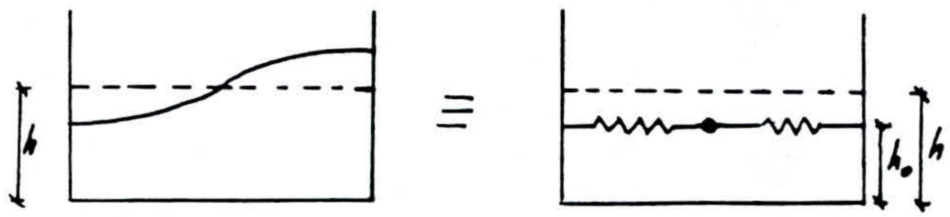
EQUIVALENT MECANIQUE DES PRESSIONS D'IMPULSION
(quand on neglige les oscillations de l'eau)

Quand aux efforts d'oscillation, ils proviennent du fait qu'une autre partie de la masse du fluide (eau dans notre cas) dite masse active se met en mouvement d'oscillation sous l'action du seisme.

Son équivalent mecanique s'obtient en considerant une masse M_o retenue par un ressort de raideur K au niveau h_o ou h_o^* dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du fluide.

- Pour le calcul des moments de flexions, les seules actions prises en compte sont celles exercées sur les parois, dans ce cas la masse M_o est appliqueé au niveau h_o (fig 2)

fig 2



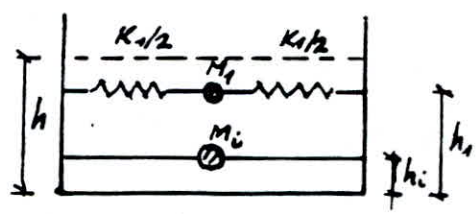
EQUIVALENT MECANIQUE DES PRESSIONS D'OSCILLATION

- Pour le calcul du moment de renversement on prend en compte l'action des surpression sur le fond du reservair ; dans ce cas la masse M_o est appliqueé au niveau h_o^* (fig 3)

fig 3

Ainsi le modèle qu'on retiendra pour l'ensemble des deux types d'actions sera celui de la figure 4 : ci dessous.

fig 4



III) NOTATIONS :

M_1' : masse d'eau non vibrante du liquide
M_2 : masse d'eau vibrante du liquide
M_r : masse du reservoir

h_1 et h_3 : hauteurs engendrants les pressions dynamique sur le fond du reservoir servants au calcul du moment de renversement (à la base).
h_2 et h_4 = hauteurs servant au calcul du moment de flexion

BM_{max} : Moment de flexion maximal dans un plan horizontal situé juste au dessus de la base.

OT_{max} : Moment de renversement maximal dans un plan horizontal situé juste sous la base

V_{max} : cisaillement maximal

d_{max} : deplacement maximal

IV) Discussion :

les courbes et équations de la methode de HOUSNER (presenteés dans l'ouvrage "CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISES AUX SEISMES") permettent à l'ingenieur d'effectuer une analyse dynamique faisant intervenir les effets des lois de l'hydrodynamique.

Cette methode nous permet de calculer la hauteur libre à prévoir pour amortir l'effet de vague qui risque d'endommager le couvercle du reservoir.

V APPLICATION

V a) Calcul du poids du reservoir

* dallette (lanterneau) $Q_0 = 2,5\,(\pi \cdot 1^2 \cdot 0,06) = 0,47\,t$
* Coupole - charge $Q_1 = P.S = 0,24 \cdot 381,3 = 91,5\,t$
  surcharge $S_1 = q.S_p = 0,10 \cdot 361,7 = 36,2\,t$
* Acrotere $Q_2 = 2,5(2\pi \cdot 10,91 \cdot 0,4 \cdot 0,12) = 8,2\,t$
* Ceinture $Q_3 = 2,5(2\pi \cdot 10,85 \cdot 0,4 \cdot 0,5) = 34,1\,t$
* Paroi - Béton armé $Q_4 = 2,5(2\pi \cdot 10,85 \cdot 0,24 \cdot 8) = 327,2\,t$
  - enduit $Q_5 = 2\,(2\pi \cdot 10,85 \cdot 0,06 \cdot 8) = 65,4\,t$
* Gousset - $Q_6 = 2,5\left(2\pi \cdot 10,65 \cdot \frac{0,26 \cdot 0,5}{2}\right) = 10,9\,t$

$$\Rightarrow \quad W = 574\,t$$

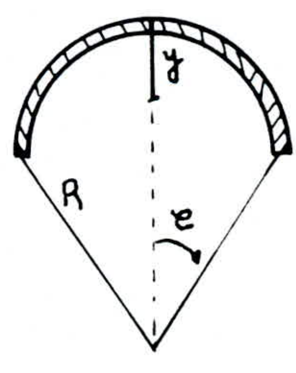
V b) Calcul du centre de gravite de la coupole.

$\varphi = 25{,}83°$

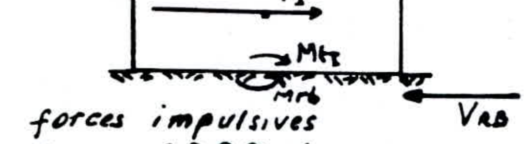
$$y = R\left(1 - \frac{\sin\varphi}{\varphi}\right)$$

$$= 24,27\left(1 - \frac{0,436}{0,451}\right)$$

$$y = 81\ \text{cm.}$$



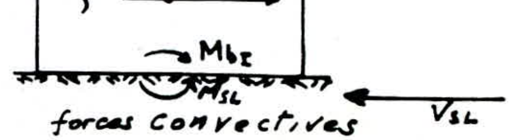
V c) Calcul dynamique



forces impulsives

$P_{res} = A\,D\,B\,Q\,W_{res}$

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



forces convectives

$P_c = A\,D\,B\,Q\,W_c$

A: Coefficient de la zone (c'est une fraction de l'accelération g)

$$\left.\begin{array}{l}\text{Groupe d'usage I}\\ \text{Zone II}\end{array}\right\} \rightarrow \begin{array}{l} A = 0{,}25g \\ (A) = 0{,}25\end{array}$$

D: facteur d'amplication dynamique moyen

$$D = f(\beta, T, Sol)$$

β : amortissement : 95% au 1er mode.
5% au 2nd mode

T : periode propre

Sol : au niveau de la fondation nous avons un sol meuble (argile graveleuse)

B : facteur de comportement de la structure
categorie 8 $\Rightarrow B = \frac{1}{2}$

Q : facteur de la qualité :

- controle de la qualité des materiaux (critère non observé) $\rightarrow 0{,}1$
- controle de la qualite de la construction (critère non observé) $\rightarrow 0{,}1$

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

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0{,}1 + 0{,}1 = 1{,}2$$

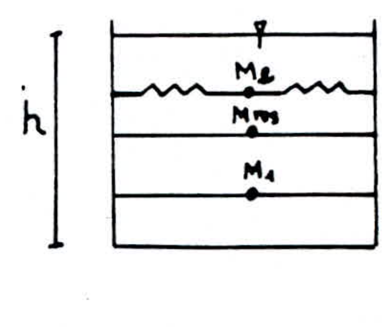
le modèle dynamique du reservoir

On a un système a deux degrés de liberté

Soit $\alpha = \frac{h}{r} = \frac{7}{10{,}8} = 0{,}654$

$\alpha < 1{,}5 \Rightarrow$ C'est un reservoir a faible hauteur.

$$\alpha = 0{,}654 \Rightarrow \begin{cases} C_1 = 1{,}5 \ ; & C_5 = 0{,}08 \\ C_2 = 1{,}28 \ ; & C_6 = 0{,}60 \\ C_3 = 0{,}40 \ ; & C_7 = 0{,}09 \\ C_4 = 0{,}37 \ ; & C_8 = 0{,}56 \end{cases}$$



Calcul

$M = M_1' + M_c = 2500\ t$ = masse d'eau

$$M_1' = \frac{M_{th}\left(\sqrt{3}\cdot\frac{r}{h}\right)}{\sqrt{3}\ \frac{r}{h}} = \frac{M_{th}(2,65)}{2,65} = 0,373\ M$$

$\rightarrow M_1' = 934\ t$

$M_1 = 1566\ t$

or comme $\frac{h}{r} < 1,5$ on doit ajouter à M_1' le poids de la paroi du reservoir

$M_1 = M_1' + M_{res} = 934 + 574 = 1508\ t$

$M_2 = 1566\ t$

$$W_0^2 = 1,84\ \frac{g}{r}\ th\left(1,84\ \frac{h}{r}\right)$$

$$W_0^2 = 1,84 \cdot \frac{9,81}{10,70}\ th\left(1,84 \cdot \frac{7}{10,7}\right)$$

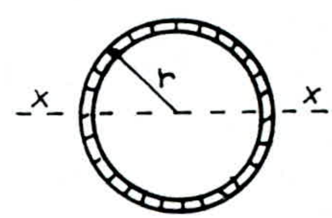
$$W_0^2 = 1,409\ \left(\frac{rd}{s}\right)^2$$

* les roideurs

$I_x = \pi \cdot r^3 \cdot e = \pi (10,85)^3 \cdot 0,24 = 963,1\ m^4$

$E = 2100\sqrt{S_y} = 21000\sqrt{1,2300} = 3,984 \cdot 10^6\ t/m^2$

$\ell = h_0 = \frac{3}{8} h = \frac{3}{8} \cdot 7 = 2,625\ m$



$$K_1 = \frac{3 \cdot E I}{\ell^3}$$

$$K_1 = \frac{3 \cdot 3,984 \cdot 10^6 \cdot 963,1}{(2,625)^3} = 6,39 \cdot 10^8\ t/m$$

$K_1 = 6,39 \cdot 10^{12}\ N/m$

$K_2 = M_2 \cdot W_0^2 = 2,207\ 10^6\ N/m$

* la matrice de rigidité

$$K = \begin{vmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{vmatrix}$$

avec

$$K_{11} = K_1 + K_2 = 6390002,207 \cdot 10^6 \, N/m$$

$$K_{22} = K_2 = 2,207 \cdot 10^6 \, N/m$$

$$K_{12} = K_{21} = -K_2 = -2,207 \cdot 10^6 \, N/m$$

* les fréquences circulaires

$$W_{1,2}^2 = \frac{1}{2}\left[\frac{K_{11}}{M_2} + \frac{K_{22}}{M_1} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{11}}{M_2} - \frac{K_{22}}{M_1}\right)^2 + 4\,\frac{K_{12} \cdot K_{21}}{M_1 M_2}}\right]$$

$$W_{1,2}^2 = \frac{1}{2}\left[\frac{6390002,207}{1,566} + \frac{2,207}{1,508} \pm \sqrt{\left(\frac{6390002,207}{1,566} - \frac{2,207}{1,508}\right)^2 + 4\,\frac{(2,207)^2}{1,566 \cdot 1,508}}\right]$$

$W_1^2 = 1,464 \left(\frac{rd}{s}\right)^2$ → premier mode : $W_1 = 1,210 \frac{rd}{s}$

$W_2^2 = 4080461,179 \left(\frac{rd}{s}\right)^2$ → deusieme mode : $W_2 = 2020,015 \frac{rd}{s}$

* les périodes

premier mode : $T_1 = \dfrac{2\pi}{W_1} = 5,19 \, s$

deuxième mode : $T_2 = \dfrac{2\pi}{W_2} = 3,11 \cdot 10^{-3} \, s$

* les taux d'amplitude

Pemier mode : $\phi_1 = \dfrac{-\dfrac{K_{12}}{M_2}}{\dfrac{K_{11}}{M_2} - W_1^2} = \dfrac{\dfrac{2,207}{1,566}}{\dfrac{6390002,207}{1,566} - 1,464} = 3,454 \cdot 10^{-7}$

deuxième mode $\phi_2 = \dfrac{-\dfrac{K_{12}}{M_2}}{\dfrac{K_{11}}{M_2} - W_2^2} = \dfrac{\dfrac{2,207}{1,566}}{\dfrac{6390002,207}{1,566} - 4080461,179} = 1007$

