E.N.P

D^{t} GENIE CIVIL

CHATEAU DEAU 1500 m^3 CUVE SOUMISE A LACTION HYDRODYNAMIQUE

PROPOSE Par : C.T.C

ETUDIE Par :
M - SAÏ
M - Bentahar

Prom :
CRAÏNIC

PROJET FIN DETUDE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

وزارة التعليم العالي

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Département : ...GENIE CIVIL.........

Promoteur : ...Mr CRAINIC........

Elève Ingénieur : SAÏ.. Bentaher..

مصلحة : ....الهندسة المدنية

موجه : ...السيد كرينيك..

تلميذ مهندس : سيايبي.. بن طاهر

الموضوع : دراسة خزان مائي لو سعة $1500 م^3$

الملخص : المشروع الذي قمنا بدراسته يهدف الى دراسة العناصر المقاومة لخزان مائي ذو سعة 1500 م³ ، طوله الكلي إبتداء من الأساس 35,42 م وله حوضه مخروطي. المقاومة العامة تتم بواسطة وعاء إسطواني من الخرسانة ذو قطر خارجي يعادل 6,00 م. يتم إنجاز هذا الخزان بمدينة الجزائر (عين الله) منطقة متوسطة الزلزال.

Sujet : Chateau d'eau ($1500\ m^3$) à parois soumise à l'effet hydrodynamique.

Résumé : Notre projet consist à étudier les éléments resistants d'un chateau d'eau de capacité $1500\ m^3$, à paroi soumise à l'effet hydrodynamique, de hauteur totale compté à partir du sol 35,42 m. La cuve est de forme tronconique. Le contreventement est assuré par un fût (tour) cylindrique de diametre exterieur 6,00 m. Il sera implanté à Alger (AIN ALLAH) qui est une zone de moyenne seismitité (zone II)

Subject : Styding of a water Tower.

Abstract : our object consists of styding the resisting elements of a water tower,
The total height from the foundation is 35,42 m.
The wind is provided by a cylindrical shaft having 6,00 m in external diametre.
The water tower will be set up in Algeirs which is located in an Area of average seismicity (II)

REMERCIEMENTS

Nous formulons l'expression de notre profonde reconnaissance à Monsieur CRAINIC notre promoteur, pour son aide si precieuse et ses conseils eclairés. Nos remerciements vont egalements aux ingenieurs Hourier et Zagab pour leurs conseils judicieux Nous exprimons toute notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribues, de loin ou de près, à notre formation.

Dedicaces

Je dedie ce modeste travail en signe de reconnaissance

A la memoire de mon cher et regretté père
A ma mère qui a endurée tant de souffrance et d'angoisse pour me voir enfin vivre auprès d'elle.
A mes freres et soeurs
A toute ma famille
A toutes mes cousines et tous mes cousins
A tous mes amis
A Nouredine OUAZIT.

SAÏ Mohammed

A la mémoire de mon très cher
et regretté père Allel

A ma chère mère qui a tant
souffert pour me voir enfin
vivre auprès d'elle

A mes frères et soeurs Aicha, Hadjila,
Fatiha, Sabah, Toufek, Djamila

A mon petit neveu Nabil

A mon ami et frère Mouloud

A mon ami et frère Nour-Eddine Ouazit

A mon premier professeur de l'école
coranique Si-Ali

A tous mes professeurs qui ont
contribué à ma formation.

SOMMAIRE

Presentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui nous a eté proposé consiste à l'etude et au calcul d'un chateau d'eau de 1500 m³, de hauteur total comptée à partir du sol 35.42 m.
La tour est constituée d'un voile circulaire d'epaisseur 30cm surmontée d'une cuve tronconique d'epaisseur variable.
Le materiaux utilisé : Beton armé
Taux de travail du sol : 3.5 bars.

Discription du chateau d'eau

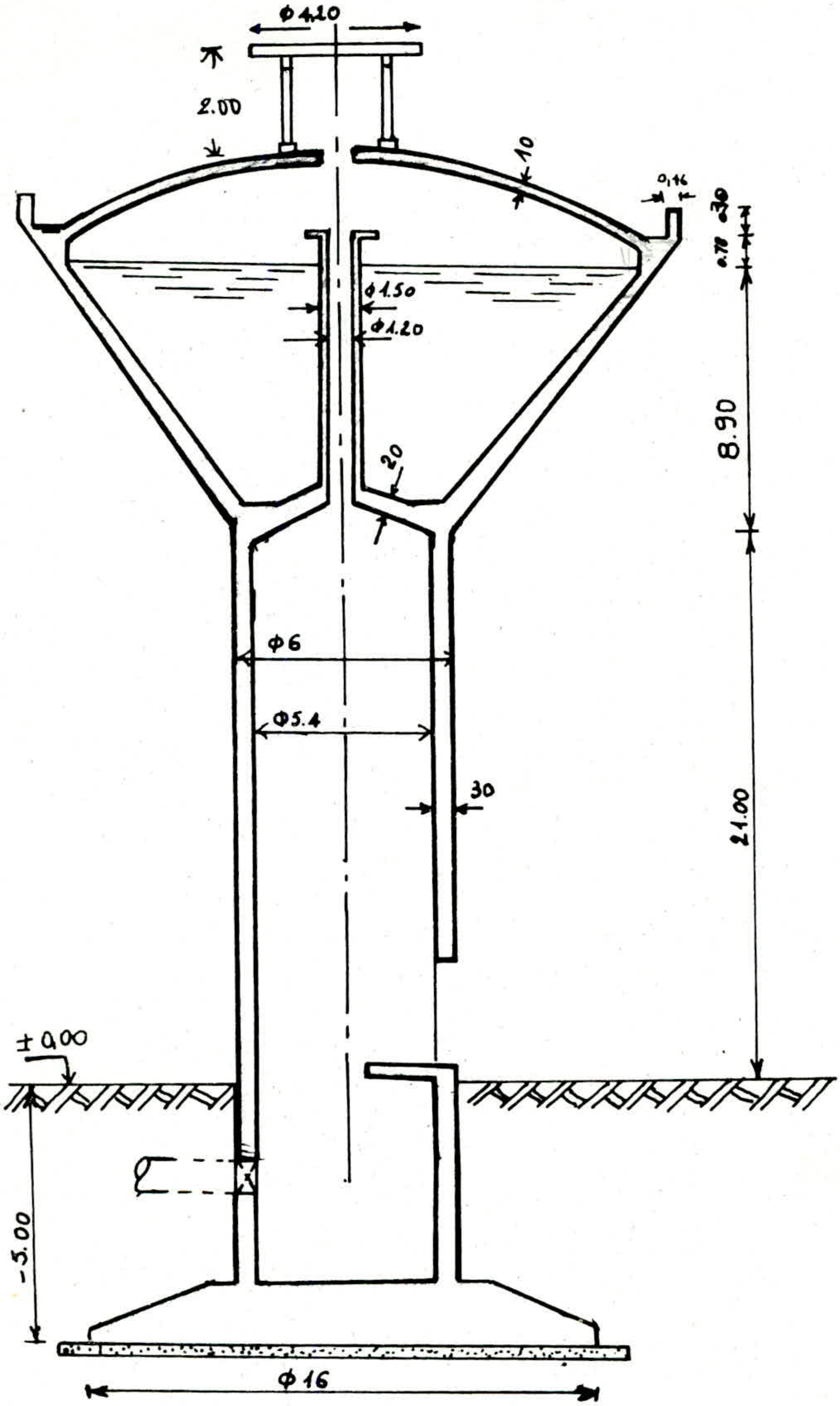
Le reservoir (cuve) est de type tronconique sur tour (fût) cylindrique. A partir d'une porte metallique placée au pied du fût, l'accès au reservoir se fera par une serie d'echelles metalliques à crinoline separées par des paliers de repos en beton armé situés à l'interieur du fût.
Dans la hauteur du reservoir, une cheminée interieure permet l'acces jusqu'à une chambre de visite (Lanterneau) placée sur la couverture (coupole spherique) du reservoir dans laquelle une echelle à crinoline donne l'acces à l'interieur du reservoir.
La tour transmettra les charges au sol par l'intermediaire d'un radier circulaire. (voir schemas ci-après)

Importance du chateau d'eau.

En raison de son emplacement, le chateau d'eau est un element important du paysage. Ces constructions etant classé comme ouvrage d'art, le souci esthetique doit être primordial car il est devenu un point capital, une telle construction devant être absolument un oeuvre d'art.
Le rôle du reservoir surlevés sert de regulateur à la consomation en eau potable, pendant la periode où cette consommation n'excède la production. Il se vide et se remplit aux heures creuses.
Le reservoir doit contenir une reserve d'eau suffisante pour faire face aux besoins instantanés des different services.
Son vidange instantané doit être prevu en cas d'avarie grave.

Etanchieté

Les regles imposés par l'hygiennes :
(Eviter une contamination de l'eau ainsi que l'influence des conditions atmospheriques) nous impose des revetements interieur et exterieur.
Les parois de la cuve devront être parfaitement étanches.



Φ 4.10
2.00
10
0,16
0,30
0,70
Φ 1.50
Φ 1.20
8.90
20
Φ 6
Φ 5.4
30
21.00
± 0.00
-5.00
Φ 16

CARACTERISTIQUES

DES

MATERIAUX

Beton

On utilisera un beton dosé à 400 kg/m³ de CPA 325
Le controle sera considéré comme attenué

Contrainte de compression admissible

$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \, \sigma'_{28}$ σ'_{28} : resistance nominale de compression du beton

σ'_{28} : 300 bars (beton dosé à 400 kg/m³ de CPA 325)

avec $\rho'_b = \alpha . \beta . \gamma . \delta \, \varepsilon$

$\alpha . \beta . \gamma . \delta \varepsilon$ des coefficient sans dimension

. CPA 325 $\alpha = 1$ qui depend de la classe du ciment utilisé
. controle attenué du beton $\beta = 5/6$
. $h_m / a_{cg} > 1$ $\gamma = 1$

. δ : depend de la distribution des contraintes dans la section :
. compression simple $\delta = 0,3$
. Flexion simple et flexion composé quand l'effort normale est un traction $\delta = 0,6$
. Flexion composé quand l'effort normal est une compression

$$\delta = \begin{cases} 0,6 \\ 0,3\left(1 + \frac{e_0}{3 e_1}\right) \end{cases}$$

. e_0 : l'excentricité de la force exterieure / au c.d.g de la section complete du beton seul
. e_1 : designe le rayon vecteur, de meme signe que e_0, du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression

. Pour les sollicitations du second genre, les valeurs de δ sont multipliées par 1,5

. Exemple : Section annulaire de faible epaisseur, de diametre moyen D, on aura $e_1 = D/4$

Pour $0 \leq e_0 < 0.75 D$ $\delta = 0.3\left(1 + 1.33 \frac{e_0}{D}\right)$

Pour $e_0 \geq 0.75 D$ $\delta = 0.6$

. ε : depent de la nature des sollicitations et de la forme de la section. Dans tous les cas on prend $\varepsilon = 1$

. Nous obtenons : sous SP_1

. compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1.5/6 . 1 . 0,3 . 1 . 300 = 75$ bars
. Flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1.5/6 . 1 . 0,6 . 1 . 300 = 150$ bars

Sous SP_2

- compression simple $\quad \bar{\sigma}'_{b0} = 1.5\,\bar{\sigma}'_{b0}\,(SP_1) \quad \bar{\sigma}'_{b0} = 112.5$ bars
- Flexion simple $\quad \bar{\sigma}'_{b} = 1.5\,\bar{\sigma}'_{b}\,(SP_1) \quad \bar{\sigma}'_{b} = 225$ bars

Contrainte de traction de reference

$\bar{\sigma}_b = \int_b \sigma_{28}$ $\quad \int_b = \alpha.\beta.\gamma.\theta$ $\quad \alpha.\beta.\gamma$: gardent les memes Significations que precedemment et le meme Valeurs égalements

. θ : $0{,}018 + \frac{2.1}{\sigma_{28}} = 0{,}018 + \frac{2.1}{300} = 0{,}025$

d'où : $\bar{\sigma}_b = 1.5/6 \cdot 1 \cdot 0{,}025 \cdot 300 = 6.25$ bars

. Cette contrainte est relativement faible et difficile à respecter. Le nouveau texte du cahier des charges applicables à la construction des reservoirs et cuves en B.A, Etablie en 1966 par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé prevoit une contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$ egale à :

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

$\sigma_{28} \leq 22$ bars limite de rupture en traction à 28 jours et un coefficient $\theta \geq 1$ qui a pour valeurs :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{dans le cas de traction simple.} \\ 1 + \frac{2e_0}{3.h} & \text{en flexion composé} \longrightarrow \begin{cases} e_0 : \text{excentricité} \\ h : \text{epaisseur} \end{cases} \\ 5/3 & \text{dans le cas de flexion simple} \end{cases}$$

on se limitera a $\bar{\sigma}_b = 22$ bars

Contrainte de cisaillement admissible

. La contrainte tangente du plan neutre τ_b est donné au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du beton σ'_b, concomitante, sur cette même section droite, par les inégalités Suivantes :

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \longrightarrow \tau_b \leq 3.5\,\bar{\sigma}_b = 21.8 \text{ bars}$$
$$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\,\bar{\sigma}'_{b0} \longrightarrow \tau_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right)\bar{\sigma}_b$$

on utilisera les aciers :

- A haute adherence FeE40A, donc $\sigma_{en} = 4200$ kg/cm² pour $\phi \leq 20$ mm
  $\sigma_{en} = 4000$ kg/cm² pour $\phi > 20$ mm

. Doux (ou ronds lisses) FeE24, donc $\sigma_{en} = 2400$ kg/cm² $\forall\,\phi$

Contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_{a1}$

Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_{a1} = 2/3\,\sigma_{en}$

Sous SP_2 : $\bar{\sigma}_{a1} = \sigma_{en}$

Stions	FeE40A	FeE40A	FeE24
	$\phi \leq 20$mm	$\phi > 20$mm	
SP_1	2800	2670	1600
SP_2	4200	4000	2400

Fissuration

Afin de tenir compte de la fissuration, la valeur de la contrainte de traction des armatures est limitées à :

$$\bar{\sigma}_a \leq \text{Min} \begin{cases} \bar{\sigma}_{a1} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f}$: contrainte de fissuration systematique

$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}$: contrainte de fissuration accidentelle $\longrightarrow \sigma_2 > \sigma_1$

Contrainte admissible definitive de l'acier sans presence d'humidité

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Aciers Doux	1600	1600	1523	1362	1244	1151	1076	964	862	761
Acier H-A	2436	2227	1926	1723	1574	1455	1361	1219	1090	963.