* les facteurs de contribution

$$\gamma_1 = \frac{M_2\phi_1 + M_1}{M_2\phi_1^2 + M_1} = \frac{M_1}{M_1} = 1$$

$$\gamma_2 = \frac{M_2\phi_2 + M_1}{M_2\phi_2^2 + M_1} = \frac{1}{\phi_2} = 9,93 \cdot 10^{-4}$$

* Calcul des accelerations

• premier mode : $\left.\begin{array}{l} \beta = 0,5\,\% \\ T_1 = 5,19 \\ \text{Sol meuble} \end{array}\right\} \Rightarrow D = 1$

$(A_1) = ABDQ = 0,25 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2 = 0,15$

$\Rightarrow A_1 = (A_1) \cdot g = 1,47 \ m/s^2$

• Deuxieme mode : $\left.\begin{array}{l} \beta = 5\% \\ T_2 = 3,11 \cdot 10^{-3}\,s \\ \text{Sol meuble} \end{array}\right\} \Rightarrow D = 2$

$S_a = A \cdot D = 0,25 \cdot 2 = 0,5$

$$S_a'' = \frac{S_a}{\sqrt{\dfrac{1,4}{\beta} - 1}} = \frac{0,5}{\sqrt{\dfrac{1,4}{1/2} - 1}} = 0,28$$

$S_a' = S_a'' \cdot Q = 0,28 \cdot 1,2 = 0,34$

$\Rightarrow (A_2) = 0,34 \Rightarrow A_2 = (A_2) \cdot g = 3,3 \ m/s^2$

* les forces laterales

• premier mode :

$F_{11} = M_1 \cdot \gamma_1 \cdot A_1 \, \phi_1 = 1{,}508 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1{,}47 \cdot 3{,}454 \cdot 10^{-7} = 0{,}76 N$

$F_{21} = M_2 \, \gamma_1 \cdot A_1 = 1{,}566 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1{,}47 = 2{,}30 \cdot 10^6 N$

• Deuxieme mode :

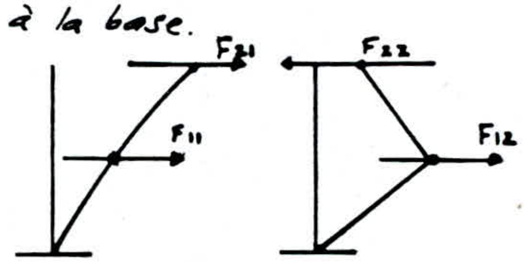
$F_{12} = M_1 \gamma_2 \, A_2 \, \phi_2 = 1{,}508 \cdot 10^6 \, 3{,}3 = 4{,}98 \cdot 10^6 N$

$F_{22} = M_2 \, A_2 \, \gamma_2 = 3{,}3 \cdot 1{,}566 \cdot 10^6 \cdot 9{,}93 \cdot 10^{-4} = 51{,}3 \cdot 10^2 N$

Combinaison : Cisaillement à la base.

$F_1 = \sqrt{F_{11}^2 + F_{12}^2} = 4{,}98 \cdot 10^6 N$

$F_2 = \sqrt{F_{21}^2 + F_{22}^2} = 2{,}3 \cdot 10^6 N$



$V = F_1 + F_2 = 728 \, t$: effort tranchant a la base

* Moment de flexion total

Dans un plan horizontal situé juste audessus de la base

on a : $h_2 = \frac{3}{8} h = 2{,}925 \ m$

$h_4 = C_8 \cdot h = 0{,}56 \cdot 7 = 3{,}92 \ m$

$h_1 = 10 \cdot C_8 \cdot h = 10 \cdot 0{,}08 \cdot 7 = 5{,}6 \ m$

$h_3 = 10 \cdot C_7 \cdot h = 10 \cdot 0{,}09 \cdot 7 = 6{,}3 \ m$

$BM_{ax} = F_1 h_2 + F_2 h_4$

$= 10^6 (4{,}98 \cdot 2{,}925 + 2{,}3 \cdot 3{,}92) = 23{,}59 \cdot 10^6 N.m$

* Moment de renversement :

$OT_{max} = F_1 . h_1 + F_2 \, h_3$

$= 10^6 (4{,}98 \cdot 5{,}6 + 2{,}3 \cdot 6{,}3) = 42{,}38 \cdot 10^6 N.m$

* Calcul du deplacement vertical maximal

. Premier mode :

$$d_{max_1} = \frac{C_3 \cdot r}{\frac{1}{Q} - 1}$$

$$Q = (A_1)(1-\phi_1)C_2 = 0{,}25(1 - 3454 \cdot 10^{-7})\,1{,}28 = 0{,}192$$

$$\Rightarrow \quad d_{max_1} = \frac{0{,}4 \cdot 10{,}7}{\frac{1}{0{,}192} - 1} = 1{,}02 \text{ m}$$

deuxieme mode

$$d_{max_2} = \frac{1}{W_2^2}(A_2)\,\gamma_2^2(1-\phi_2)\,C_2$$

$$d_{max_2} = \frac{1}{4080461{,}179} \cdot 3{,}3 \cdot 9{,}93 \cdot 10^{-4}(1 - 1007)\,1{,}28 \simeq 0$$

$$\Rightarrow \quad d_{max} = \sqrt{d_{max_1}^2 + d_{max_2}^2} = 1{,}02 \text{ m}$$

Or on a laissé au dessus du niveau d'eau une couronne de paroi de 1 mètre de largeur, plus la demi largeur de la ceinture.

c.a.d : $\quad d = 1{,}00 + \frac{0{,}50}{2} = 1{,}25 \text{ m} > d_{max} = 1{,}02 \text{ m}$

VERIFICATION DE LA PAROI DU RESERVOIR

I) GENERALITES :

L'objet de l'etude est l'evaluation des contraintes maximales dans le béton et l'acier (σ_b' et σ_a) engendrées par les charges exterieures

la paroi est soumise à deux types de sollicitation
* les sollicitations d'ensemble.
* les sollicitations locales.

a) les sollicitations d'ensemble :
ce terme est utilisé pour designer les sollicitations agissantes sur la structure consideré comme une console encastreé dans le sol.
Ces sollicitation sont : le moment flechissant M, l'effort tranchant T et l'effort normal N (les plus defavorables) qui donnent les contraintes moyennes σ_{a_m}' et σ_{b_m}'
En supposant que le rapport $\frac{t}{D}$ est suffisament faible, on peut theoriquement concentrer le béton et l'acier dans la surface moyenne.

b) les sollicitation locales :
Ces sollicitations produisent uniquement des flexions locales qui sont dûes aux moments d'ovalisation et d'ensoleillement

II) CALCUL DES EFFORTS :

a) Sollicitations d'ensemble :
les élements structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons les plus defavorables, On considère les combinaisons suivantes :

$$\cdot\ G + P + V \ ; \quad \cdot\ G + P + SI \ ; \quad \cdot\ 0{,}8\,G + SI \ ; \quad \cdot\ 0{,}8\,G - SI .$$

b) Sollicitations locales.

* Moment d'ovalisation M_o

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

δ = coefficient de dimension : 0,77 (en fonction de D_m)
D_m : diametre moyen du reservoir
q_n = pression de base $= q_{10}\, 2{,}5\, \frac{H+18}{H+60} = 70 \cdot 2{,}5\, \frac{H+18}{H+60}$

$H = 8m \Rightarrow q_n = 65,91 \ Kg/m^2$

$H = 0 \Rightarrow q_{n_0} = 52,5 \ Kg/m^2$

Chaque tronçon de paroi est en equilibre sous l'action de la pression locale du vent p et des cisaillements τ engendrés dans l'epaisseur de la paroi.
les effets p et τ produisent des moments flechissants d'ovalisation : $M_o = K \cdot q_n \cdot \delta_0 \cdot D_m^2$ qui sont donnés dans le "RNV65" pour les cas $\gamma_0 = 1$ et $\gamma_0 = 1,3$

Pour $\gamma_0 = 1$ → face auvent : fibre interieures tendues
$$M_{o_i} = 0,061 \cdot q \cdot \delta_0 \cdot D_m^2$$

→ face laterale : fibre exterieures tendues
$$M_{o_e} = 0,053 \cdot q \cdot \delta_0 \cdot D_m^2$$

Or pour notre cas $\gamma_0 = 0,9$, mais on considerera le cas $\gamma_0 = 1$; nous serons plus en securité

et donc : $D_m = 21,70$ m

$M_{o_i} = 0,061 \cdot 52,5 \cdot 0,77 \cdot 21,70^2 = 1,16$ t.m.

$M_{oe} = 0,053 \cdot 52,5 \cdot 0,77 \cdot 21,70^2 = 1,01$ t.m.

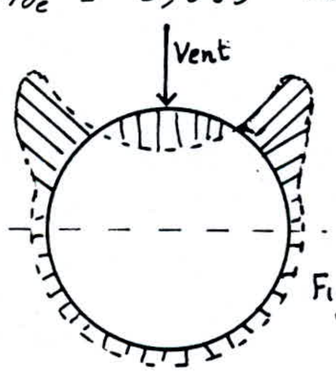


Fig : 1

$p = Ce \cdot q \cdot \delta$

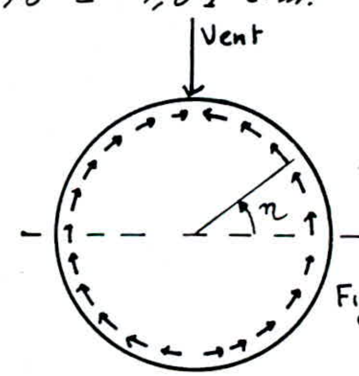


Fig : 2

$\tau = \frac{2H}{\Omega} \cos n$

Ω : aire de la section
l'allure de la courbe (fig 1) representant la variation de C_e donne une ideé de la repartition des pressions du vent sur la paroi.

* Moment thermique : M_r

$$M_{r_i} = \frac{\mu \cdot T_s \cdot E \cdot h_o^3}{2,75 \cdot D_m} \quad ; \quad M_{re} = \frac{\mu \cdot T_s \cdot E \cdot h_o^3}{5 \cdot D_m}$$

μ : module de dilatation lineaire ($\mu = 10^{-5}$)

T_s = diffence de temperature entre la face interieure et la face exterieure : $T_s = 10°c$

h_o : epaisseur du voile $h_o = 0,24\ m$

$E = 3,98 \cdot 10^6\ t/m^2$

$$\Rightarrow \quad Mr_i = \frac{10^{-5} \cdot 10 \cdot 3,98 \cdot 10^6 \cdot 0,24^3}{2,75 \cdot 21,70} = 0,092\ t.m$$

$$Mr_e = Mr_i \cdot \frac{2,75}{5} = 0,051\ t.m$$

III) Base de calcul

Differents cas de charges

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.

On fera la verification juste pour la section d'encastrement qui est la section la plus defavorable.