Ce tableau donnant $\bar{\sigma}_a$ prise par le calcul des elements non en contact avec l'eau. σ_1 n'est pas à considerer, car elle toujours plus petite que σ_2

Paroi du reservoir

La paroi étant constamment en contact avec l'eau, la contrainte admissible de traction est definie par :

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_{a1} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

avec : $\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} + 300\eta$

$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b} + 300\eta$

Le terme complétaire 300η tient compte du fait qu'une des faces des elements est en contact permanent avec l'eau, le phenomene de gonflement du beton intervient d'une maniere favorable en reduisant l'ouvertures des fissures. C'est ce qui motive le terme complétaire 300η

Valeurs de $\bar{\sigma}_{a2}$ etant inferieur à σ_2, on obtient le tableau donnant $\bar{\sigma}_a = \min(\bar{\sigma}_{a1}, \bar{\sigma}_{a2})$

Contrainte admissible de traction de l'acier en presence d'humidité

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier Doux	1600	1600	1600	1600	1544	1451	1376	1264	1162	1061
Acier H-A	2800	2707	2406	2203	2054	1935	1841	1700	1570	1443

Contrainte de compression admissible.

$\bar{\sigma}'_a = 2/3\ \sigma_{en}$ Les pieces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilisé tel que $\sigma_{en} < 3300$ kg/cm²

$$\bar{\sigma}'_a = 2/3 \cdot \frac{\sigma_{en}^2}{3340}$$

d'où : H.A : $\bar{\sigma}'_a = 2800$ kg/cm² pour $\phi \leq 20$mm

$\bar{\sigma}'_a = 2670$ kg/cm² pour $\phi > 20$mm

Acier doux : $\bar{\sigma}'_a = 1150$ kg/cm²

Contrainte d'adherence admissible

Zone d'ancrage normale $\qquad \bar{\tau}_d = 1.25\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b$

Zone d'ancrage en pleine masse $\qquad \bar{\tau}_d = 2.\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b$

ψ : coefficient de scellement et à pour valeurs

Acier H-A $\qquad \psi_d = 1.5$

Acier doux $\qquad \psi_d = 1$

$\bar{\tau}_d$ (kg/cm²)	Acier H-A	Acier doux
Ancrage normale	17.91	7.96
Ancrage en P^{ne} m.	28.66	12.74

Recouvrement des barres droites

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extremités se chevauchent sur une longueur lr

$l_r = l_d \qquad$ pour $d < 5\phi$

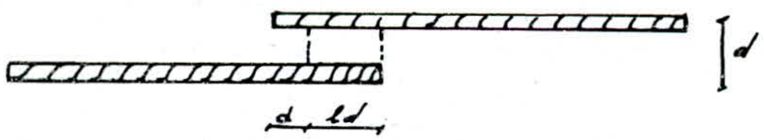
$l_r = l_d + d \qquad$ pour $d > 5\phi$

d : distance entre axes des barres

ld : longueur de scellement droit

$l_d = \phi/4 \; \bar{\sigma}_a/\bar{\tau}_d \qquad$ en traction

$l_d = \phi/4 \; \bar{\sigma}'_a/\bar{\tau}_d \qquad$ en compression (avec $\bar{\sigma}'_a = 2/3\,\sigma_{en}$)

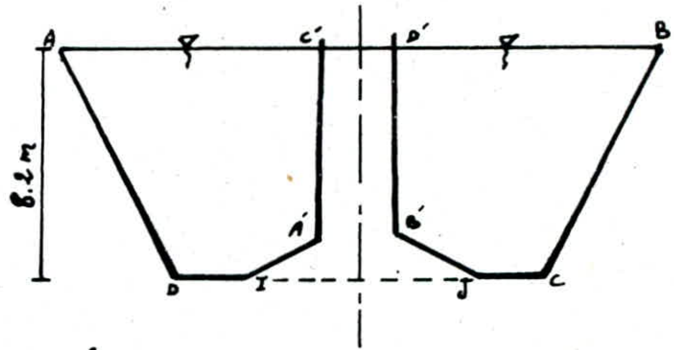


ϕ : etant le diametre nominal de la barre

AYANT

METRE

Determination du volume utile



Volume du tronc de cône ABCD :

Le volume est donné par l'expression suivante :

$$V_1 = \frac{h}{3}\pi\left(R^2 + r^2 + R\cdot r\right)$$

$R = 11.50$ m
$r = 3.20$ m
$h = 8.20$ m

$$V_1 = \frac{8.20}{3}\pi\left(11.50^2 + 3.20^2 + 11.50 \cdot 3.20\right)$$

$$V_1 = 1539.70 \text{ m}^3$$

Volume du cône du bas A'B'JI

$d = 1.50$ m
$D = 4.40$ m

$$\longrightarrow \quad V_2 = 11.08 \text{ m}^3$$

Volume de la cheminée

$\phi = 1.50$ m
$h = 7.40$ m

$$V_3 = \frac{\pi}{4}\phi^2 h = \frac{\pi}{4}(1.50)^2(7.40) = 13.08 \text{ m}^3$$

Volume utile de la cuve

Le volume theorique utile de la cuve est obtenu par :

$$V = V_1 - (V_2 + V_3) = 1539.70 - (11.08 + 13.08) = 1515.41 \text{ m}^3$$

Determination du poids de l'ouvrage

1. Dalle circulaire

$\phi = 4.20$ m
$e = 0.08$ m

$$p_1' = \frac{\pi}{4}\phi^2 e \cdot \rho_b = \frac{\pi}{4}(4.20)^2 0.08 \cdot 2.5 = 2.77 \text{ t}$$

Etanchiété + Enduit ...... 0.05 t/m²
Surcharge d'exploitation .... $1.2 \cdot 0.100$ t/m²

$p_2'' = 0.17$ t/m²

d'où $p_1^{*} = 2.94$ t/m²

Poid de la ceinture Sousdalle : $p_2^{*} = \pi\left(3.95^2 - 3.7^2\right) 0.2 \cdot 2.5 = 3$ t

donc $\boxed{p_t = 8.13 \text{ t}}$

2. Calcul du lanterneau :

- on dispose de 8 poteaux 25×25 ... $p_2' = 8(0.25 \times 0.25 \cdot 1.80)2.5$
- calcul de la ceinture sous poteaux ... $p_2'' = \pi\left(4^2 - 3.5^2\right) 0.22 \cdot 2.5$

$\boxed{p_2 = 11.07 \text{ t}}$

3 - Calcul de l'acrotère

$V_3 = 2\pi . 0.16 . 0.3 . 12.5 = 3.77\ m^3 \longrightarrow P_3 = 3.77 . 2.5 = 9.42\ t$

4 - calcul de la cheminée

$h = 7.40\,m$ $\quad V = \frac{\pi}{4} h (D^2 - d^2) = 4.71\ m^3$

$D = 1.50\,m$

$d = 1.20\,m$ $\quad P_4^* = 4.71 . 2.5 = 11.78\ t$

Etanchiété : $S = \pi d h = \pi . 1.20 . 7.4 = 27.90\ m^2$

$P_4^{**} = 0.05 . 27.90 = 1.39\ t \longrightarrow \boxed{P_4 = 13.17\ t}$

5 - Calcul du poids de la coupole de couverture :

La coupole spherique est caracterisé par les parametres f, r, R. La condition d'equilibre de la membrane (fig ci-dessous) nous permet de calculer ces parametres.

condition de coffrage : $\frac{l}{6} \leq f \leq \frac{l}{10}$ avec $l = 2r$ (l'ouverture de la coupole)

on prend $f = \frac{l}{8}$ $\longrightarrow$ $l = 2 \times 11.5 = 23,00\,m$ d'où $f = \frac{23}{8} = 2.87\,m$

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{11.5^2 + 2.87^2}{2 \times 2.87} = 24.47\ m$$

Surface de la coupole pleine : $S_1 = 2\pi R f = 441.26\ m^2$

Surface de la base de la cheminée : $S_2 = \frac{\pi}{4}\phi^2 = \frac{\pi}{4}(3.7)^2 = 9{,}08\ m^2$

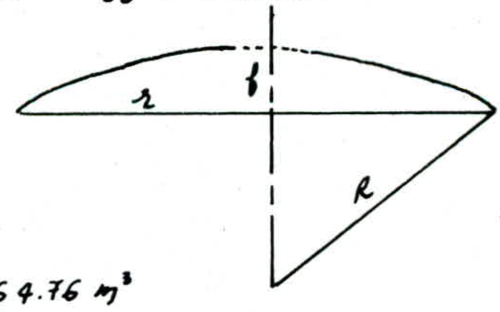
Surface effective de la coupole : $S = S_1 - S_2 = 441.26 - 9.08 = 432{,}18\ m^2$

$P_5^* = 432.80 \times 0.1 . 2.5 = 108{,}20\ t$

Etanchiété :

Surcharge d'exploitation	.... 100 kg/m²	
Etanchiété multicouche	.... 100 "	$\longrightarrow 0{,}100 \times 1.2 + 120 = 0{,}24\ t/m^2$
Isolation thermique	.... 20 "	

$P_5^{**} = 0.240 . 432.18 = 105.51\ t$ d'où $P_5 = 213.56\ t$



6 - Calcul de la paroi de la cuve

$R = 11.7\,m$

$r = 3.7\,m$ $\quad V_{ABCD} = \frac{\pi}{3} h (R^2 + r^2 + R.r) = 1664.76\ m^3$

$h = 8.2\,m$

$R' = 11.5\,m$

$r' = 3.3\,m$ $\quad V_{A'B'C'D'} = \frac{\pi}{3} h' (R'^2 + r'^2 + R'.r') = 1555{,}02\ m^3$

$h' = 8.20\,m$

$\longrightarrow P_c^* = (1664.76 - 1555{,}02)\, 2.5 = 274.35\ t$

Etanchiété

Enduit etanche	50 kg/m²	$S = \pi a (R + r) = \pi\, 11.6\,(11.5 + 3.3)$
Isolation thermique	20 "	$= 539.19\ m^2$

$P_6^{**} = 0{,}07 . 539.19 = 37.74\ t$

d'où $\boxed{P_5 = 312\ t}$

7- Cone de fond :

$R_1 = 2.30\,m$ $\quad R_2 = 2,00\,m$ $\quad V_1 = 11.90\,m^3$

$r_1 = 0.75\,m$ $\quad r_2 = 0.60\,m$ $\quad V_2 = 8.73\,m^3$

$h = 1.50\,m$ $\quad h = 1.50\,m$

$P_7^* = (11.90 - 8.73)\,2.5 = 7.91\,t$

Etanchéité : $P_7^{**} = 0,07 \cdot \pi (2.3 + 0.75) \cdot 2,12 = 1.42\,t$

$$\boxed{P_7 = 9.33\,t}$$

8- Ceinture supérieure

$V = 29.98\,m^3$ $\quad P_8^* = 74.95\,t$

Etanchéité :

$S = \pi (12.5^2 - 11.7^2) = 60.82\,m^2$ $\quad P_8^{**} = 4.23\,t \longrightarrow \boxed{P_8 = 79.18\,t}$

9- Ceinture inférieure :