COMBINAISON	M (t.m)	N (t)	T (t)
G + P + SI	2358	574	728
0,8 G + SI	2358	430,1	728
0,8 G − SI	− 2358	430,1	− 728

III a) CAS DE CHARGE A

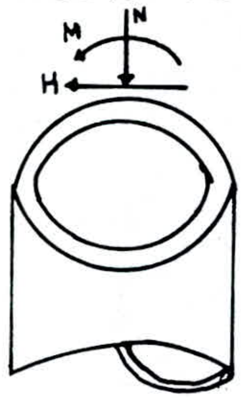
le cas le plus defavorable est donné par la combinaison:

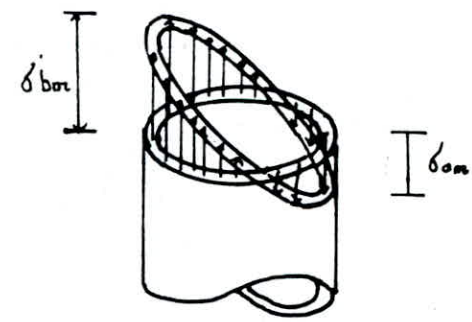
$0,8\,G + SI$ donnant: $M = 2\,358$ t.m

$N = 430,1$ t

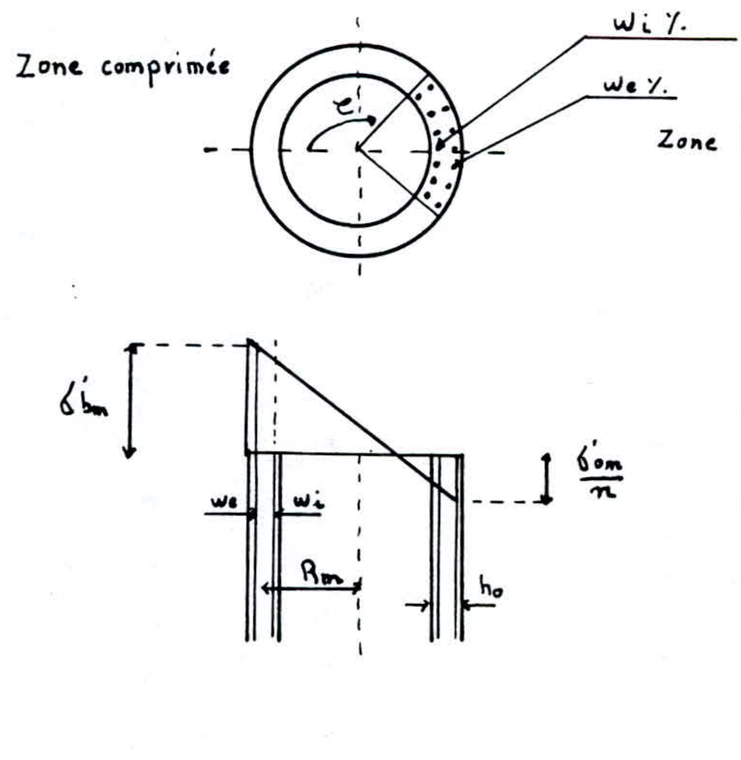
$T = 728$ t

* Sens vertical





Le moment d'ensemble M et la charge verticale N sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque d'après les figures ci-dessous:



Pour le calcul numerique nous utisons les tableaux C_7 dans l'ouvrage de MARIUS DIVER en page 197 et dont les coefficients et notations sont indiqués sur la page précédante

* CHOIX du ferraillage :

le ferraillage est déjà choisi sous les sollicitation du 1er genre.

- pour les armatures verticales exterieures on a pris :

5 H.A. 12 /m.l. d'où $A_e = 5,65\ cm^2$

$\rightarrow \tilde{W}_e = 0,235\ \%$

- Pour les armatures verticales interieures on a pris :

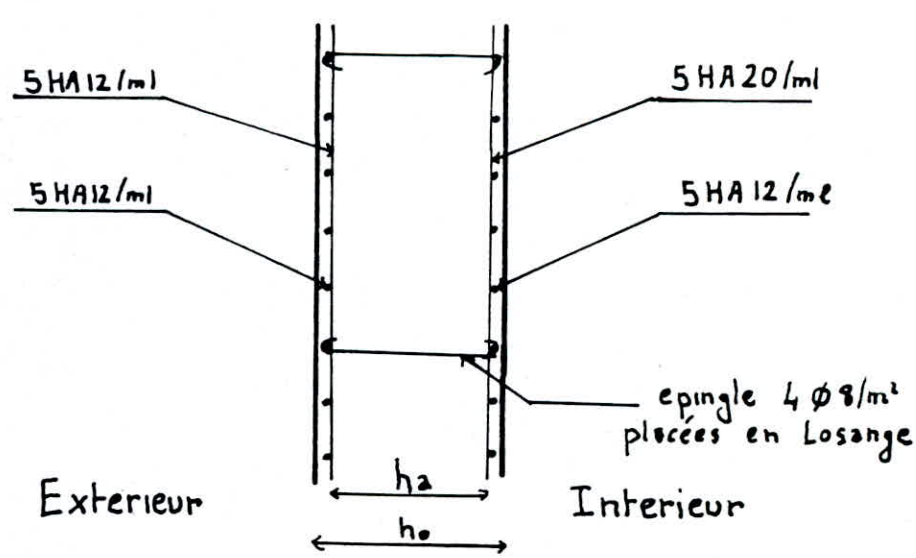
5 H.A. 20 /m.l. d'où $A_i = 15,71\ cm^2$

$\rightarrow \tilde{W}_i = 0,655\ \%$

- pour les armatures transversales (horizontales) qui sont en cerces on a trouvé 5H.A. 12 pour la face interieure et la même chose pour la face exterieure.

d'où $A_{t_e} = A_{t_i} = 5,65\ cm^2 \Rightarrow W_{t_i} = W_{t_e} = 0,235\ \%$

On placera des epingles pour maintenir le ferraillage de notre voile.
On mettra 4 φ8 par m² placées en losange d'apres le schémas suivant.



$$\left.\begin{array}{l}\Sigma \omega = \omega_e + \omega_1 = 0{,}89\% \\ a = \dfrac{M}{N \cdot R_m} = \dfrac{2358}{10{,}85 \cdot 430{,}1} = 0{,}505\end{array}\right\} \xrightarrow[\text{M. DIVER}]{\text{tableau } C_7} \begin{array}{l} b = 0{,}28 \\ S = 0{,}001\end{array}$$

d'où $$\sigma'_{b_m} = \frac{N \cdot b}{R_m \cdot h_o} = \frac{430100 \cdot 0{,}28}{1085 \cdot 24} = 4{,}62 \ \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a_m} = n \cdot S \cdot \sigma'_{b_m} = 15 \cdot 0{,}001 \cdot 4{,}62 = 0 \ \text{Kg/cm}^2$$

* Sens transversal

l'effort tranchant produit des cisaillements

$$\tau = \frac{H}{b \cdot z} = \frac{H}{1{,}6 \ Dm \cdot h_o}$$

les cisaillements fissurent le béton à 45°; L'équilibre étant assuré par les bielles comprimées à 45° et les armatures transversales

Donc la traction dans les cernes est:

$$\sigma_{a_m} = \frac{100 \ Z}{\Sigma \omega} = \frac{100 \cdot H}{1{,}6 \cdot Dm \cdot \Sigma \omega \cdot h_o}$$

$\Sigma \omega t = 0{,}47\%$

$$\sigma_{a_m} = \frac{100 \cdot 728 \cdot 10^3}{1{,}6 \cdot 2170 \cdot 0{,}47 \cdot 24} = 1858{,}9 \ \text{Kg/cm}^2$$

III$_b$) Cas de charge B :

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

* Sens vertical

les sollicitation locales n'ont pas d'influence sur le sens vertical car on n'a pas de consoles internes

* Sens transversal:

- les aciers exterieurs

$$\xi_1 = \frac{h}{h_o} = \frac{20}{24} = 0{,}833$$

$$\left.\begin{array}{l} C = \dfrac{A_{ti}}{A_{te}} = 1 \\ W_{te} = 0{,}235\,\% \end{array}\right\} \Rightarrow \alpha = 0{,}206$$

(tableau C_2 page 177

$$\sigma_{oe} = \frac{M_{oe}}{h_o\left(\xi_1 - \frac{\alpha}{3}\right) A_{te}} = \frac{1{,}01 \cdot 10^5}{24\left(0{,}833 - \frac{0{,}206}{3}\right) \cdot 5{,}65} = 974{,}5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{re} = \frac{M_{re}}{h_a \cdot A_{te}} = \frac{0{,}051 \cdot 10^5}{16 \cdot 5{,}65} = 56{,}4 \text{ Kg/cm}^2$$

* les aciers interieures

$\xi_2 = 0{,}833$

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_o\left(\xi_2 - \frac{\alpha}{3}\right)} = \frac{1{,}16 \cdot 10^5}{24\left(0{,}833 - \frac{0{,}206}{3}\right) 5{,}65} \simeq 1119{,}2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ri} = \frac{M_{ri}}{h_a \cdot A_{ti}} = \frac{0{,}092 \cdot 10^5}{16 \cdot 5{,}65} = 101{,}8 \text{ Kg/cm}^2$$

III : c) Cas de charge C :

Il est supposé que la superposition des sollicitation d'ensemble et locales produit une flexion composée dans l'epaisseur de la paroi et que les methodes couramment utilisées dans la resistance des materiaux continuent d'être applicables.

* Sens Vertical

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

* sens transversal

– Aciers exterieurs :

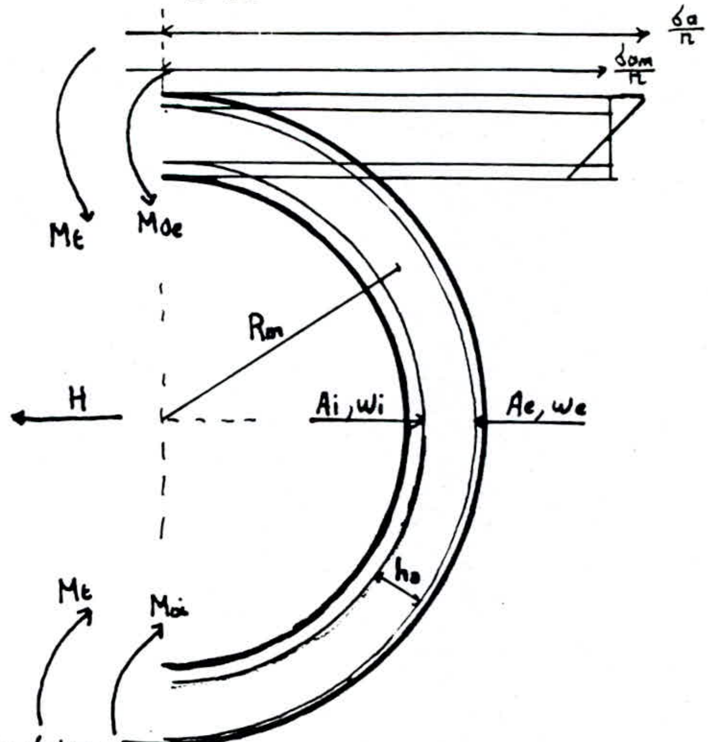
$$\sigma_{at} = \sigma_{am} + \sigma_{oe} + \sigma_{re} = 1858{,}9 + 974{,}5 + 56{,}5$$

d'où $\sigma_{at} = 2890 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

– Aciers interieurs

$$\sigma_{at} = \sigma_{am} + \sigma_{oi} + \sigma_{ri} = 1858{,}9 + 1119{,}2 + 101{,}8$$

d'où $\sigma_{at} = 3080 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$



Récapitulation

Section d'encastrement							
M = 2358 t.m N = 430,1 t T = 728 t			Ferraillages	cas de charge A	cas de charge B		cas de charge C
Sens vertical	Béton		–	$\sigma'_b = 4,62$ Kg/cm²	–		$\sigma'_b = 4,82$ Kg/cm²
	nappes	Exter.	5 HA.12 / m.l $A_e = 5,65$ cm² $W_e = 0,235$ %	$\sigma_a \simeq 0$	–		$\sigma_a \simeq 0$
		Inter.	5 HA.20 / m.l $A_i = 15,71$ cm² $w_i = 0,655$ %		–		$\sigma_a \simeq 0$
sens transversal	nappes	Exter.	5 HA.12 / ml. $A_{te} = 5,65$ cm² $W_{te} = 0,235$ %	σ_a = 1859 Kg/cm²	σ_{oe} = 974,5 Kg/cm²	σ_{re} = 56,4 Kg/cm²	σ_a = 2890 Kg/cm²
		Inter.	5 H.A 12 / ml. $A_{ti} = 5,65$ cm² $W_{ti} = 0,235$ %		σ_{ai} 1119,2 Kg/cm²	σ_{ri} 101,8 Kg/cm²	σ_a 3080 Kg/cm²

* Vérification au cisaillement

le contreventement de la structure est assuré par le Voile circulaire, donc celui-ci reprendra à lui seul l'effort tranchant

On doit verifier : $\tau_b = \dfrac{T \cdot S}{I \cdot b} \leq \overline{\tau}_b$

avec $\left.\begin{array}{l} T = 1,4 \ T_{calcul} \\ \overline{\tau}_b = 0,12 \ \sigma'_{28} \end{array}\right\}$ R.P.A. : Art. 4.3.22

S = moment statique $= 56,53 \ m^3$

I : moment d'inertie $= 963,17 \ m^4$

b = 2 fois l'epaisseur du voile $= 0,48 m$

la Verification sera faite pour la section la plus dangereuse :

c.a.d. la section d'encastrement : $T = 728 t$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 728 \cdot 10^3 \cdot 56,53}{963,17 \cdot 0,48 \cdot 10^4} = 12,46 \ Kg/cm^2$$

$$\tau_b < \overline{\tau}_b = 0,12 \cdot 300 = 36 \ Kg/cm^2$$

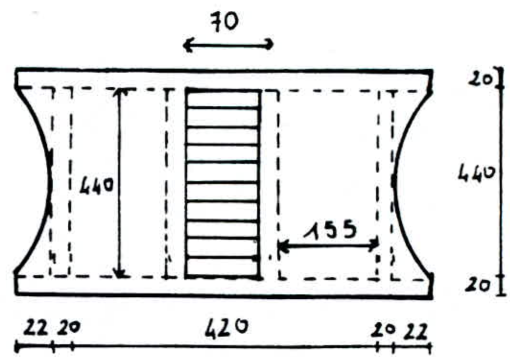
CHAMBRE

DES VANNES

LA CHAMBRE DES VANNES

I) Calcul du plancher

le plancher comporte un ouverture sur toute sa largeur de dimensions: $(440.70)\ cm^2$. Sur cette ouverture on mettra 11 dallettes prefabriqués de dimensions, $(70.40)\ cm^2$. ces dallettes reposent sur deux poutres de dimensions $(20.30\ cm^2$.



1) calcul du panneau I

- poids propre de la dalle $= 2500 \cdot 0{,}08 = 200\ kg/m^2$
- étancheité multi couche : $20\ kg/m^2$
- Surcharge d'exploitation : $175\ kg/m^2$

$$\Longrightarrow q = G + 1{,}2P = 220 + 1{,}2 \cdot 175 = 430\ kg/m^2$$

les dimensions du panneau sont : $l_x = 155\ cm$
$l_y = 440\ cm$
$h_t = 8\ cm.$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{155}{440} = 0{,}352 < 0{,}4$$ $\Rightarrow$ le panneau sera calculé comme une poutre flexion Simple dans le sens de la petite portée

$$M_{tx} = \frac{q\, l_x^2}{8} = 430 \cdot \frac{1{,}55^2}{8} = 129{,}4\ kg \cdot m$$

(BELLAZOUGUI page 161)

$$M_{ty} = \frac{M_{tx}}{4} = \frac{129{,}4}{4} = 32{,}3\ kg \cdot m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}15 \cdot M_{tx} = 19{,}4\ kg \cdot m$$

b) Ferraillage

$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 8 - 1 - 0{,}4 = 6{,}6\ cm$$

$$h_y = h_x - \phi = 6{,}6 - 0{,}8 = 5{,}8\ cm$$

* Suivant x :

en travée : $M_{tx} = 129,2$ Kg.m

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\overline{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = 0,0158 \quad \begin{cases} \varepsilon = 0,9445 \\ K = 75 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\overline{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h_x} = \frac{12\,920}{2800 \cdot 0,9445 \cdot 6,6} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

* Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69\, b h \frac{\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,69\, b h \frac{\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1 + \frac{l_x}{l_y}}{4} \right) = 0,20 \text{ cm}^2$$

Recapitulatif

		M Kg.m	A cm²	A choisie cm²	σ'_b Kg/cm²
Sens XX	en travée	129,2	0,74	4T6/m.L = 1,13	36,4
	Sur appuis	19,4	0,10	4T6 /m.l = 1,13	13,7
Sens yy	en travée	32,3	0,21	4T6 /m.l = 1,13	20,3
	Sur appuis	19,4	0,10	4T6/m.l = 1,13	13,7

1.c : Vérification de la fissuration

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta\, \overline{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 6,25}{6}} = 3794,73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3}\sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

1.d) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T}{b.z} \leq \bar{\tau}_b = 1{,}15\,\bar{\sigma}_b$$

$$T_x = \frac{q_x \cdot l_x}{2} = \frac{430 \cdot 1{,}55}{2} = 334\ \text{Kg}$$

$$\tau = \frac{8T}{7 \cdot b h_x} = \frac{8 \cdot 334}{7 \cdot 100 \cdot 6{,}6} = 0{,}6\ \text{kg/cm}^2 < 1{,}15\,\bar{\sigma}_b = 7{,}3\ \text{kg/cm}^2$$

1-e : Vérification de la flèche : C.C.B.A. (Art: 61.22)

On peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

- $\dfrac{h_t}{b} > \dfrac{1}{20}\,\dfrac{M_{tx}}{M_{ax}}$
- $\dfrac{A}{b\,h_y} < \dfrac{20}{\sigma_{en}}$

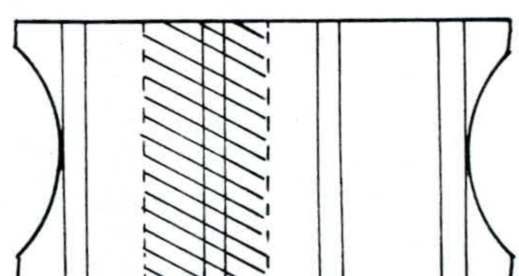
Dans notre cas

$$\frac{8}{155} = 0{,}052 > \frac{1}{20} \cdot \frac{1}{1} = 0{,}050$$

$$\frac{1{,}13}{100 \cdot 5{,}8} = 1{,}95 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4{,}8 \cdot 10^{-3}$$

II) Calcul des poutrelles:

On étudiera la poutrelle I qui est la plus sollicitée.



1) calcul des charges et surcharges

* poids de la dalle
$430 \cdot (0{,}775 + 0{,}35) = 484$ Kg/m.l.

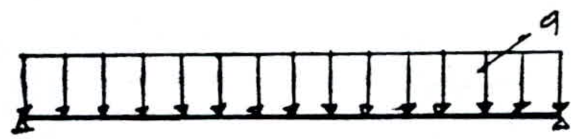
* poids de la poutrelle:
$2500 \cdot (0{,}2 \cdot 0{,}3) = 150$ Kg/m.l.

* Surcharge d'exploitation : $175 \cdot (0{,}775 + 0{,}35) = 197$ Kg/m.l

$\Rightarrow q = G + 1,2\,P = 870$ Kg/m.l

$2G > p \Rightarrow$ On peut appliquer la methode forfaitaire

2) Schèmas statique et calcul des efforts



$$M_t = q\frac{l^2}{8} = \frac{870 \cdot 4,4^2}{8} = 2,11 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,15 \cdot M_t = 0,32 \text{ t.m}$$

$$T = \frac{q\,l}{2} = 870 \cdot \frac{4,4}{2} = 1,92$$

3) Ferraillage :

- en travée : $M_t = 2,11$ t.m

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a \cdot b\,h^2} = \frac{15 \cdot 2,11 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,0836 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8832 \\ K = 27,8 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{27,8} = 102,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{2,11 \cdot 10^5}{0,8832 \cdot 26 \cdot 2800} = 3,28 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A = 3HA\,12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- Sur appuis : $M = 0,32$ t.m

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\,b\,h^2} = \frac{15 \cdot 0,32 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,0126 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,95 \\ K = 85 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{85} = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{0,32 \cdot 10^5}{0,95 \cdot 26 \cdot 2800} = 0,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 3HA\,10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

* Armature transversal

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{8 \cdot 1920}{7 \cdot 20 \cdot 26} = 4,22 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\tau_b}$$

On prendra (un cadre + un epingle) $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,84 \text{ cm}^2$

Espacement t :

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \overline{\sigma_{at}}}{T}$$

$$\overline{\sigma_{at}} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9\overline{\sigma_b}}\right) \sigma_{en} = 2590 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{0,84 \cdot 7/8 \cdot 26 \cdot 2590}{1920} = 26 \text{ cm}$$

$$t \leq \max \begin{cases} 0,2\, h = 5,2 \text{ cm} \\ h\left(1 - \frac{0,3\,\tau_b}{\overline{\sigma_b}}\right) = 20,7 \text{ cm} \end{cases}$$

donc on prendra $t = 20$ cm. en appuis

$t = 30$ cm en travée

4) Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69\, b\, h. \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

5) Vérification des contraintes

$$\overline{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,39}{20 \cdot 26} = 0,6519 \begin{cases} \mu = 0,0864 \\ K = 27,2 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{nM}{\mu \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,11 \cdot 10^5}{0,0864 \cdot 20 \cdot 26^2} = 2709 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma_a} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2709}{27,2} = 99,6 \text{ Kg/cm}^2$$

III) Calcul du voile:

le voile sera etudie par la methode de Mr STRONGUINE la chambre des vannes est enteree de 3,5 m, donc les deux voiles seront sollicités par la poussée horizontale des terres.

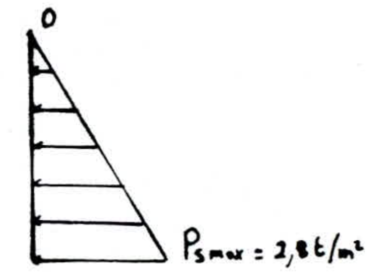
A une profondeur h au dessus de la surface du sol la pression du sol est donnee par :

$$P_s = \gamma_s \cdot h \cdot K \cdot n \quad \text{(S. STRONGUINE)}$$

Où : γ_s = masse volumique des terres
n : = Coefficient de surcharge = 1,2
K : Coefficient de poussée = $tg^2(45° - \frac{\varphi}{2}) = tg^2(45 - \frac{30}{2})$

$\Rightarrow P_s = 0{,}8\,h$

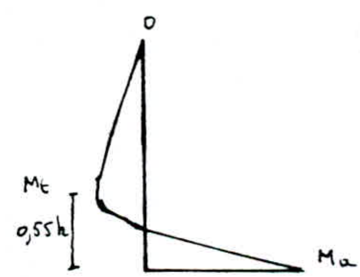
$P_{s\,max} = 0{,}8 \cdot 3{,}5 = 2{,}8$ t/m.l



*: la paroi etant rigidement assembleé avec le fond, cette pousséé fait naître un moment maximal à la base.