$V = 6.16\,m^3$ $\quad P_9^* = 15.40\,t$

Etanchéité :

$S = \pi (3.3^2 - 2.3^2) = 17.59\,m^2$ $\quad P_9^{**} = 1.23\,t$ $\quad \boxed{P_9 = 16.63\,t}$

Poids de la tour

La tour comprend le fût + 3 dalles de repos

- Poid du fût : $P_1 = 28.5\ \frac{\pi}{4} (6^2 - 5.4^2) \times 2.5 = 315.61\,t$
- Poid des 3 dalle : $P_2 = 3 \cdot \frac{\pi}{4} (5.4^2 - 3.4^2)\ 0,1 \cdot 2.5 = 10.35\,t$

$P_{10} = 325.96\,t$

Poids de la cuve vide $\quad P_v = \sum_1^9 P_i = 672.50\,t$

Poids de la cuve pleine $\quad P_p = 672.50 + 1515,41 = 2187.91\,t$

Poids total au niveau de la fondation :

Cuve vide : $P_t = 672.50 + 325.96 = 998.46\,t$

Cuve pleine : $P_{t_p} = 998.46 + 1515,41 = 2513.87\,t$

Surcharge d'escalier + accessoires : $200 + 100 = \cancel{200}\,kg/m^2 \Rightarrow G = 200\ \frac{\pi}{4} (5.4^2 - 3.4^2)$

$G = 2.76\,t$

Donc :

P_{vt}	$= 1001.22\,t$
P_{Pt}	$= 2516.37\,t$

CALCUL DES ELEMENTS DE LA CUVE

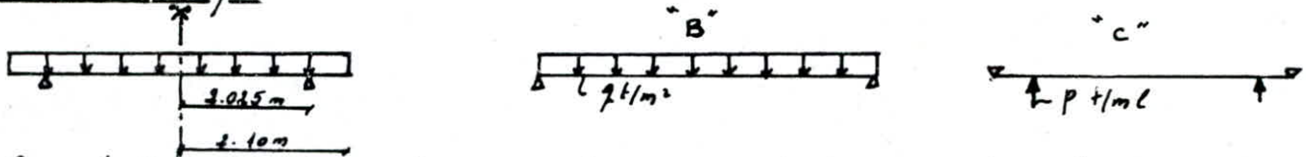
Dalle de couverture du lanterneau

Diametre .... 4.20 m

epaisseur .... 0.08 m

Nous allons calculer la dalle de couverture du lanterneau comme une plaque circulaire uniformement chargée et appuyée sur une circonference.

Schema statique



- le cas "C" represente une plaque circulaire appuyée sur son pourtour et soumise à une charge P/ml sur une circonference de rayon 2.025 m
- le cas "B" represente une plaque circulaire appuyée sur son pourtour et chargée uniformement par une charge q t/m²

Calcul du moment radial dans les deux cas :

cas "C"

b : 2.025 m

a : 2.10 m

Valeur de P

$q \pi a^2 = 2\pi b . P$

$$\boxed{P = q \frac{a^2}{2b}}$$

Valeur de q : on considère seulement la combinaison G + 1.2 P

G : charge permanente (poids propre + enduit)

P : surcharge, on considere la neige comme charge utile.

Pour ALGER : Surcharge normale "P_{no} = 35 kg/m²"

Surcharge extreme P'_{no} = 60 kg/m²

d'où $q = (0.08 . 2,5 + 0.05) + 1.2 . 0.035 = 0.292$ t/m²

- Pour le calcul du moment radial, on utilise les formules des plaques "BARES" P 425
- Pour $0 \le r \le b$ $\quad M_r = \frac{Pa}{4} \beta \left[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu) \log \beta \right]$

$\beta = b/a$

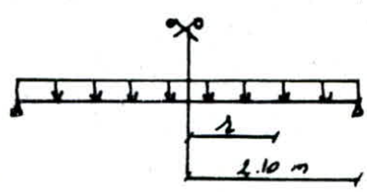
$\mu = 0.15$

$P = q \frac{a^2}{2b}$

$$\boxed{M_r = q \frac{a^2}{8} \left[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu) \log \beta \right]}$$

cas "B"

$e = \frac{r}{a}$: r : compté à partir du centre de la plaque



$$\boxed{M_r = q \frac{a^2}{16} [3+\mu](1-e^2)}$$

Valeurs de Mr :

$\beta = \frac{b}{a} = 0.964$

r (m)	$e = \frac{r}{a}$	Mr (t.m/ml) cas "C"	Mr (t.m/ml) cas "B"
0	0	0.023	0.253
b = 2.025	0.964	0.023	0.018
a = 2.10	1	0	0

2° Calcul du moment tangentiel : M_φ

cas "C" partie mediane $a \le r \le b$ $M_\varphi = M_r$

$$M_\varphi = M_r = q\frac{a^2}{8}\left((1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\log\beta\right)$$

$T_r = 0$

partie exterieure $b \le r \le a$

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

$\rho = r/a$

$$\boxed{M_\varphi = q\frac{a^2}{8}\left[(1-\mu)\left(2 - \beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}+1\right) - 2(1+\mu)\log\beta\right)\right]}$$

cas "B"

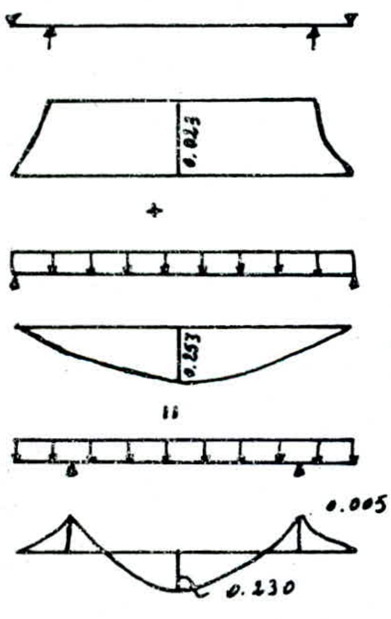
$$\boxed{M_\varphi = q\frac{a^2}{16}\left[(3+\mu) - (1+3\mu)\rho^2\right]}$$

Valeurs de M_φ.

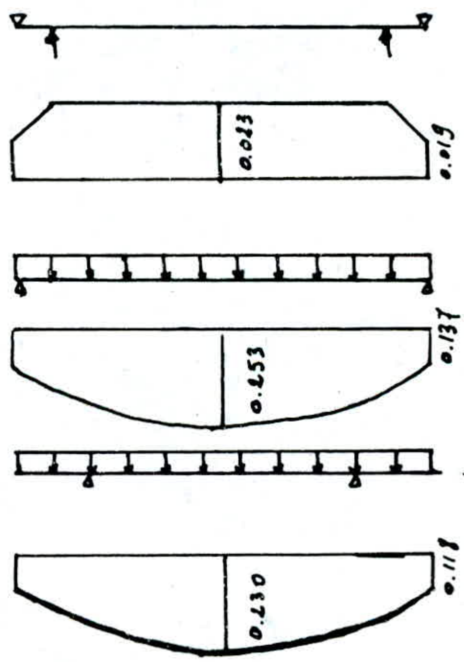
r (m)	$\rho = r/a$	M_φ (t.m/ml) Cas "C"	M_φ (t.m/ml) Cas "B"
0	0	0.023	0.253
2.025	0.964	0.023	0.145
2.062	0.982	0.021	0.141
2.10	1	0.019	0.137

Surperpositions des moments Cas A = Cas + Cas C

Somme des moments radiaux



Somme des moments tangentiels :



Ferraillage de la dalle circulaire

Armatures radiales :

Armatures inferieures : Le moment de flexion est $M_r = 0.23$ tm/ml

pour le calcul on prendra $h_t = 8$ cm → $h = 5$ cm

Le ferraillage est calculé d'après P. Charron $b = 100$ cm

$\bar{\sigma}_a = 1723$ kg/cm² pour $\phi 10$

$\bar{\sigma}_b = 150$ kg/cm²

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = 0.0801 \rightarrow \varepsilon = 0.8830$$

$K = 28.43$

$$\Rightarrow A = \frac{0.23\ 10^5}{1723 \cdot 0.883 \cdot 5} = 3{,}02\ \text{cm}^2$$

Armatures Superieures : $\mu = \frac{15 . 5 \, 10^{5}}{1723 . 100 \, 5^2} = 1.74 \, 10^{-3} \longrightarrow \varepsilon = 0,9808$; $k = 245$

d'où $\rightarrow A = \frac{5 \, 10^2}{1723 . 0.9808 . 5} = 0.059$

Ainf : 4 T10 /ml	Asup : 4 T10 /ml

Armatures Circulaires : (Cerces)

$My = 0.23 \, t.m/ml \rightarrow h = 4 \, cm$; $b = 100 \, cm$

$\mu = 0.0083 \rightarrow \varepsilon = 0.9590$; $k = 107$

$A = 3.48 \, cm^2$ d'où l'armature effective 5 T10 /ml

Nota : Les armatures radiales et tangentielles (cerces) seront remplacés par un quadrillage pour des raisons pratiques.

Ferraillage des poteaux

On néglige l'effet du vent sur ces elements (poteaux 25×25). Les poteaux sont comprimés sous les charges et sur charges.

Charges à prendre en compte : poid de la dalle circulaire . . . P = 8.13 t

poids propre des poteaux . . . P = 2.25 t

Contrainte maximale du beton dans chaque poteau

$$\sigma_{b_0} = \frac{1.298 \, 10^3}{\pi . 25 (170 + 195)} = 0.045 \, kg/cm^2 << \bar{\sigma}_{b_0}$$

Le beton suffit à lui seul pour reprendre l'effort de compression, Neanmoins on adoptera une ferraillage minimum $\omega = 0.20\%$ ➞ 4T14

Ceinture superieure sous la dalle

Elle est soumis au poid de la dalle et son poid propre

poid de la dalle y compris etanchieté plus enduit . . . 5,13 t

poids propre de la ceinture . . . 3 t

donc $\sigma'_{b_0} = \frac{8,13 \, 10^3}{\pi . 25 (197.5 + 185)} = 0.27 << \bar{\sigma}_{b_0}$

On adoptera une section d'aciers de 0.25% de la section du beton

$A = 0.25 \, e = 0.25 \times 25 = 6.25 \, cm^2$

Aciers verticaux : 6 T12 /ml

Aciers (Cerces) : 6 T12 /ml.

La ceinture inferieure sous poteaux comprend le poid de la dalle circulaire

de la ceinture circulaire

des poteaux

propre

$P_t = 19.2 t$ ➞ $\sigma'_{b_0} = \frac{19.2 \, 10^3}{\pi 30 (200 + 165)} = 0,56 \, kg/cm^2 << \bar{\sigma}_{b_0}$

Ferraillage :

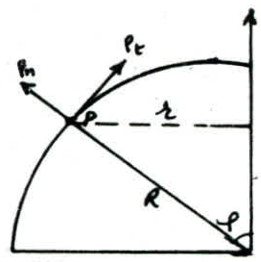
On adopte un ferraillage minimum : Acier verticaux : 8 T12 /ml

Cerces : 8 T12 /ml

Acrotère :

L'effet du vent sur l'acrotere est negligeable, la contrainte de compression dans le beton sous l'effet de son poid propre est tres faible d'où un ferraillage forfaitaire : Cerces : 2 T10/ml

Armatures verticaux 2 T10/ml

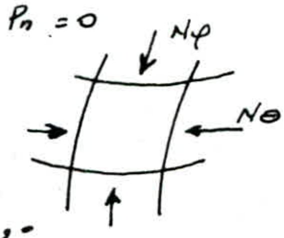


Coupole de couverture :

- on calcule notre coupole d'après la théorie de l'équilibre de membrane (théorie des plaques et coques) et "cours voiles minces" André Coin.
en chaque point d'une parallèle agissant une pression P_n normale à la surface et une effort P_t agissant dans le plan tangent au méridien.
- on calcule les tensions normales N_θ et N_φ par unité de longueur. Les cisaillements sont nulles par suite de symétrie. Soit Φ la résultante de la charge totale qui agit sur la partie de la coque située au dessu de la parallèle passant par le point P.

l'équilibre de translation verticale donne : $N_\varphi = \dfrac{-\Phi}{2\pi R \sin^2\varphi}$

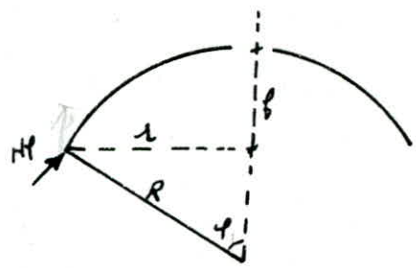
l'équation d'équilibre de translation du P suivant la normale en ce point donne : $\dfrac{N_\varphi}{R} + \dfrac{N_\theta}{R} + P_n = 0$



$\longrightarrow \quad N_\theta = -P_n R + \dfrac{\Phi}{2\pi R \sin^2\varphi}$

Remarque : N_φ est toujours une compression
N_θ est une - compression pour $0 < \varphi < 52°$
- traction pour $\varphi > 52°$

Charges à prendre en compte
en raison du surbaissement de la coupole on peut considérer que le vent n'a pas de prise sur la surface de la coupole.