– moment d'encastrement :

$$M_a = \frac{P_s \cdot h^2}{15} = -2{,}29 \text{ t.m}$$



– moment maximal entravée.

$$M_t = M(0{,}55h) = \frac{P_s \cdot h^2}{33{,}3} = +1{,}03 \text{ t.m}$$

* Calcul de l'effort normal sollicitant la paroi:

- poids de la dalle :
$G + (1{,}2\,P)\,\frac{L}{2} = 430 \cdot \frac{4{,}8}{2} = 1032$ Kg/m.l

- poids des poutrelles = 0

$\frac{4}{2} \cdot 2500 \cdot (4{,}4 \cdot 0{,}22 \cdot 0{,}2) \cdot \frac{1}{5{,}04} = 192$ Kg/m.l

– poids du voile
$2500 \cdot (4 \cdot 0{,}20 \cdot 1) = 2000$ Kg.

$\Rightarrow N = 3{,}23$ t.

1) Ferraillage vertical du voile

le voile est soumis à une flexion composée:

$M = -2,29\ t.m$

$N' = 3,23$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,29 \cdot 10^5}{3,23 \cdot 10^3} = 70,9\ m$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 3,33\ cm$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ c'est une section partiellement comprimée.

$$f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 70,9 + 10 - 3 = 77,9\ cm$$

$\Rightarrow \mathcal{M} = 2,52\ tm$

On choisira des H.A.14 $\Rightarrow \overline{\sigma}_a = 1971\ Kg/cm^2$ (fissuration nuisible) $\begin{cases} \alpha = 0,533 \\ \gamma = 0,82 \end{cases}$

Comme $e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \overline{\sigma}'_b = 150\ Kg/cm^2$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 0,534 \cdot 0,82 \cdot 150 \cdot 100 \cdot 17^2 = 9,52\ t.m > \mathcal{M}$$

$\Rightarrow \mathcal{A}'_s = 0 \quad \Rightarrow A'_c = 0$

$$A_c = \frac{\mathcal{M}}{\gamma h \overline{\sigma}_a} - \frac{N'}{\overline{\sigma}_a} = \frac{2,52 \cdot 10^5}{0,82 \cdot 17 \cdot 1971} - \frac{3230}{1971} = 7,53\ cm^2$$

$\Rightarrow A_c = 5HA\ 14 = 7,69\ cm^2/m.l.$

On prendra comme armature de répartitions : 5HA10/m.l.

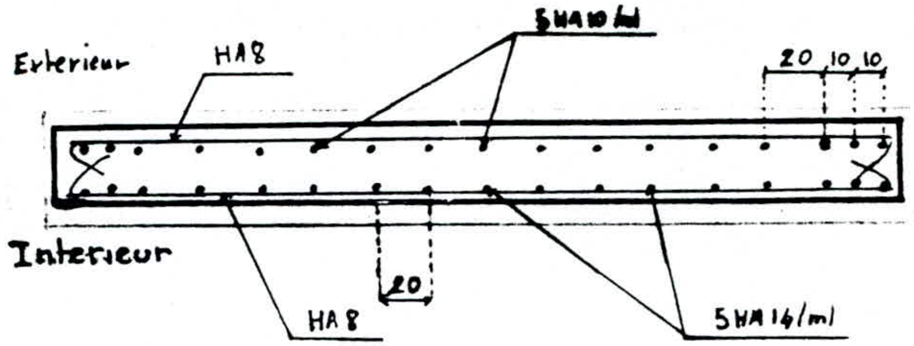
Donc : $A' = 5HA\ 10/m.l = 3,93\ cm^2$

$A = 5HA14/m.l = 7,69\ cm^2$

2) Ferraillage transversale :

On prendra forfaitairement 5HA 8/m.l et par nappe

espacement = $t = 20\ cm \leq \min \begin{cases} 1,5\, h_t = 30\ cm \\ 30\ cm \end{cases}$



3) Vérification des contraintes

$$c = \frac{h_t}{2} - e_0 = 10 - 70,9 = -60,9\ cm$$

l'équation du moment statique nous donne $y^3 + py + q = 0$

avec $p = -10587,28$
$q = 409733,6$

On aura la racine $y = 66,6\ cm$

$$\Rightarrow x = y + c = 5,7\ cm$$

$$I = \frac{100 \cdot 5,7^3}{3} + 15 \cdot 7,69 (17 - 5,7)^2 = 20902,1\ cm^4$$

$$K = \frac{N' \cdot y}{I} = \frac{3230 \cdot 66,6}{20902,1} = 10,29$$

$$\sigma'_b = K \cdot x = 10,29 \cdot 5,7 = 58,66\ Kg/cm^2$$

$$\sigma'_a = nK(h - x) = 15 \cdot 10,29 (17 - 5,7) = 1744,2\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 1971\ Kg/cm^2$$

4) Vérification au cisaillement

$$T = P_{s\,max} \cdot \frac{h}{2} = 2,8 \cdot \frac{3,5}{2} = 4,9\ t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8 \cdot T}{b \cdot 7 \cdot h} = \frac{8 \cdot 4900}{100 \cdot 7 \cdot 17} = 3,29\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$$

FONDATIONS

FONDATIONS

I) contrainte admissible du sol :

En raison de la presence de debris de schistes dans les échantillons, le "LNTP" n'a pas pu faire les essais en laboratoire pour déterminer les différentes caracteritiques du sol.

Neanmoins la contrainte admissible du sol peut être estimeé à partir de la résistance dynamique a la pointe par la formule préconisée par SANGLERAT

$$\sigma_0 = \frac{Rpd}{20}$$

N.B. : Cette formule assure un coefficient de sécurité de l'ordre de 4

Les essais de pénetration dynamique ont donné des Valeurs de résistance variables avec la profondeur tout en restant supérieures à la valeur de Rpd=30b à la profondeur "3 mètres" qui représente le niveau du radier

Et donc la contrainte admissible du sol sera estimeé a :

$$\overline{\sigma}_s = 1 \text{ bar}$$

II) Détermination de la hauteur du radier

la hauteur h_t du radier doit être choisie de telle manière a :

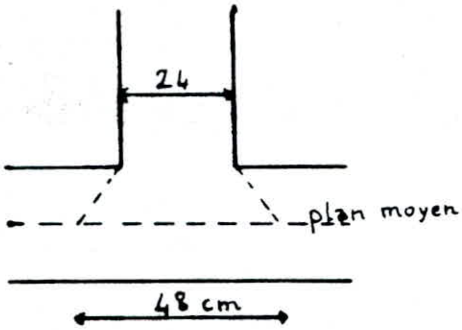
a : àéviter le poinçonnement
b : assurer la rigidité du radier
c : assurer la conditions de non vérification du debord à l'effort tranchant.

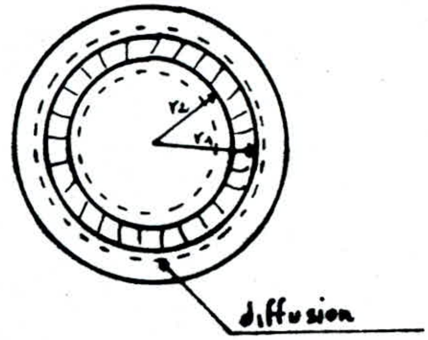
a) Le poinçonnement

On doit vérifier que : $\dfrac{1{,}5\,Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1{,}2\,\overline{\sigma}_b$

$Q = G + P = 574t$

P_c : périmètre de contour à considérer dans le plan moyen
h_t : épaisseur du radier.





$$P_c = 2\pi\left[\left(r_1+\frac{h_t}{2}\right)+\left(r_2-\frac{h_t}{2}\right)\right] = 2\pi(r_1+r_2)$$

$$P_c = 2\pi\,(10{,}73 + 10{,}97) = 136{,}35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{1{,}5 \cdot 574 \cdot 10^3}{13635 \cdot h_t} \leq 1{,}2 \cdot 6{,}25$$

$$\rightarrow h_t \geq 8{,}42 \text{ cm}$$

b) Conditions de non vérification de l'effort tranchant

$$h \geq \frac{2\,(b-a)-e}{4}$$

Pour permettre l'ancrage des aciers verticaux dans le radier, on laisse un debord du radier de 40 cm

b : rayon du radier = 11,40 m
a : rayon moyen du reservoir = 10,85 m
e : épaisseur de la paroi = 0,24 m

$$\Rightarrow h \geq \frac{2\,(11{,}4 - 10{,}85) - 0{,}24}{4} = 0{,}22 \text{ m}$$

$\rightarrow h = 25$ cm $\quad \rightarrow h_t = 30$ cm

or on prendra $h_t = 50$ cm pour assurer la rigidité du radier.

et donc : $h_t = 50$ cm et $H = 45$ cm

III Calcul du radier

L'étude du radier est difficile, cette difficulté réside dans la détermination du diagramme approché des réactions du sol, car celà dépend des coefficients d'élasticité relatifs à la structure du radier et du sol.

On se borne à choisir un diagramme des réactions du sol le plus souvent linéaire et même uniforme en s'assurant de la rigidité du radier et en vérifiant que les éléments de réduction associés à ce diagramme redonnent bien à l'aplomb de chaque point porteur une réaction d'intensité égale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure. On réalise cela en utilisant "la méthode des planchers", (c.a.d: le radier se presente comme un plancher renversé soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

les appuis seront supposés être constitués par les voiles.

Pour notre cas on a à considerer deux cas:

- Cas 1 : Réservoir vide:

Dans ce cas le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

les parois du réservoir représentent des points d'appuis, en plus on tient compte du moment M_t de la poussée des terres au bord du radier.

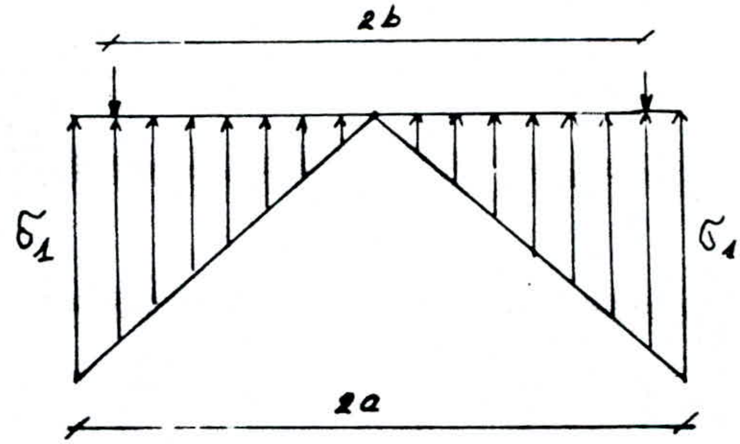
- Cas 2 : Réservoir plein:

Dans ce cas le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre et des surcharges de l'eau. Là aussi les parois représentent des points d'appuis; en plus on doit tenir compte du moment de l'eau Me

Mais il est clair que le cas de charge le plus défavorable est celui qui correspond au réservoir vide car pour le cas du réservoir plein le radier est presque soumis à une compression simple.
et donc le radier sera etudié dans le cas du reservoir vide.