. Poids mort + surcharges y compris la neige

Poids propre	. . . .	250 kg/m²
Etanchéité	. . . .	100 "
Protection	. . . .	20 "
Surcharges pondérées	. . . .	120 "

$p = 490$ kg/m²

- Charge répartie par mètre linéaire de circonférence φ_0 (où r_0)
soit P/ml le long de la parallèle sur laquelle s'appuie le lanterneau
cette charge provient de :

- poids de la dalle circulaire . . . 8130
- " du lanterneau . . . 11070
- Surcharges pondérées $(120 \cdot \pi \cdot 2.\overline{10}^2)$ . . 1662

P = 20862 kg

La charge P est répartie uniformément sur une circonférence de rayon moyen r = 1.95 m

d'où $P/ml = \dfrac{20862}{2\pi \cdot 1,95} = 1702,70$ kg/ml

$p = 0.490$ t/m²
$P = 1.70$ t/ml

Calcul de φ_0 et φ_1 : φ_0 : bord sup de la coupole
φ_1 : " inf "

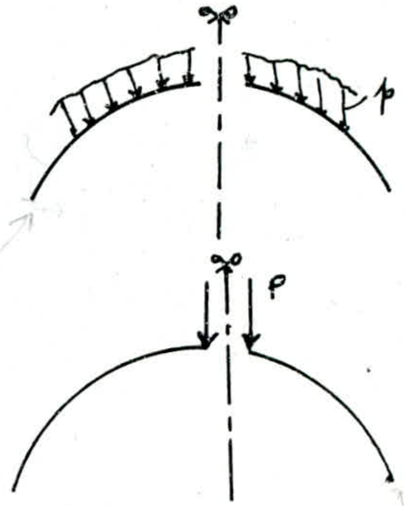
cas A : $\operatorname{tg}\varphi_1 = \dfrac{r}{R-f} = \dfrac{11.5}{24.47 - 2.87} = 0.5324$ $\qquad \varphi_1 = 28.03°$

$\sin\varphi_0 = \dfrac{1}{R} = \dfrac{1}{24.47} = 0.0408$ $\qquad \varphi_0 = 2.34°$

cas B : $\sin\varphi_0 = \dfrac{1.95}{24.47} = 0.0797$ $\quad \varphi_0 = 4.57°$

$\cos\varphi_0 = 0.9968$ $\quad \sin\varphi_1 = 0.4699$

$\cos\varphi_1 = 0.8827.$



Expression de $N\varphi$ et $N\theta$

cas A :

$$p_n = p\cos\varphi$$
$$Q = 2\pi R^2(\cos\varphi_0 - \cos\varphi)R$$
$$N\varphi = pR\,\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi}$$
$$N\theta = pR\left(\cos\varphi - \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi}\right)$$

cas B :

$$p_n = 0$$
$$Q = 2\pi R P \sin\varphi_0$$
$$N\varphi = -N\theta = -P\,\frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$

Valeurs de $N\varphi$ et $N\theta$ au bord inferieur ($\varphi = \varphi_1$)

	$N\varphi$ (t/ml)	$N\theta$ (t/ml)
cas A	- 6.20	- 4.39
cas B	- 0.614	+ 0.614

le signe (-) indique une compression.

d'où l'on obtient au bord inferieur :

$$N\varphi = N\varphi_A + N\varphi_B = -6.814 \text{ t/ml}$$
$$N\theta = N\theta_A + N\theta_B = -3.776 \text{ t/ml}$$

Contrainte de compression maximale dans le beton.

$$\sigma'_b = \frac{N\varphi}{100e} = \frac{6.814}{100\times10} = 6.814 \text{ kg/cm}^2 < \bar\sigma'_{b0}$$

Contrainte de cisaillement du beton

la composante verticale de $N\varphi$ aux retombées est $V = N\varphi\sin\varphi_1$

$$V = 6.814 \cdot 0.4699 = 3.202 \text{ t/ml}$$

d'où $\tau_b = \dfrac{V}{100e} = \dfrac{3202}{100\cdot10} = 3.202 \text{ kg/cm}^2 < \bar\tau_b$

Remarque : le beton seul suffit de reprendre tous les efforts, cependant nous mettons des armatures destinées à resister aux effets des temperatures et de retrait, et aux effets dissymetriques.

La coupole de couverture est considerée comme faiblement chargée. D'après "le cahier de charges applicable à la construction des cuves et reservoirs en BA" on peut adopter comme ferraillage

- Meridiennes : $A' = 0.3\%$ de la section du beton $= 0.3e = 0.3 \cdot 0.1 = 3 cm^2/ml$
- Paralleles : $A'' = \frac{1}{2} A' = \frac{1}{2} 3 = 1.5 cm^2/ml$.

Meridiennes	8T8/ml
Paralleles	8T8/ml

N.B : Le ferraillage sera renforcé au voisinage de l'appui sur une distance de 1.20m donc on dispose sur cette distance (suivant les meridiennes)

face superieur 10T10/ml.
face inferieur 10T10/ml.

Cheminée :

hauteur d'eau à la base	6.70 m
rayon exterieur	0.75 m
rayon interieur	0.60 m
epaisseur	0.15 m

La cheminé est soumise à la compression sous l'effet de la poussée d'eau

$$p = h\,\bar{\omega} = 6.70 \cdot 1.2 = 8.04\ t/m^2$$

a cette pression correspond une poussée : $\varphi = 8.04\ t/m^2$
l'effort de compression resultant : $H = \varphi \cdot r = 8.04 \cdot 0.75 = 6.03 t$

La contrainte de compression dans le beton :

$$\sigma_b' = \frac{H}{100e} = \frac{6.03 \cdot 10^3}{100 \cdot 15} = 4.02\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_{b0}'$$

Ferraillage : Le ferraillage est forfaitaire, car la contrainte de compression est tres petite devant la contrainte de compression admissible

Cerces : $A' = 0.3 \times 15 = 4.5\ cm^2$
Armatures verticales : $\frac{1}{2} A' = 2.25\ cm^2$

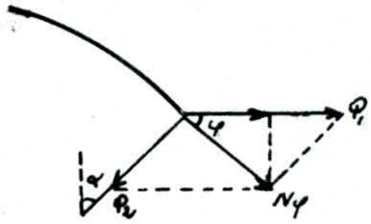
Cerces :	2.5 T8/ml
Armatures verticales	2x4 T8/ml

N.B : Ces armatures ont pour but de combattre le retrait et à empecher la fissuration qu'à assurer la resistance proprement dite.

Ceinture Superieure

Elle à pour rôle d'equilibrer la composante horizontale de la poussée de la coupole de couverture et une poussée Q_2 du poid de l'eau.
Soit:

$$Q_1 = N\varphi \cos\varphi_1 + N\varphi \sin\varphi_1 \, tg\,45°$$
$$Q_1 = 6.184 \cdot 0.8827 + 6.814 \;\; 0.6499$$
$$Q_1 = 8.90 \; t/ml$$

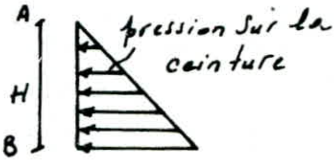


La pression etant nulle à la surface libre et la poussée atteint au point B la valeur

$$Q_2 = \overline{\omega} \; H^2/2$$

$\overline{\omega} = 1.2 \times 1 = 1.2 t/m$ (valeur qui doit être magoreé de 20% puisqu'il s'agit d'une surcharge variable)

H = 65 cm (hauteur de la ceinture)



$$Q_2 = 1.2 \; \frac{\overline{0.65}^2}{2} = 0.254 \; t/ml$$

l'effort de traction dans la ceinture est:

$F = (Q_1 + Q_2) r$

donc $F = (8.92 + 0.254) 11.5 = 105{,}50 t$

Ferraillage : $A = \dfrac{F}{\sigma_a} = \dfrac{105.50 \, 10^3}{1570} = 67.20 \; cm^2 \longrightarrow$ 14 T25

Cerces :	14 T25
Armatures de repartition :	2 × 5 Φ8/ml (ctries) + 5 cadres Φ10/ml

Verification de la contrainte de traction:
on doit prendre la Section homogeneisée (B + n A)

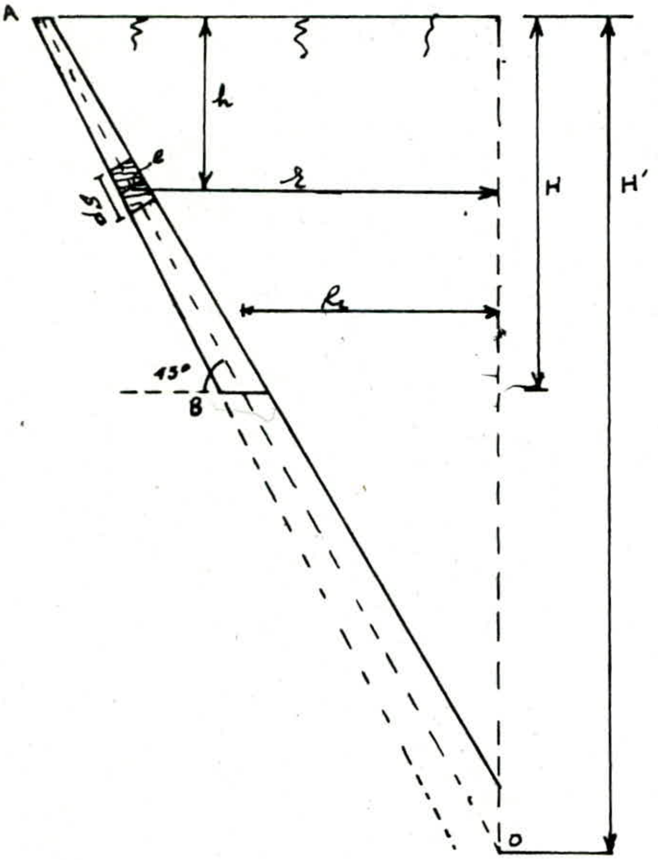
B = 4677.30 cm²
m = 15
A = 68.72 cm²

$$\sigma_b = \frac{F}{B + mA} = \frac{105.50 \, 10^3}{4677.30 + 15 \times 68.72} = 18.48 \; kg/cm^2$$

$$\sigma_b = 18.48 \; kg/cm^2 < 22.40 \; kg/cm^2 \quad \text{verifieé}$$

Paroi de la cuve

Les parois de la cuve sont tronconique inclinées à 45° (generatrice moyenne)
l'epaisseur est variable de 0.34 m (bas de la cuve) à 0.18 m (haut de la cuve)



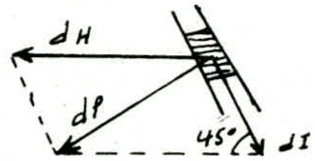


fig. 1

fig. 2.

Considerons un element ds, de rayon r (moyen) et d'epaisseur moyenne (e), cet element est surmonté au centre d'une hauteur d'eau (h). L'élement est sollicité par la pression (dP) et son poid (dP') (fig 1 et 2)

on pose δ = poid volumique de l'eau
Δ = " " du Beton Armé

on aura :

$$dP = \delta h \, ds \qquad \begin{cases} dH = \dfrac{\delta h}{\sin\alpha} \, ds \\ dI = \dfrac{\delta h}{tg\alpha} \, ds \end{cases}$$

$$dP' = \Delta e \, ds \qquad \begin{cases} dH' = \dfrac{\Delta e}{tg\alpha} \, ds \\ dI' = \dfrac{\Delta e}{\sin\alpha} \, ds \end{cases}$$

Les efforts dI, dI' sont des compressions dans la parois
Les efforts dH, dH' introduisent une composante tangente $dT = (dH + dH')\, r$

$$dT = \frac{r}{\sin\alpha} \left(\delta h + \Delta e \cdot \cos\alpha \right) ds$$

L'effort T est nul au point A (h=0) et O (r=0), Cet effort est dû à l'eau
Il est maximum entre ces deux points en un point C. Son expression :

$$T_{eau} = \frac{r \, \delta \, h}{\sin\alpha} = \frac{H' - h}{tg\alpha} \; \frac{\delta h}{\sin\alpha}$$

Teau est maximum quand l'expression $\frac{\delta (H'-h) h}{tg\alpha \sin\alpha}$ est maximum

c'est à dire quand la dérivée est nulle, on trouve donc le maximum de Teau pour $\frac{H'}{2} = h$ et l'effort tranchant se produit au dessus de $H'/2$ en tenant compte de l'étanchéité la formule devient :

$$dT = \left(\frac{\delta h}{\sin s} \cdot \frac{0.07}{tg\alpha} + \frac{\Delta e}{tg\alpha} \right) r \, ds \qquad ds = dr\sqrt{2} \quad \alpha = 45°$$

d'où $dT = (\delta h \sqrt{2} + \Delta e + 0.07)\sqrt{2}\, r\, dr$

La pente du parement étant de 45°, on peut écrire $h = H' - r = 11.56 - r$

Sachant que : $H' = 11.5 + \frac{0.20}{2} = 11.56\,m$

$\Delta = 2.5\ t/m^3$

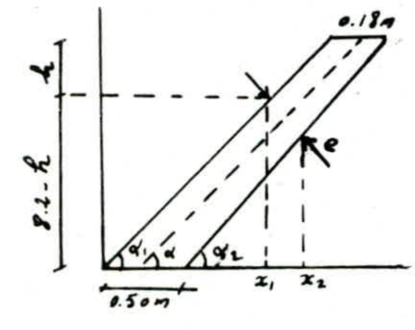
$\delta = 1.2\ t/m^3$

La formule devient : $dT = (3.536e - 2.40r + 27.84)\, r\, dr$ $\qquad dr = 1 \ (\alpha = 45°)$

$$\boxed{T = (3.536e - 2.40r + 27.84)\, r\, dr}$$

e : épaisseur moyenne de la tranche considerée
r : rayon moyen de la tranche considerée
dr : la variation du rayon

Tous le resultats ainsi que le ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-dessous.
Le ferraillage pour chaque tranche est : $A = \frac{T}{\bar{\sigma}a}$
L'épaisseur moyenne est calculée à partir de : $e = \left(\frac{8.2 - h}{tg\alpha_2} - \frac{8.2 - h}{tg\alpha_1} + 0.50 \right) \cos 45$



Contrainte de traction du béton
La contrainte de traction dans la paroi est calculée en prenant la section du béton homogeneisé soit

$$\sigma_b = \frac{T}{100e + 15A}$$

D'après "le cahier de charge applicables à la construction des cuves et reservoir en béton armé. Annales de l'ITBTP N° 223-224 Juillet-Aout 1966" la contrainte admissible de traction dans le béton pour une paroi en contact avec le liquide ne devra pas exceder la valeur définie par $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ avec $\bar{\sigma}_b = \theta\, \sigma_{28}$

σ_{28} : Resistance à la traction du béton en 28 jours ($\sigma_{28} \leq 22\ b$)
$\theta = 1$ cas de la traction simple $\qquad \bar{\sigma}_b = 1.\ 22 = 22.\ bar$
$= 22.4\ kg/cm^2$

tranches N°		h (m)	r (m)	e (m)	T (t)	Φ (mm)	$\bar{\sigma}_a$	A trouvée	A réelle	n TΦ	σ_b
1	0-0.2	0.10	11.46	0.1861	2.51	14	1935	1.30	6.15	4 T14	1.29
2	0.2-1.2	0.70	10.82	0.1985	28.93	"	"	14.96	15.39	10T20	13.06
3	1.2-2.2	1.70	9.82	0.2192	50.54	"	"	29.73	31.42	10T20	18.98
4	2.2-3.2	2.70	8.82	0.2398	67.21	20	1700	39.54	43.97	14 T20	21,98
5	3.2-4.2	3.70	7.82	0.2682	78.30	"	"	46.09	53,39	18T20	22.18
6	4.2-5.2	4.70	6.82	0.2930	85.70	"	"	50.41	59.68	20T20	22.13
7	5.2-6.2	5.70	5.82	0.3100	87.53	"	"	51.49	"	20T20	21.65
8	6.2-7.2	6.70	4.82	0.3225	84.41	"	"	49.65	"	20T20	20,26
9	7.2-8.2	7.70	3.82	0.3422	76.34	"	"	44.91	50.25	16T20	18.24

Effort normal

L'effort normal (en bas de chaque tranche) provenant des composantes inclinées dP, dP', dP" soit

$$dN = (dI + dI' + dI'')\, 2\pi r \qquad ds = \sqrt{2}\, dr$$

$$dN = \left(\frac{\delta h}{tg\alpha} ds + \frac{\Delta e}{\sin\alpha} ds + \frac{0.07}{\sin\alpha} ds \right) 2\pi r$$

d'où

$$\boxed{N = (5e - 1.70 r - 19.83)\, 2\pi r\, dr}$$

L'effort N est calculé en utilisant l'expression ci-dessus est à ajouter l'effort transmis par les tranches supérieures pour obtenir l'effort total (ΣN) en bas de chaque tranche. Il faut noter que la première tranche reçoit également l'effort transmis par la ceinture, l'acrotère, la coupole de couverture.

$$N_o = N_{o1} + N_{o2} + N_{o3} \qquad N_{o1} = \frac{P_c}{\cos 45} = P_c\sqrt{2}$$

$$N_{o2} = \frac{P_a}{\cos 45} = P_a\sqrt{2}$$

$$N_{o3} = \frac{N_\varphi \sin\varphi\, 2\pi r}{\cos 45}$$

d'où $N_o = 111,98 + 13.32 + 331,49 = 456,79t$

Contrainte de compression du béton :

La contrainte de compression du béton dans chaque panneau est $\sigma_b' = \frac{\Sigma N}{S}$

S : section transversale de la paroi de la cuve à la côte considérée.

$$S = 2\pi r \cdot \frac{e_i}{\cos\alpha}$$

Exple : 1ère tranche $r = 11.46$, $e = 0,1861\, m$, $\Sigma N = 475,70t$ $\Rightarrow$ $S = 18.95\, m^2$, $\sigma_b' = 2.51\, kg/cm^2$

N	R (m)	tranche	e (m)	N (t)	Σ N (t)	S (m²)	σb (kg/m²)	A'r (cm²)	A' cm²/ml
1	11.46	0 - 0.2	0.1861	18.91	475.70	18.95	2.51	(2×2)T12	4.52
2	10.82	0.2 - 1.2	0.1985	167.31	643.01	19.09	3.37	(2×4)T12	9.05
3	9.82	1.2 - 2.2	0.2192	262.94	905.95	19.13	4.74	(2×4) T12	9.05
4	8.82	2.2 - 3.2	0.2398	328.74	1234.69	18.79	6.57	(2×6) T12	13.57
5	7.82	3.2 - 4.2	0.2682	387.03	1621.72	18.64	8.70	(2×6) T12	13.57
6	6.82	4.2 - 5.2	0.2930	415.70	2037.42	17.76	11.47	(2×7) T14	13.83
7	5.82	5.2 - 6.2	0.3100	420.02	2457.44	16.03	13.33	(2×7) T14	"
8	4.82	6.2 - 7.2	0.3225	401.23	2858.67	13.81	20.70	(2×7) T14	"
9	3.82	7.2 - 8.2	0.3432	361.27	3219.94	11.65	27.17	(2×7) T14	"

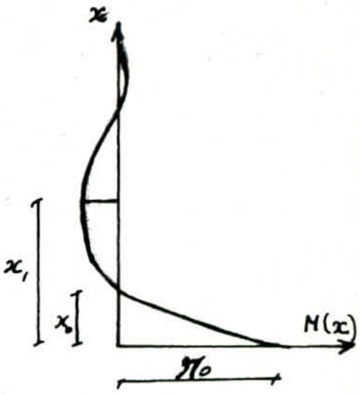
Remarque : La contrainte de compression du beton reste toujours inferieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_{b_0} = 76.5\ kg/cm^2$

D'après le cahier de charges applicable à la construction des reservoirs et cuves en beton armé. Quelque soit le resultat des calculs, il sera prevu des armatures de repartition qui auront, par unite de longueur, une section totale au moins egale au quart (1/4) de celle des armatures principales (Cercles). Dans nos calculs nous avons pris $A' = \frac{1}{4} A$ le resultats sont dans le tableau ci-dessus. La section totale des armatures de repartition devra varier progressivements afin d'eviter les fissures de desolidarisation. Dans le cas des ~~parois~~ tendues des reservoirs où axe de revolution, et lorsque l'epaisseur depassera 15 cm (notre cas) Les armatures seront disposés en deux nappes distinctes, de façons à former un double quadrillage. Chaque quadrillage sera placé à proximité de l'une et de l'autre des surfaces de la paroi (face interieure et exterieure), en respectant les distances minimales d'enrobages.

- Calcul de la paroi inferieure :

- on suppose que la partie inferieure des parois est encastrée sur le fond de la cuve et sur la tour de support.
Dans le calcul precedent on a negligé l'influence de l'encastrement de l'extremité inferieure sur le fond qui entrave dans une certaine mesures, la deformation sous l'influence des efforts tangents calculés precedement on calcul les moments dans la partie inferieures des parois en appliquant la methode de "HANGAN - SOARE" qui suppose un encastrement non parfait mais un encastrement elastique.

N.b : Cette methode est theoriquement conçue pour les cuves à epaisseur constante, neanmoins, appliquée aux cuves à epaisseur variable, elle donne des resultats satisfaisant (A. GUERRIN T VI).



Moment à l'encastrement inferieure.

$M_o : K\,(1.2\,\bar{\omega})\,h^3$

K : Constante donné par l'abaque GUERRIN Tc P.229 en fonction de e/e' et βh.

e : epaisseur de la paroi au voisinage du fond : (34.5)

e' : epaisseur de fond (Cône de fond) : (20 cm)

h : hauteur maximale de l'eau (: 8.20 m)

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{R.e}}$$ (donné à la page 211 GUERRIN)

ν : Coeff de poisson ($\nu = 0.15$)

R : rayon au voisinage du Cône de fond : 2.30 m

$$\beta = \frac{\sqrt{3(1-0.15)}}{\sqrt{2.30 . 0345}} = 1.469$$

$\beta h = 1.469 . 8.2 = 12,06$

$\frac{e}{e'} = \frac{0.345}{0.20} = 1.725$ $\Rightarrow K = 0.0015$

d'où $M_o = (1.2 \times 1000)\ 0.0015\ (8.2)^3 = 992.46$ kg/ml

pour le ferraillage on prend $h_t = 34.5$ cm $\rightarrow$ $h = 31.50$ cm

le bras de levier du couple elastique $z = 7/8\,h = 27.50$ cm

$$A = \frac{M_o}{z\,\bar{\sigma}_a} = \frac{992.46\ 10^2}{2054\ 27.56} = 1.75\ cm^2$$

doù la Section effective 2T12 = 2.26 cm^2/ml

L'armature de repartition est donc largement suffisante (7 T12)

L'abscisse du moment flechissant nul.

$x_o = K_o h$ $\quad K_o$: Coeff donné par l'abaque A-G P230 en fonction de $\beta.h$, e/e_o

$K_o = 0.0303$

$x_o = 0.0303 . 8.2 = 0.248$ m

Moment flechissant maximale :

$M' = -K'\,(1.2\,\bar{\omega})\,h^3$ $\quad$ K' : Coeff donne par l'abaque A-G P232 en fonction de βh, e/e'

$K' = 0.0007$

$M' = -(0.0007)(1.2\ 1000)\ (8.2)^3 = 463.15$ kgm/ml

Abscisse du moment negatif maximal

$x_1 = K_1 h$ $\quad$ l'abaque (A-G P.231) donne K_1 $\Rightarrow K_1 = 0.104$

$x_1 = 0.104 . 8.2 = 0.85$ m $\quad$ l'epaisseur de la paroi en x_1 : e = 0.3257 m

d'où $h_t = 32.57$ cm $\Rightarrow h = 29.57$ cm

la Section d'armatures tendues en x_1 est $A = \frac{463.15\ 10^2}{25.87 . 2054} = 0.87\ cm^2$

la section est faible, donc les aciers de repartitions l'emporte egalement.

Abscisse de l'effort maximal suivant les cercles.

$x_2 = K_2\, h$

K_2 : donne par l'abaque P233 $K_2 = 0.183$

$x_2 = 0.183 \times 8.2 = 1.497\ m$.

l'epaisseur en x_2 $e_2 = 0.3183\ m \Rightarrow h_t = 31.83\ m$

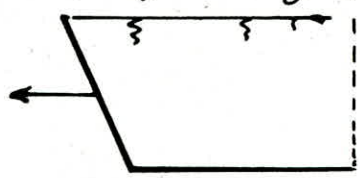
rayon moyen en x_2 $R_2 = 5.156\ m$

pour une tranche de 1,00 m ($ds = 1$) $\Rightarrow$

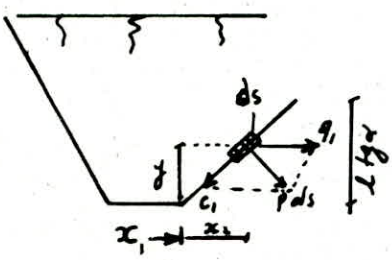
$$T = (27.94 - 2.4 \times 5.156 + 3.536 \cdot 0.3183)\, 5.156$$

$$T = 86{,}06\ t$$

Remarque : Cet effort est à peu près le même que celui trouvé precedement (voir tableau), le ferraillage precedent est donc suffisant.