On considerera que la reaction du sol sur le radier est triangulaire et nulle au centre du radier.

le schémas statique est:



$$\sigma_1 = 1,5q = 1,5\frac{Q}{\pi a^2} = 1,5 \cdot \frac{574}{\pi \cdot 11,4^2}$$

$$\sigma_1 = 2,1088 \ t/m^2$$

Ce schémas sera divisé en deux schémas plus simples qui seront eux aussi divisés en deux autres schémas chacun encore plus simple, comme sera indiqué sur la page suivante.

$$M_r(A) = M_{r1} + M_{r2} - M_{r3} - M_{r4} + M_{r5}$$

$$M_t(A) = M_{t1} + M_{t2} - M_{t3} - M_{t4} + M_{t5}$$

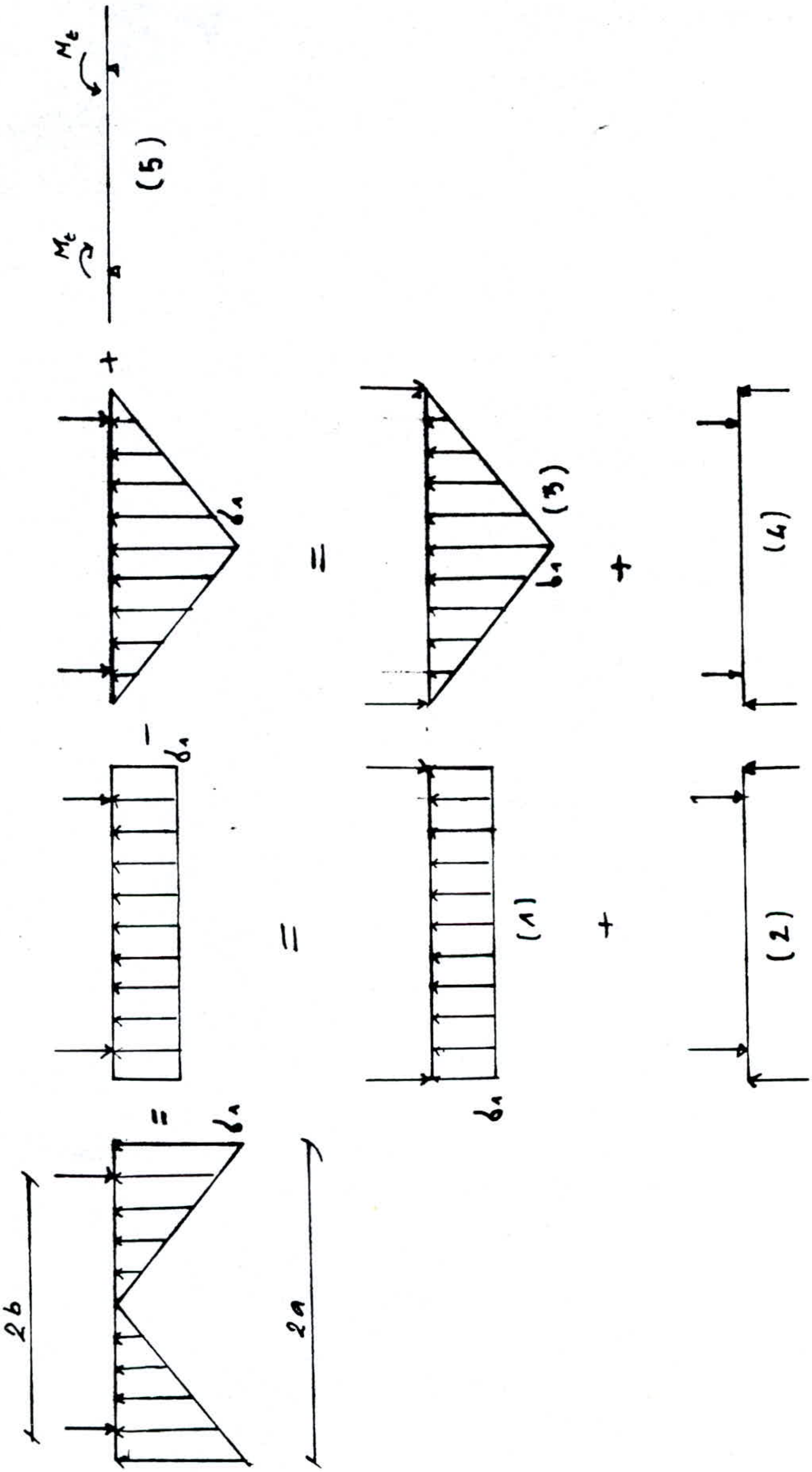
d'où: M_r : moment radial

M_t : moment tanganhel.

Pour le calcul on supposera deux cas:

* radier simplement appuyé.
* radier encastré.

et on prendra ensuite le cas donnant les plus grands efforts.


2b
2a
σ1
(1)
(2)
(3)
(4)
(5)
Mt
Mt

Notations :

Q = poids propre de la paroi et de la coupole = 574 t

q : réaction du sol si celle-ci était uniforme

$$q = \frac{Q}{\pi a^2} = \frac{574}{\pi \cdot 11,4^2} = 1,406 \ t/m^2$$

a : distance du centre du radier à son extrémité = 11,4 m
b : distance du centre du radier à la mi-épaisseur du voile = 10,85 m
μ : coefficient de Poisson = 0,15 pour le béton
$q_1 = 1,5 q = 2,1 \ t/m^2$

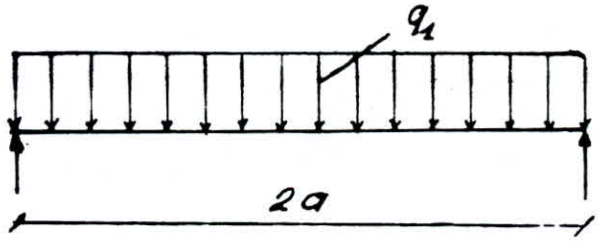
M_r est donné par unité de longueur de circonférence

M_t est donné par unité de longueur de rayon.

A) Radier simplement appuyé :

Nous appliquerons les résultats de Mr BARRES

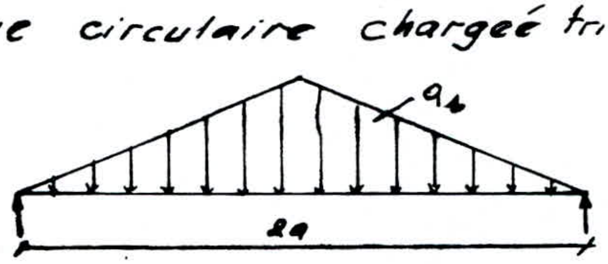
a) plaque circulaire chargée uniformement



$$M_r = \frac{q_1}{16}(3+\mu)(a^2-r^2)$$

$$M_t = \frac{q_1}{16}\left[a^2(3+\mu) - r^2(1+3\mu)\right]$$

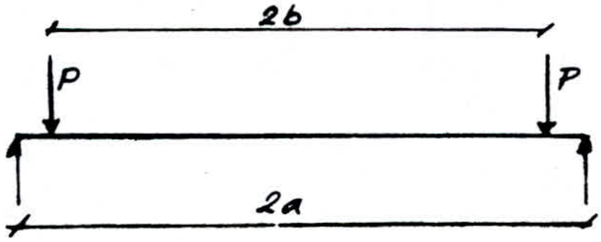
b) plaque circulaire chargée triangulairement



$$M_r = \frac{q_1}{720}\left[71a^2 + 29\mu a^2 - 45(3+\mu)r^2 + 16(4+\mu)\frac{r^3}{a}\right]$$

$$M_t = \frac{q_1}{720}\left[71a^2 + 29\mu a^2 - 45(1+3\mu)r^2 + 16(1+4\mu)\frac{r^3}{a}\right]$$

c) plaque circulaire chargée concentriquement:

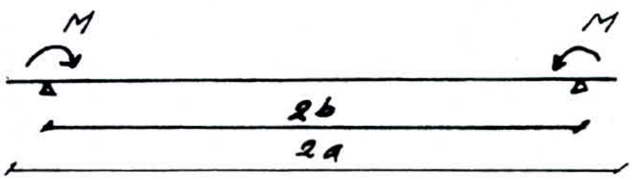


* $x > b$ $\qquad M_r = 0$

$$M_t = \frac{Pb}{2}(1-\mu)\left(1 - \frac{b^2}{a^2}\right)$$

* $x \leq b$ $\qquad M_r = M_t = \frac{q}{4}\left[(1-\mu)\frac{(a^2-b^2)}{2} + a^2(1+\mu)\log\frac{a}{b}\right]$

d) dalle circulaire soumise à un moment concentrique



$\beta = \frac{b}{a}$

$\rho = \frac{r}{a}$

* $r \leq b$: $M_r = M_t = \frac{M}{2}\left[(1+\mu) + \frac{1}{\beta^2}(1-\mu)\right]$

* $r > b$: $M_r = M_t = \frac{(1-\mu)M}{2\beta^2}\left(1 - \frac{\beta^2}{\rho^2}\right)$

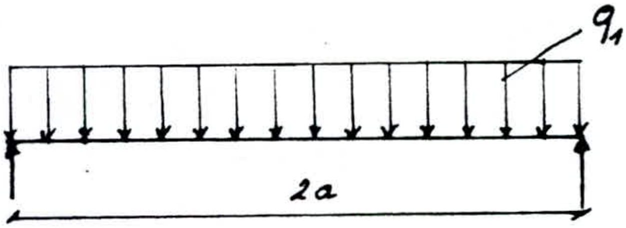
Récapitulons les résultats sur le tableau cidessous

		1	2	3	4	5	Σ =
r = 0 m	Mr t.m	−53,93	3,43	−28,68	1,72	1,68	−21,86
	Mt t.m	−53,93	3,43	−28,68	1,72	1,68	−21,86
r = 10,85 m	Mr t.m	−5,08	3,43	−1,58	1,72	1,68	−0,11
	Mt t.m	−31,44	3,43	−14,60	1,72	1,68	−13,45

r = 11,40 m	Mr t.m	0	0	0	0	0	0
	Mt t.m	-29,1	3,66	-13,61	1,83	0	-13,66
r = 5 m	Mr t.m	-43,55	3,43	-20,42	1,72	1,68	-19,74
	Mt t.m	-49,15	3,43	-24,71	1,72	1,68	-21,05
r = 8 m	Mr t.m	-27,39	3,43	-10,84	1,72	1,68	-13,16
	Mt t.m	-41,73	3,43	-19,82	1,72	1,68	-18,52

B) Radier parfaitement encastré:

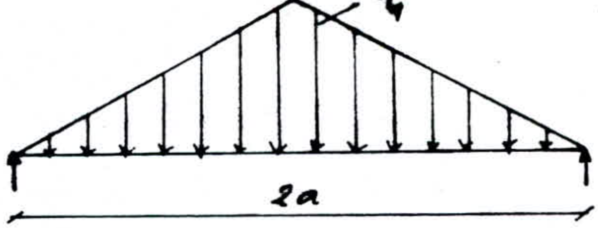
a) plaque circulaire chargée uniformement



$$M_r = \frac{q_1}{16}\left[a^2(1+\mu) - r^2(3+\mu)\right]$$

$$M_t = \frac{q_1}{16}\left[a^2(1+\mu) - r^2(1+3\mu)\right]$$

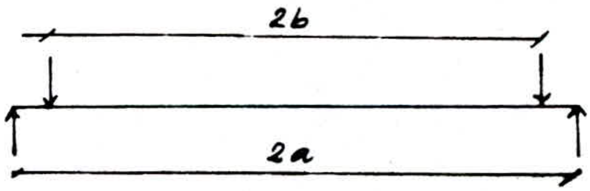
b) plaque circulaire chargée triangulairement



$$M_r = \frac{q_1}{720}\left[29\,a^2(1+\mu) - 45(3+\mu)r^2 + 16(4+\mu)\frac{r^3}{a}\right]$$

$$M_t = \frac{q_1}{720}\left[29\,a^2(1+\mu) - 45(1+3\mu)r^2 + 16(1+4\mu)\frac{r^3}{a}\right]$$

c) dalle circulaire chargée concentriquement



$\bullet\ r \leq b\ :\quad M_r = M_t = \frac{P.b}{4}(1+\mu)\left[\left(1-\frac{b^2}{a^2}\right) + 2\log\frac{b}{a}\right]$