Cône de fond.



on considere un element de tronc de cône de dimension ($ds \times 1$). Cet element est soumis à la pression de l'eau et à son poids propre. soit p la pression due à l'eau au centre de l'élément de coordonnées x_2, y

Nous avons $p = \bar{\omega}\,(h - y)$

soit pour un element une force

$$p\,ds \times 1 = \bar{\omega}\,(h - y)$$

d'où

$$q_1 = \frac{p\,ds}{\sin\alpha} = \frac{\bar{\omega}\,(h-y)}{\sin^2\alpha}\,ds \quad \text{(suivant le parallèle)}$$

$$c_1 = \frac{p\,ds}{tg\,\alpha} = \frac{\bar{\omega}\,(h-y)}{\sin\alpha\, tg\,\alpha}\,dy \quad \text{(suivant la generatrice)}$$

A la force q_1 correspondra un effort de traction dans les cercles du trônc de cône elementaire.

$$dF_1 = q_1\,(x_1 + x) = \frac{\bar{\omega}\,(h-y)\,(x_1 + y/tg\,\alpha)}{\sin^2\alpha}\,dy$$

La force F_1 due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur toutes les cercles de la partie tronconique aura pour expression.

$$F_1 = \frac{\bar{\omega}}{\sin^2\alpha}\int_0^{\ell\, tg\,\alpha} (h-y)\,(x_1 + y/tg\,\alpha)\,dy$$

$$\Rightarrow \boxed{F_1 = \frac{\bar{\omega}\,\ell}{\sin\alpha\cos\alpha}\left(h\,(x_1 + \ell/2) - \left(\frac{x_1}{2} + \ell/3\right) tg\,\alpha\right)}$$

quand à la force de compression, elle donnera un effort de compression dans le tronc de cône

$$dc_1 = (x_1 + x_2)\, c_1 = 2\pi\, \frac{\bar{\omega}(h-y)(x_1 + y/tg\alpha)}{\sin\alpha\; tg\alpha}\, dy$$

La force de compression c_1 dûe à la poussée de l'eau et s'excergant sur l'ensemble de tronc de cône suivant la direction des generatrice.

$$c_1 = \frac{2\pi\bar{\omega}}{\sin\alpha\, tg\alpha} \int_0^{l\, tg\alpha} (h-y)(x_1 + y/tg\alpha)\, dy$$

$$c_1 = \frac{2\pi\bar{\omega}}{\sin\alpha} \left(h(x_1 + l/2) - (\tfrac{x_2}{2} + l/3)\, l\, tg\alpha \right)$$

Considerons maintenant l'effet du poid propre, si Δ est le poid du metre carrée de paroi, nous aurons pour l'element $(ds \times 1)$ une force $(\Delta\, ds)$. Cette force peut être decomposeé comme precedement en une force horizontal q_2 et une force C_2 derigeé suivant les generatrices.

$$q_2 = \frac{\Delta\, ds}{tg\alpha} \qquad\qquad C_2 = \frac{\Delta\, ds}{\sin\alpha}$$

D'où une force de traction dans les cerces de l'element de tronc de cône

$$dF_2 = q_2 (x_1 + x_2) \qquad\qquad F_2 = \frac{\Delta}{\sin\alpha} (x_1 + l/2)$$

La force (C_2) de compression dûe au poid propre de la partie tronconique aura donc pour expression $\quad C_2 = \dfrac{2\pi\Delta}{\sin\alpha\cos\alpha}(x_1 + l/2)$

La force de traction F équilibré par les cerces de la partie tronconique aura pour expression.

$$F = F_1 + F_2 = \frac{l}{\sin\alpha} \left(\left(\frac{h\bar{\omega}}{\cos\alpha} + \Delta \right)(x_1 + l/2) - \frac{\bar{\omega}\, l\, tg\alpha}{\cos\alpha} \left(\frac{x_1}{2} + l/3 \right) \right)$$

La force de compression C à la base du tronc de cône, elle aura pour expression, si nous appellons P le poids transmis au tronc de cône par la cheminée.

$$C = \frac{P}{\sin\alpha} + C_1 + C_2$$

$$C = \left\{ P + \left(\bar{\omega} h + \frac{\Delta}{\cos\alpha} \right)(x_1 + l/2) - \bar{\omega}\, l \left(\frac{x_1}{2} + l/3 \right) tg\alpha \right\} \frac{1}{\sin\alpha}$$

Charges à prendre en compte.

Poid propre	0,2.2,5	= 0.50 t/m²
Etanchiete + Enduit	0.09	= 0.05 t/m²

$p = 0.55\ t/m^2$

Charge provenant de la cheminée ($P = 13{,}175t$) sera repartit par metre linéaire

$$P = \frac{13{,}175}{2\pi \cdot 1.35} = 1.55\ t/ml$$

$\Delta = p = 0.55 t/m^2$
$l = 1.55\ m$ $\qquad P = 1.55 t/ml$
$\bar{\omega} = 1.2\ t/m^2$ $\qquad h = 8.20\ m.$

Application numerique $F = N_\theta = 61.78\ t/ml$

Ferraillage : $A = \dfrac{61.78}{1841} = 33.94\ cm^2/ml$

force de compression à la base du tronc de cône

$N_\varphi = C = 47.41\ t/ml$

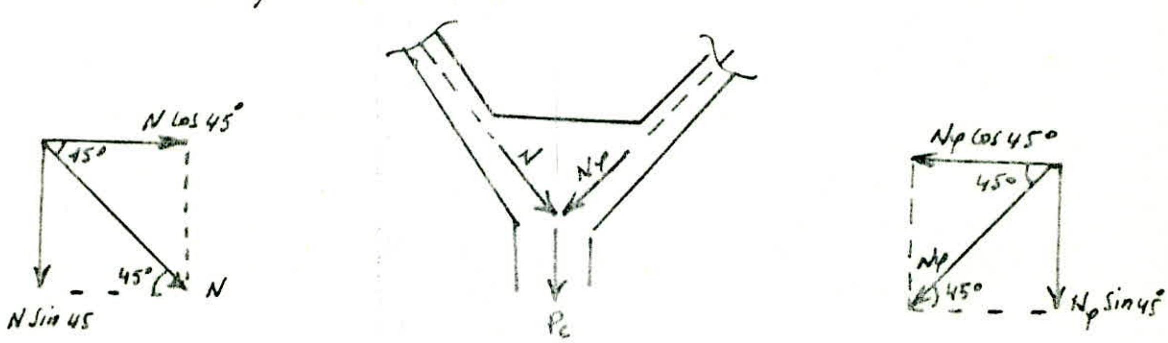
la contrainte du beton. $\sigma_b' = \dfrac{47.41}{200\ell}\ 10^3 = 23.71\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_{bo}'$

donc les armatures de repartition seront : $A = \dfrac{1}{4} A_c = 8.49\ cm^2$.

2.7 T16 /ml	: cercles
2.5 T12 /ml	: A. de repartition

Ceinture de base.

La ceinture basse est soumise à l'effort N_φ transmis par la partie tronconique et à l'effort normal N transmis par le dernier anneau de la paroi



$N = 3219.94\ t$ sera repartit sur un rayon de 2.85 m $\quad N = \dfrac{321.94}{2\pi \cdot 2.85} = 179.81\ t/ml$

d'où $\quad \varphi_2 = N\cos 45 = 179.81 \cdot 0.707 = 127.13\ t/ml$

$\qquad\qquad N \sin 45 = 179.81 \cdot 0.707 = 127.13\ t/ml$

$\quad \varphi_1 = N_\varphi \cos 45 = 47.41\ 0.707 = 33.52\ t/ml$

$\qquad\qquad N_\varphi \sin 45 = 47.41\ 0.707 = 33.52\ t/ml$

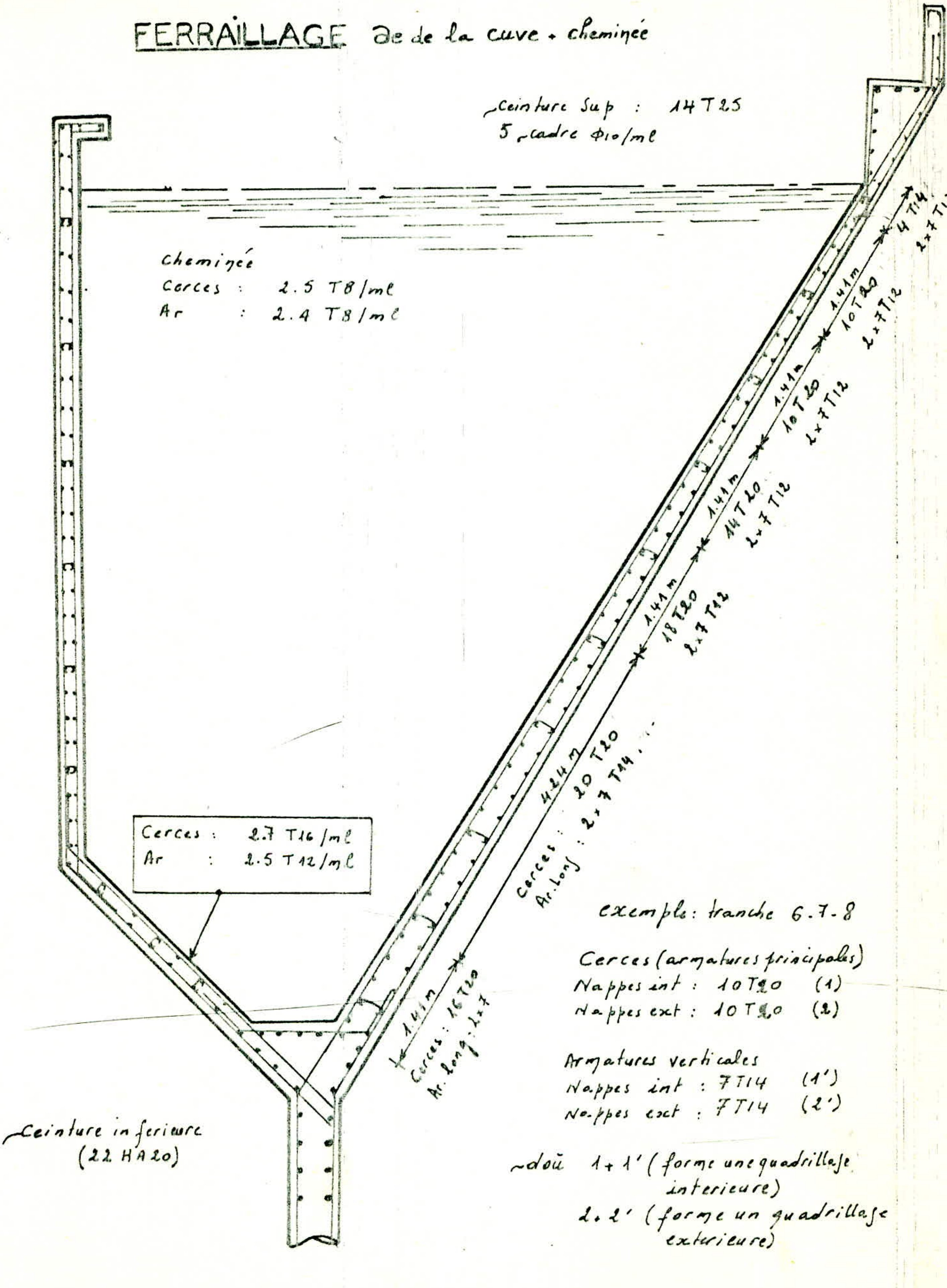
La ceinture reçoit donc un effort de compression. $\quad H = 93.61 \times 2.85$

$H = 266.79\ t$, d'où $\quad A = \dfrac{1}{n}\left(\dfrac{N}{\bar{\sigma}_{bo}'} - B\right)$

$$A = \frac{1}{15}\left(\frac{266.79\ 10^3}{75} - 6550\right) < 0$$

Le beton seul peut resister à cet effort, Neanmoins on adoptera un pourcentage d'acier de 1% de la section du beton.
d'où $A = 65,50\ cm^2 \longrightarrow$ 22 T20 (66.84 cm²)

FERRAILLAGE de de la cuve + cheminée



exemple : tranche 6-7-8

Cerces (armatures principales)
Nappes int : 10T20 (1)
Nappes ext : 10T20 (2)

Armatures verticales
Nappes int : 7T14 (1')
Nappes ext : 7T14 (2')

d'où 1 + 1' (forme une quadrillage interieure)
2 + 2' (forme un quadrillage exterieure)

DETERMINATION DE LA PERIODE PROPRE DE VIBRATION DE L'OUVRAGE

Determination de la periode propre de vibration de l'ouvrage.

- on se propose de determiner la periode avec deux methodes differente.