$\bullet\ r > b\ :\quad M_r = \frac{P.b}{4}\left[(1+\mu)\frac{b^2}{a^2} + (1-\mu)\frac{b^2}{r^2} - 2\left[1+(1+\mu)\log\frac{r}{a}\right]\right]$

$$M_t = \frac{P.b}{4}\left[(1+\mu)\frac{b^2}{a^2} + (1-\mu)\frac{b^2}{r^2} - 2\left[1+(1+\mu)\log\frac{r}{a}\right]\right]$$

Récapitulons les résultats sur le tableau ci dessous

r = 0 m	M_r t.m.	− 19,70	+ 1,34	− 12,69	0,67	1,68	− 4,66
	M_t t.m.	− 19,70	+ 1,34	− 12,69	0,67	1,68	− 4,66
r = 10,85 m	M_r t.m.	+ 29,18	+ 1,34	+ 13,39	0,67	1,68	+ 17,14
	M_t t.m.	+ 2,81	+ 1,34	+ 1,40	0,67	1,68	+ 3,76
r = 11,4 m	M_r t.m.	+ 34,26	− 4,3	+ 15,99	− 2,15	0	+ 16,12
	M_t t.m.	+ 5,15	− 4,3	+ 2,4	− 2,15	0	+ 0,60
r = 5 m	M_r	− 9,32	+ 1,34	− 3,14	+ 0,67	1,68	− 3,83
	M_t t.m	− 14,91	+ 1,34	− 8,73	+ 0,67	1,68	− 3,83
r = 8 m	M_r t.m.	+ 6,87	+ 1,34	+ 5,14	+ 0,67	1,68	+ 4,08
	M_t t.m.	− 7,47	+ 1,34	− 3,83	+ 0,67	1,68	− 1,29

Pour le ferraillage on tiendra compte des moments ci-dessous ; (On a pris les moments les plus defavorable

		r = 0 m	r = 8 m	r = 10,85 m	r = 5 m
M_r t.m	+	-	+ 4,08	+ 17,14	-
	-	- 21,86	- 13,16	- 0,11	- 19,74
M_t t.m.	+	-	-	+ 5,76	-
	-	- 21,86	- 18,52	- 13,66	- 21,05

V) Ferraillage :

On fera un exemple de calcul pour le ferraillage radial supérieur au centre du radier.

les autres cas seront donnés dans des tableaux.

$M_r = -21,86$ t.m.
$\bar{\sigma}'_b = 150$ Kg/cm²
$h = 45$ cm
$b = 100$ cm

On choisit des aciers H.A. 25

$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1574$ Kg/cm²

$$\alpha = \frac{15\,\bar{\sigma}'_b}{15\,\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,59 \Rightarrow \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,80$$

M_{rb} : moment resistant du béton

$$M_{rb} = \frac{1}{2}\alpha\cdot\gamma\cdot\bar{\sigma}'_b\cdot b\,h^2 = \frac{1}{2}\cdot 0,59\cdot 0,80\cdot 150\cdot 100\cdot 45^2 = 72 \text{ t.m.}$$

$M_{rb} = 72 t.m$

$M_{rb} > M = 21,86 t.m$

$\Rightarrow A' = 0$

$$A = \frac{M}{\gamma h \sigma_a} = \frac{21,86 \cdot 10^5}{0,80 \cdot 45 \cdot 1574} = 38,58 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow A = 8H.A.25 /m = 39,27 \text{ cm}^2$

• Soit y la distance de l'axe neutre de la section à la fibre la plus comprimée ; le moment statique sera :

$$S(y) = \frac{by^2}{2} + nA'(y-d') - nA(h-y) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{100 \cdot y^2}{2} - 15 \cdot 39,27 (45 - y) = 0$$

$\Rightarrow y = 17,876 \text{ cm}$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'(y-d')^2 + nA(h-y)^2$$

$$= \frac{100 \cdot 17,876^3}{3} + 15 \cdot 39,27 (45-17,876)^2 = 623778,42 \text{ cm}^4$$

Verification des contraintes

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{2186000}{623778} \cdot 17,876 = 62,65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I}(h-y) = 15 \cdot \frac{2186000}{623778} (45-17,876) = 1425,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1425,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1574 \text{ Kg/cm}^2$$

ARMATURES SUPERIEURES

FERRAILLAGE EN CERCES

R (m)	M_t (tm)	σ_a (Kg/cm²)	α	γ	M_{rb} (tm)	A (cm²)	A choisie (cm²)	y (cm)	I (cm⁴)	σ'_b (kg/cm²)	σ_a (kg/cm²)
r = 0	-21,86	1574	0,59	0,80	72	38,58	8 HA 25/m.l. 39,27 cm²	17,88	623778,42	62,65	1425,8 < 1574
r = 5	-21,05	1574	0,59	0,80	72	37,15	8 H.A 25/m.l. 39,27 cm²	17,88	623778,42	60,34	1372 < 1574
r = 8	-18,52	1574	0,59	0,80	72	32,68	7 H.A. 25/m.l. 34,36 cm²	16,99	567883,77	55,41	1370,2 < 1574
r = 10,85 ou r = 11,4	-13,66	1704	0,57	0,812	70,3	21,94	7 H.A 20/m.l. 21,99 cm²	14,24	408432,95	47,63	1543,1 < 1704

ARMATURES SUPERIEURES

FERRAILLAGE RADIAL

R (m)	Mr (t.m)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm²)	α	γ	M_{rb} (t.m)	A (cm²)	A choisie (cm²)	y (cm)	I (cm⁴)	σ_b' (kg/cm²)	σ_a (kg/cm²)
r = 0	-21,86	1574	0,59	0,80	73	36,94	8 H.A.25 /m.l. 39,27 cm²	17,94	660380,79	53,40	1442,7 < 1574
r = 5	-19,54	1574	0,59	0,80	73	33,02	8 H.A.25 /m.l. 39,27 cm²	17,94	660380,79	50,08	1289,8 < 1574
r = 8	-13,16	1704	0,57	0,812	71	20,24	7 H.A.20 /m.l. 21,99 cm²	14,62	449921,12	42,76	1420,65 < 1704
r = 10,85 ou r = 11,4	-0,11	1704	0,57	0,812	71	0,17	3 H.A.20 /m.l. 9,42 cm²	10,20	226708,36	0,49	26,78 < 1704

ARMATURES INFERIEURES

FERRAILLAGE RADIAL

R (m)	M_r (t.m)	σ_a (kg/cm²)	α	γ	M_{rb} (t.m)	A (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	y (cm)	I (cm⁴)	σ'_b (kg/cm²)	σ_a (kg/cm²)
r=0	0	-	-	-	-	-	4 H.A.10/m.l	-	-	-	-
r=5	0	-	-	-	-	-	4 HA10/m.l.	-	-	-	-
r=8	+ 4,08	1943	0,54	0,82	67	5,45	4 H.A. 14/m.l. 6,15 cm²	8,44	156952,96	21,94	1503,6<1943
r=10,85 ou r=11,4	+16,14	1704	0,57	0,812	70,3	24,82	4HA25+4HA14/ml 25,79 cm²	15,43	498099,06	50,00	1534,6<1704

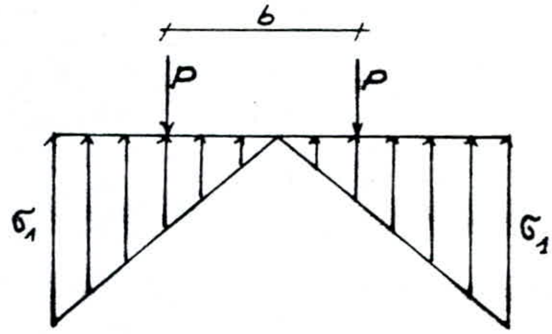
ARMATURES INFERIEURES

FERRAILLAGE EN CERCES

R m	M_t t.m	$\overline{\sigma}_a$ kg/cm²	α	γ	M_{rb} t.m	A cm²	$A_{choisie}$ cm²	y cm	I cm⁴	σ_b' kg/cm²	σ_a kg/cm²
r=0	0	-	-	-	-	-	4 HA10 /m.l.	-	-	-	-
r=5	0	-	-	-	-	-	4 HA10/m.l.	-	-	-	-
r=8	0	-	-	-	-	-	4 HA.10/m.l.	-	-	-	-
r=10,85 ~ r=11,4	3,76	1943	0,54	0,82	66,97	5,24	4 HA14/ m.l. 6,16 cm²	8,24	143522,00	21,59	1445<1943

V) Vérification de la stabilité du radier :

1) Réservoir vide :



$$P = \frac{Q}{2\pi b}$$

Si la réaction du sol etait uniforme on aurait eu :

$$q = \frac{Q}{\pi a^2}$$

- Q : poids de la paroi et de la coupole = 574 t
- a : rayon du radier = 11,40 m
- q : réaction uniforme du sol

$$q = \frac{574}{\pi \cdot 1140^2} = 0,14\ Kg/cm^2$$

Comme la réaction du sol est triangulaire on aura :

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot q = 0,21\ Kg/cm^2$$

Et enfin en tenant compte du poids du radier :

$h_{radier} = 50\ cm$
$h_{gros\ béton} = 10\ cm$

$$P_r = 2,5 \cdot \pi \cdot 11,4^2 \cdot 0,5 + 2,2 \cdot \pi \cdot 11,5^2 \cdot 0,10 = 602\ t$$

$$\sigma = 1,5q + \frac{P_r}{\pi a^2} = 0,21 + \frac{602 \cdot 10^3}{\pi \cdot 11,4^2 \cdot 10^4} = 0,36\ Kg/cm^2$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 0,36\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}_s = 1\ Kg/cm^2$$

2) Réservoir plein :

a) Sollicitation du 1^{er} genre :

$$\left.\begin{array}{l} G + 1{,}2P = 580\,t \\ \text{poids du radier} = 602\,t \\ \text{poids d'eau} = 2500\,t \end{array}\right\} \Rightarrow N = G + 1{,}2P + P_r + P_e$$

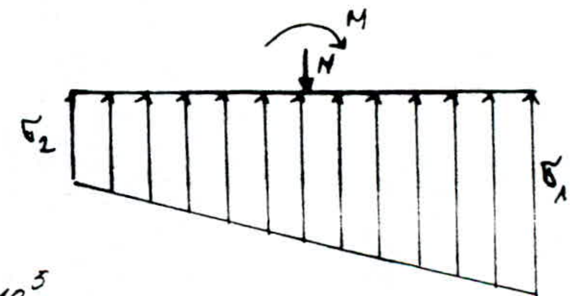
$N = 3682\,t$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{N}{\pi a^2} = \frac{3682 \cdot 10^3}{\pi \cdot 1140^2} = 0{,}902\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}_s = 1\ Kg/cm^2$$

b) Sollicitation du 2^{ème} genre

le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M et de l'effort normal N qui agissent au niveau de la base.

Nous devons eviter un decollement excessif des extremités du radier susceptible d'alterer sa stabilité.