Premiere methode

Formule pour masse concentrée sur un support de masse non negligeable

(MARIUS - DIVER)

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{P' h^3}{g\, 3EI}} \quad \text{avec} \quad P' = P + \frac{33}{140}\, p h$$

h : hauteur du support compteé de l'encastrement au centre de gravité de la masse oscillante.

I : moment d'inertie de la section transversale du support.

E : module d'elasticité instantanée.

P : poids de la masse concentrée

p : poids du support par unité de longueur (kg/ml)

a. Cuve vide

Dalle circulaire	$z_1 = 35.51$ m	$P_1 = 8.13$ t
Poteaux sous dalle	$z_2 = 34.57$ m	$P_2 = 2.25$ t
ceinture sur coupole	$z_3 = 33.71$ m	$P_3 = 8.82$ t
coupole de couverture	$z_4 = 32.40$ m	$P_4 = 213.56$ t
Acrotère	$z_5 = 30.90$ m	$P_5 = 9.42$ t
- ceinture superieure	$z_6 = 30.13$ m	$P_6 = 79.18$ t
- cuve	$z_7 = 26.94$ m	$P_7 = 312$ t
- cheminée	$z_8 = 26.90$ m	$P_8 = 13.17$ t
- ceinture inferieure	$z_9 = 21.43$ m	$P_9 = 16.63$ t
cône de fond	$z_{10} = 22.11$ m	$P_{10} = 9.33$ t

$$\sum_1^{10} P_i = 672.50 \text{ t}$$

$$Z_G = \frac{\sum P_i z_i}{\sum P_i} \qquad Z_G = 29.12 + 2.5 = 31.62 \text{ m}$$

- $p = \frac{\pi}{4}(D_e^2 - D_i^2)\, \rho_b = \frac{\pi}{4}(6^2 - 5.4^2)\, 2.5 = 13.43$ t/ml

- $I = \frac{\pi}{64}(D_e^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{4}(6^4 - 5.4^4) = 21.878$ m^4

$E_i = 2100\sqrt{\sigma_{28}} = 2100\sqrt{1.02\ 300} = 367350$ kg/cm^2

1. Cuve vide + la moitiée du fut

$$Z = \frac{672.50 \times 31.62 + 13.43 \times 11.75 \times 17.625 + 3.45 \times 2 \times 17.5}{672.50 + 13.43 \times 11.75 + 3.45 \times 2} = 28.86 \text{ m}$$

$$P' = 837.2 + \frac{33}{140}\, 13.43 \cdot 28.86 = 928.56 \text{ t}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{928.56\ (28.86)^3}{3 \cdot 9.81 \cdot 218.78 \cdot 367350}} = 0.61 \text{ s}.$$

2 - Cuve vide (+) 1/3 fût

$$Z = \frac{672.5 \times 31.62 + 13.43 \times 7.83 \times 19.58 + 3.45 \times 20.45}{672.50 + 3.45 + 13.43 \times 7.83} = 29.87\ m$$

$$P' = 781.12 + \frac{33}{140}\ 13.43 \cdot 29.87 = 875{,}68\ t$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{875.60 \times (29.87)^3}{3\ 9.81 \times 218{,}78 \times 367350}} = 0.62\ s$$

3 - Cuve pleine (+) 1/2 fût

$$Z = \frac{928.56 \times 28.86 + 1515{,}41 \times 29.69}{928.56 + 1515{,}41} = 29.37\ m$$

$$P' = 2443{,}97 + \frac{33}{140}\ 13{,}43 \times 29.37 = 2536.96\ t$$

d'où $T = 1.03\ s$

4 - Cuve pleine + 1/3 fût

$$Z = \frac{781.14 \times 30.02 + 1515.41 \times 29.69}{781.14 + 1515{,}41} = 29.80\ m$$

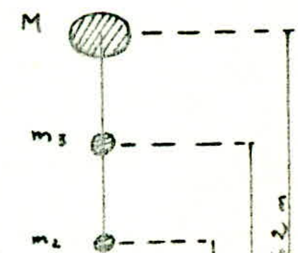
$$P' = 2296.53 + \frac{33}{140}\ 13.43 \times 29.5 = 2390.85\ t$$

d'où $T = 1.02\ s$

Deuxieme methode : (Methode RAYLEIGH)

Elle est baseé sur la conservation d'energie, et suppose les systemes non amortis conservatifs. Mais compte tenu de l'influence negligeable de l'amortissement sur les valeurs des pulsations propres, elle peut être utiliseé pour le calcul de la pulsation fondamental d'un systeme oscillant ayant un nombre limite' où infinit de degrés de liberte'.

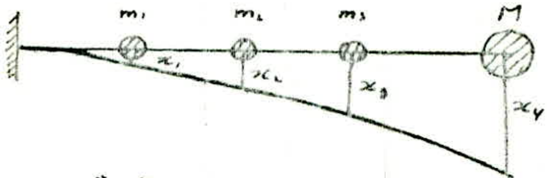
Domaine d'application :
Elle est très utile pour la determination du premier mode fondamental, son utilisation pour le mode superieur est très laborieuse.
Notons que cette methode est très pratique pour un systeme oscillant ayant un grand nombre de degre de liberté.



Schema de calcul de RAYLEIGH.

on modelise notre structure sous la forme de quatre masse concentreé.
masse de la cuve (pleine où vide) plus une partie du fût
masse de chaque plancher de repos plus la partie du fût lui revenant
En imaginant la structure retourneé à 90° dans le champ de la

pesanteur. Celle-ci est sollicitée par les forces $P_i = m_i g$, agissant dans la direction du degré de liberté et soient $x_1, x_2 \dots x_n$ les deplacements statique resultants.
Cette methode suppose que la deformée du 1er mode est assimillable à la deformée statique produite par les forces P_i.



Le deplacement en "i" dû à une force unitaire appliqué en "j"

$$x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI}\left[\frac{x_i^2}{2}\left(x_j - \frac{x_i}{3}\right)\right] \quad \text{avec } j \geq 1$$

La periode du premier mode fondamental est donné par :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} P_i \cdot x_i^2}{g\sum_{i=1}^{n} P_i\, x_i}}$$

Calcul des masses concentrées

$m_1 = 3.45 + 13.43 \times 7.25 = 100.82$ t
$m_2 = 3.45 + 13.43 \times 6 = 84.03$ t
$m_3 = 3.45 + 13.43 \times 4.5 = 63.88$ t

$M_v = 672.5 + 13.43 \times 1.5 = 692.64$ t
$M_p = 692.64 + 1515,41 = 2208,05$ t

Le deplacement de la ième masse sous les P_i ($i = 1-4$) est donné par :

$$\boxed{X_1 = \sum_{i=1}^{n} P_j\, \delta_{ij} / EI}$$

- Cuve vide

$EI\,\delta_{ij}$	$j=1$	$j=2$	$j=3$	$j=4$
$i=1$	204.71	421.46	638.21	1039.92
2	421.46	1016.21	1646.96	2815.95
3	638.21	1646.96	2871.71	5208.30
4	1039.92	2815.95	5208.30	10538.45

$X_1 = 0.0103$ m $\quad x_3 = 0.0496$ m
$x_2 = 0.0270$ m $\quad x_4 = 0.0932$ m

$\sum P_i x_i = 75.15$
$\sum P_i x_i^2 = 7.04$

d'où $\omega = 10.23$ rad/s $\longrightarrow$ $T = 0.61$ s

- Cuve pleine

$EI\delta_{ij}$	j = 1	j = 2	j = 3	j = 4
i = 1	204.71	421.46	638.21	991.51
= 2	421.46	1016.96	1646.96	2675.08
= 3	638.21	1646.96	2871.71	4926.73
= 4	991.51	2675.08	4926.73	9254.36

$x_1 = 0.0280$
$x_2 = 0.0760$
$x_3 = 0.140$
$x_4 = 0.2620$

$\Sigma P_i x_i = 596.66$
$\Sigma P_i x_i^2 = 153,39$

d'où $\omega = 6.18$ rad/s ⟶ $T = 1.02$ s

Calcul de participation modale :

$$\eta^{(i)} = \frac{\left(\Sigma\, m_j\, x_j^{(i)}\right)^2}{\Sigma\, m_j\ \Sigma\, m_j\, x_j^{(i)2}}$$

à vide $\eta_v = 85\ \%$.