$N_2 = G + P + P_r + P_e$

$N_2 = 574 + 602 + 2500 = 3676\,t$

$M = 4238\,t.m.$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \pm \frac{M.V}{I} = \frac{3676 \cdot 10^3}{\pi \cdot 1140^2} \pm \frac{4238 \cdot 10^5}{13265{,}06 \cdot 10^8} \cdot 1140$$

$I = 13265{,}06\ m^4$

$V = \frac{D}{2} = a = 11{,}4\ m$

$\Rightarrow \sigma_1 = 1{,}265\ Kg/cm^2$

$\sigma_2 = 0{,}170\ Kg/cm^2$

$$\sigma\left(\frac{D}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0{,}99\ Kg/cm^2$$

Et donc : $\sigma_1 = 1{,}265\ Kg/cm^2 < 1{,}3\,\overline{\sigma}_s = 1{,}30\ Kg/cm^2$

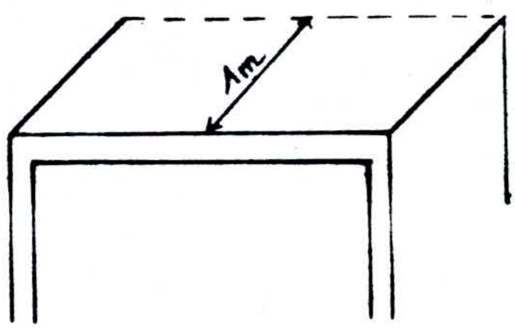
$\sigma\left(\frac{D}{4}\right) = 0{,}99\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}_s = 1{,}0\ Kg/cm^2$

VI Calcul du radier : de la salle des vannes

a) Introduction : Vue la jonction radier-voile qui provoque un semi-encastrement, on sera ramené à faire le calcul du radier comme un plancher reversé sous une charge uniformement repartie.

b) Calcul du panneau de dalle :
le panneau repose sur deux appuis seulement, il sera calculé selon la methode exposée sur l'ouvrage de Mr BELAZOUGUI "calcul des ouvrages."

On supposera des tranches de un mètre de largeur reposant sur les deux voiles.



b-1) : Dimensionnement du radier

pour assurer la rigidité du radier on prendra :

$h_t = 20cm$.

b-2) Calcul de la reaction uniforme du sol.

- poids de la dalle = 10,4t
- poids des poutrelles = 1,94t
- poids des voiles = 10,08t

⇒ poids total de la superstructure = 22,42t

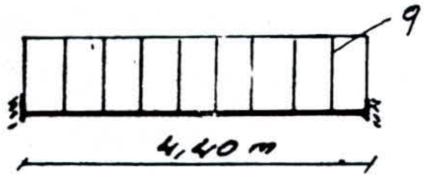
Donc la charge à prendre en compte pour le calcul (reaction du sol) :

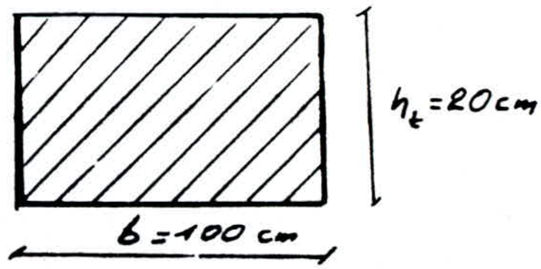
$$q = \frac{P}{S} = \frac{22,42 \cdot 10^3}{24,2 \cdot 10^4} = 0,093 \; Kg/cm^2 = 0,93 \; t/m^2$$

Donc notre poutre fictive sera chargeé par q_1 telle que

$$q_1 = q \cdot 1m = 0,93 \; t/m.l$$

b_3 : Schemas statique





On aura comme valeurs des moments:

- en travée : $M_{t_1} = q\dfrac{\ell^2}{10} = \dfrac{0{,}93 \cdot 4{,}4^2}{10} = 1{,}8\,t.m/m.l.$ (P. CHARON P. 124)

- Sur appuis $M_{a_1} = q\dfrac{\ell^2}{20} = \dfrac{0{,}93 \cdot 4{,}4^2}{20} = 0{,}90\,t.m/m.l.$

b_{-4} : ferraillage:

- en travée : On utilisera des H.A.16 $\Rightarrow \overline{\sigma}_a = 1934\ Kg/cm^2$
(en tenant compte de la condition de non fissuration d'un- fissuration préjudicable $K = 1 \cdot 10^6$)

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\overline{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 295000}{1934 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0{,}0792 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8957 \\ K = 28{,}8 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{K} = \frac{1934}{28{,}8} = 67{,}15\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b = 150\ Kg/cm^2$$

$$A = \frac{M_t}{\varepsilon \cdot h \cdot \overline{\sigma}_a} = \frac{295000}{0{,}8957 \cdot 17 \cdot 1934} = 10{,}02\ cm^2$$

$$\Rightarrow A = 5\,H.A.\,16 = 10{,}05\ cm^2$$

- Sur appuis : On utilisera des H.A. 14 $\Rightarrow \overline{\sigma}_a = 2068\ Kg/cm^2$

$$\mu = \frac{15\,M_a}{\overline{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 205000}{2068 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0{,}0515 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9049 \\ K = 37{,}6 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma}_a}{37{,}6} = \frac{2068}{37{,}6} = 55\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b = 150\ Kg/cm^2$$

$$A = \frac{M_a}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{205000}{0,9049 \cdot 17 \cdot 2068} = 6,44 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \quad A = 5 H.A. 14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

* Armatures de répartitions (dans l'autre sens)

$$A_r \geqslant \max \left(\frac{A}{4}, A_{min} \right)$$

$$A_{min} = \max \begin{cases} 0,69\, b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{6,30}{4200} = 1,75 \text{ cm}^2 \\ b\, h_t \cdot \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} = \frac{100 \cdot 20 \cdot 1,2}{4200 - 2200} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{A}{4} = \frac{10,02}{4} = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_r = 5 H.A. 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

b.5 : Vérification des contraintes

$$W = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 10,06}{100 \cdot 17} = 0,592 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8977 \\ K = 33,9 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{295000}{10,06 \cdot 0,8977 \cdot 17} = 1922 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1934 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1922}{33,9} = 56,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

*. Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15\, \bar{\sigma}_b$$

$$T = q \cdot \frac{\ell}{2} = 0,93 \cdot \frac{4,4}{2} = 2,05 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{8 \cdot 2050}{100 \cdot 7 \cdot 17} = 1,38 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 7,20 \text{ Kg/cm}^2$$

b-6 : Vérification de la stabilité

$P_{total} = P_{superstructure} + P_{radier}$

$P_{sup.} = 22,42\ t$

$P_{radier} = 2500(0,20 \cdot 24,2) + (175 \cdot 24,2) \cdot 1,2 = 17,18\ t$

$P_{béton\ propreté} = 2200\,(0,20 \cdot 24,2) = 10,65\ t$

$\Longrightarrow P_{total} = 50,25\,t$

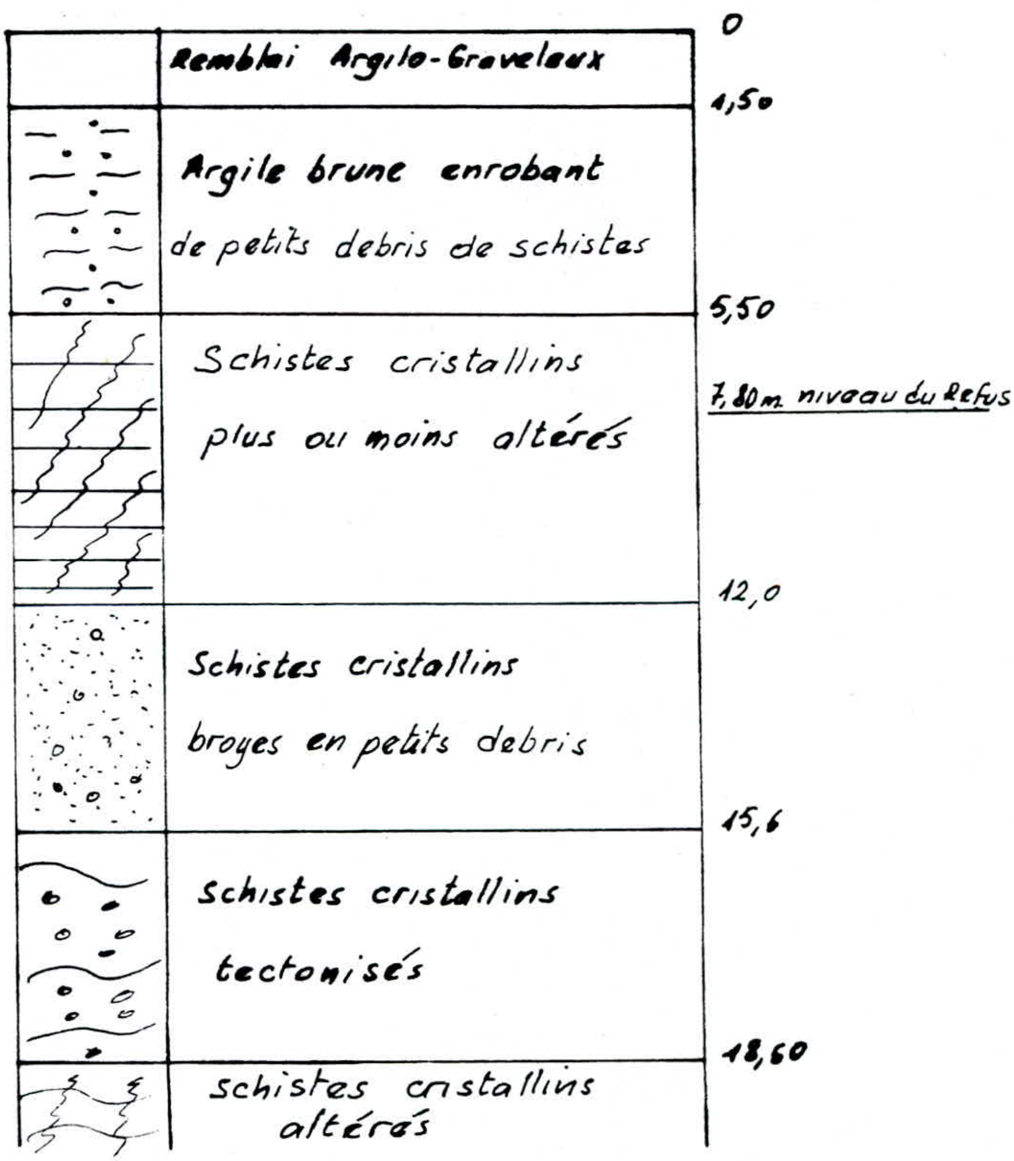
$\rightarrow \sigma_s = \frac{P}{S} = \frac{50,25 \cdot 10^3}{24,2 \cdot 10^4} = 0,21 \cdot kg/cm^2 < \bar{\sigma}_s = 1\ bar.$

VII Tassements

Comme l'ouvrage repose sur un sol essentiellement composé de schistes, le problème des tassements n'est pas à craindre. (Voir la coupe ci-dessous) pour la salle des vannes dont la charge est faible par rapport au réservoir.

On a preveu un joint de rupture pour eviter le tassement differentiel : Largeur : 3 cm

Differentes couches du sol donneés par l'un des trois (3) sondages carottés effectues.



BIBLIOGRAPHIE

- Cahier des charges applicables au calcul des reservoirs
- R.P.A. 81
- Règles C.C.B.A. 68
- Plaques et coques - Timoshenko -
- Traité de béton armé - Guerrin - Tome. 5
  - Tome : 6
  - tome : 7
- Calcul et verification des ouvrages en béton armé (P. Charron)
- Calcul pratique des tours en beton armé - M. Diver.
- Traité de beton armé : tome 2. Bellazougui.
- Conception et calcul des structures soumises aux seismes conformément aux règles R.P.A. 81
- Fondations - Leonards.
- Mecanique des sols. - Sanglerat : tomes 1 et 2
- Calcul des structures - Stronguine
- Calcul pratique des résérvoirs en zone sismique - Davidovici -
- Résumé des régles actuelles d'etude sismique pour les installations de réacteurs nucléaires.
  - John. A. Blume and Associetes -