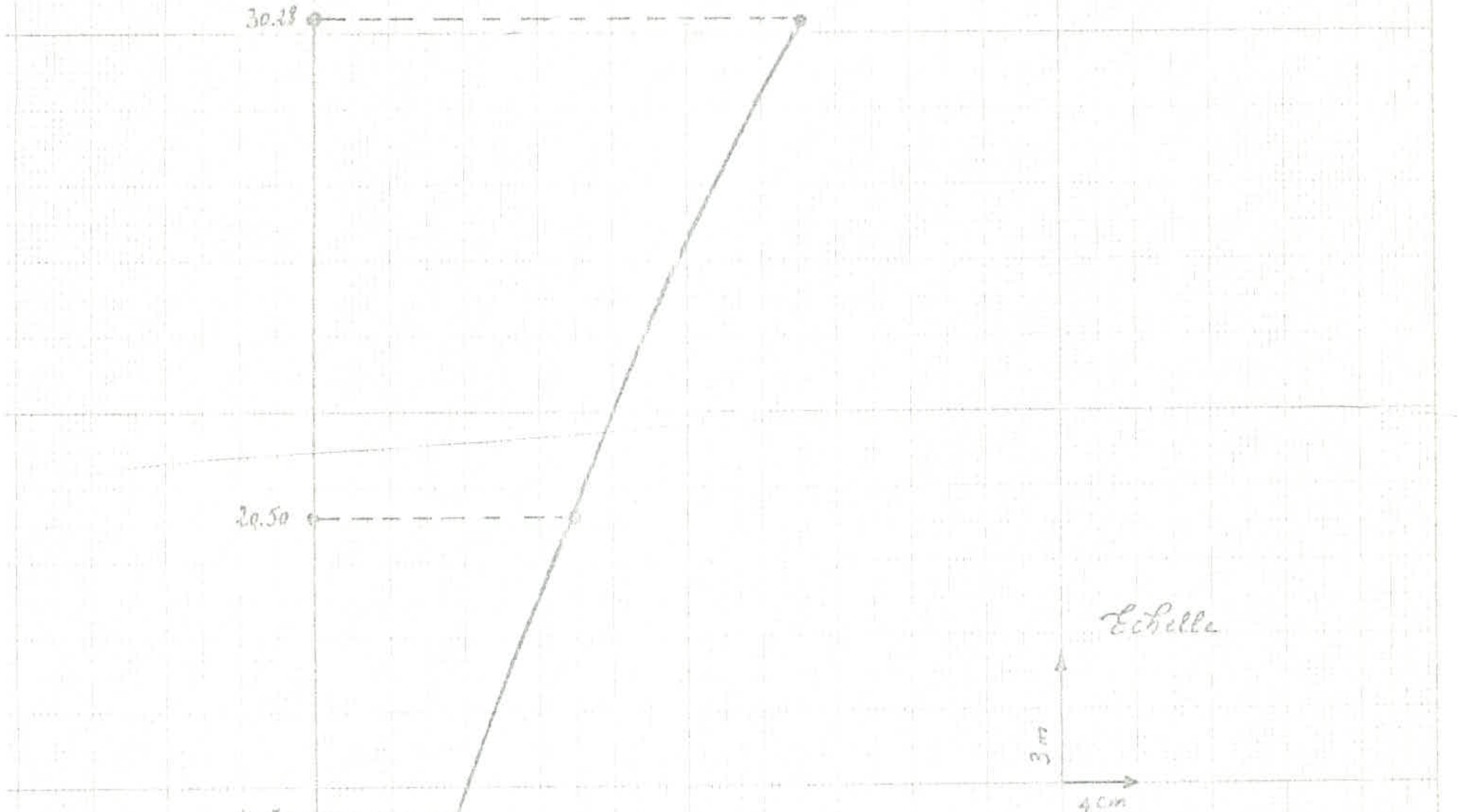
à plein $\eta_p = 95\ \%$

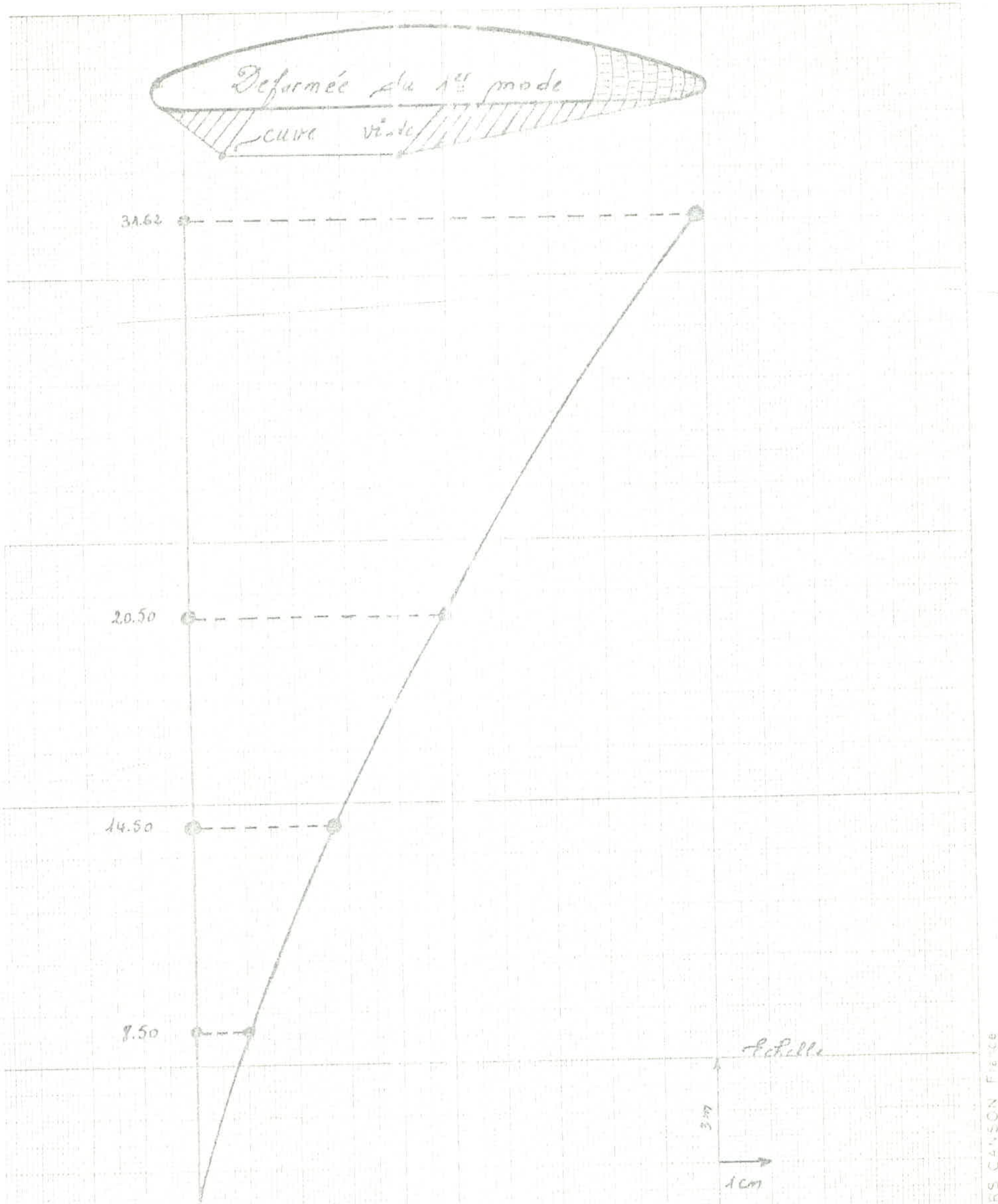
Remarque : Le coefficient de participation modale du 1er mode est Superieur à 80%, donc le 2ème mode est peu influent.

Les periodes les plus defavorables seront :

Cuve vide	T = 0.61 s
Cuve Pleine	T = 1.02 s

Déformée du 1er mode
cuve pleine




Deformée du 1er mode
cuve vide
31.62
20.50
14.50
7.50
0.00
Echelle
3m
1cm
10
15
20
LES PAPIERS CANSON France

ETUDE

AU

VENT

Action d'ensemble du vent.

L'action d'ensemble du vent est la resultante geometrique R de toutes les actions P sur les differentes paroies de la construction.
La resultante peut se decomposer suivant deux directions :

- direction parallèle à celle du vent : Trainé T
- direction perpendiculaire au vent : Derive L

L'effort de trainé est donné par $T = C_t \beta \delta q D_e$

$C_t = C_{t_0} \cdot \gamma_0$: Depend de l'elancement de la tour et de la rugosité de sa surface ; il est lié aux efforts aerodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section.

C_{t_0} : cylindre rugueux à la base circulaire sans nervure $= 0.55$

$\lambda = \frac{Z^2}{S_t}$: $h = Z$: hauteur total de l'ouvrage : 35.50 m
S_t : Aire totale de la projection verticale de la construction (maitre-couple) $= 330.28$ m

$\lambda = \frac{\overline{35.50}^2}{330.28} = 3.83$ (N.V 65 p 145 R III.10 cat V) donne $\gamma_0 = 1.05$

d'où $C_t = 1.05 \times 0.55 = 0.578$

$\beta = (1 + \xi \tau)\theta$: coefficient de majoration dynamique depend de la periode de resonnance liés aux effets de resonnance provoqué par les oscillations de la tour et du niveau consideré.

ξ : coefficient de reponse, donné en fonction de la periode "T" du mode fondamental d'oscillation de la structure.

τ : coefficient de pulsation, determiné à chaque niveau consideré en fonction de sa côte au dessus du sol

δ : coefficient de réduction, tenant compte de l'effet des dimensions, il est donné par les regles "NV65" en fonction de la hauteur de la construction et du niveau pris en consideration. ($= 0.752$)

D_e : Diametre exterieure à la côte consideré.

q : pression du vent : $q = K_s \cdot q_H$ $\qquad q_H = 175 \frac{h + 18}{h + 60}$

q_H : pression du vent à la hauteur "h"

Donc $T = 0.578\,(1 + \xi\tau)\,0.752 \cdot 1.30 \cdot 175 \cdot \frac{h+18}{h+60} D_e$

$$\boxed{T = 98.88\,(1 + \xi\tau)\,D_e \cdot \frac{h+18}{h+60}}$$

Tous les resultats de calcul des coefficients ainsi que les pressions normal (q_n) et extrême (q_e) sont rangés dans le tableau suivant.

$Z(m)$	C_t	τ	ξ_v	ξ_p	δ	K_s	q_z	β_v	β_p	q_n	q_e
0.00	0.567	0.360	0.58	0.98	0.732	1.30	52.50	1.209	1.353	68.25	119.44
2.50	"	"	"	"	"	"	57.40	"	"	74.62	130.59
5.50	"	"	"	"	"	"	62.79	"	"	81.63	142.85
8.50	"	"	"	"	"	"	67.70	"	"	88.01	154.02
11.00	"	0.358	"	"	"	"	71.50	1.208	1.351	92.95	162.66
14.50	"	0.354	"	"	"	"	76.34	1.205	1.347	99.24	173.67
17.50	"	0.350	"	"	"	"	80.16	1.203	1.343	104.21	182.37
19.50	"	0.346	"	"	"	"	82.55	1.201	1.339	107.32	187.81
21.00	"	0.344	"	"	"	"	84.26	1.200	1.337	109.54	191.70
23.50	"	0.340	"	"	"	"	86.98	1.197	1.333	113.07	197.87
27.00	"	0.335	"	"	"	"	90.52	1.194	1.328	117.68	205.94
30.00	"	0.330	"	"	"	"	93.33	1.191	1.323	121.33	212.33
32.50	"	0.327	"	"	"	"	95.54	1.190	1.320	124.20	217.35
35.42	"	0.325	"	"	"	"	97.97	1.189	1.319	127.36	222.82
-2.50	"	0.360	"	"	"	"	57.40	1.209	1.335	74.62	130,59

L'indise "v" designe le cas où la cuve est vide
L'indice "p" designe le cas où la cuve est pleine

$q_n : K_s\, q_z$ pression normale

$q_e : 1.75\, q_n$ pression extreme

Action perpendiculaire à la direction du vent

La force de derive est donné par : $\boxed{L = C_L \, \delta' \beta' q_{cr} \, De \, \frac{H}{h}}$

$C_L : 0.2$: coefficient de derive (experimental) donné par NV65

$\beta' : 0.2$: coefficient dynamique, structure en état de resonnance

$\delta' = 0.8$: coefficient de reduction tenant compte de l'effet de dimension

$Z = 35.50$ m : hauteur totale de la construction. ($Z = h$)
H : . . . . . côte du niveau consideré compté à partir du sol.

La Resonnance se produit quand la periode des rafales du vent est égale à la periode propre de vibration de la structure selon la theorie de "KARMAN"

$$T_K = \frac{De}{S.V}$$

V : vitesse du vent
S : 0.2 nbre de "STROUHAL", donné par NV65
De : 6.00 m Diametre exterieur de la tour.

$$T_K = T \longrightarrow \boxed{V_{cr} = \frac{De}{S.T}}$$

Les vibrations laterales doivent être compatible avec le regime laminaire du vent ($V_{cr} \leq 25$ m/s)

Dans le cas où la vitesse $V_{cr} > 25$ m/s, les oscillations laterales sont negligeables, vu l'incompatibilité entre le regime turbulent et les tourbillons de "KARMAN"

Reservoir vide : $T = 0.61$ s $\qquad V_{cr} = \frac{6.00}{0.2 \cdot 0.61} = 49.18$ m/s > 25 m/s

Reservoir plein : $T = 1.02$ s $\qquad V_{cr} = \frac{6.00}{0.2 \times 1.02} = 29.41$ m/s > 25 m/s

Remarque : L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en resonnance, on a donc admis (NV65) arbitrairement qu'à partir du vitesse de 25 m/s. Il inutile de faire un calcul à la raisonnance

NV65 : Les oscillations laterales sont donc négligeables.

Les pressions et les forces sont données par le tableau ci-dessous.

	CUVE VIDE				CUVE PLEINE			
côte	q_{rn}	q_{re}	T_n	T_e	q_{rn}	q_{re}	T_n	T_e
0.00	35.18	61.57	211.08	588.42	39.38	68.91	236.28	413.50
2.50	38.47	67.32	230.82	403.94	43.93	75.34	258.24	451.92
5.50	42.09	73.63	252.54	441.95	47.09	82.42	282.54	494.44
8.50	43.37	79.39	260.22	455.38	50.79	88.86	304.74	533.30
11.00	48.63	85.10	291.78	510.62	53.55	93.72	321.30	562.30
14.50	51.00	89.25	306.00	535.50	57.00	99.75	342.00	598.50
17.50	53.50	93.73	321.36	562.38	59.67	104.17	358.02	626.53
19.50	54.95	96.16	329.70	576.97	61.27	107.25	367.62	643.33
21.00	56.04	98.10	336.24	588.42	62.44	109.28	374.64	655.62
23.50	57.71	101.00	623.27	1090.72	64.27	112.46	694.12	1214.70
27.00	59.90	104.82	1066.22	1865.80	66.64	116.61	1186.20	2075.84
30.00	61.62	107.82	1466.56	2566.50	68.45	119.80	1629.11	2850.94
32.50	63.12	110.44	883.68	1546.44	64.57	112.99	903.98	1581.96
	64.57	112.99	271.48	475.98	71.63	125.35	300.85	526.48

avec $q_{rn} = C_t \beta_v \delta q$ $T_n = q_{rn} D$ $(D = 6{,}00 m)$

$q_{re} = 1.75\, q_{rn}$ $T_e = q_{re} D$

Côtes	Cuve vide				Cuve pleine			
	Effort tranchant		Moment flechissant		Effort tranchant		Moment flechissant.	
	Sce normal	Sce excepelle	Sce normal	Sce excepelle	Sce normal	Sce excepelle	Sce normal	Sce excepelle
35.42	—	—	—	—	—	—	—	—
32.50	1.69	2.96	2.07	3.62	1.76	3.08	2.30	4.03
30.00	4.62	8.09	9.84	17.22	4.93	8.63	10.92	19.12
27.00	8.42	14.74	15.03	26.34	9.16	16.03	18.04	31.57
23.50	11.38	19.92	29.08	50.89	12.46	21.80	32.30	56.52
21.00	12.58	22.02	54.33	95.08	13.80	24.14	60.16	105.28
19.50	13.08	22.89	79.47	139.07	14.36	25.12	88.26	154.46
17.50	13.73	24.03	100.98	176.71	15.09	26.40	112.15	196.26
14.50	14.67	25.67	150.24	262.92	16.14	28.25	166.86	291.99
11.00	15.71	27.49	216.94	379.65	17.30	30.28	240.96	421.68
8.50	16.40	28.70	269.72	472.01	18.08	31.64	299.60	524.30
5.50	17.17	30.05	337.67	590.92	18.96	33.18	375.12	656.46
2.50	17.90	31.33	409.58	716.77	19.77	34.60	455.00	796.25
0.0	18.45	32.29	471.75	825.56	20.39	35.68	524.10	917.18
-2.50	18.98	33.22	535.22	936.64	20.69	36.20	594.64	11040.62

Sollicitation locales

En plus des sollicitations d'ensemble, qui comme on a vu precedemment provoquent des moments flechissant et effort tranchant, on a aussi des sollicitations locales, qui provoquent des moments d'ovalisation sur les parois du chateau d'eau, ce calcul presente un interet uniquement pour les tours de section annulaire

$$M_{oi} = K_i\,\delta_o\,q_n\,D_m^2 \qquad \text{avec} \quad D_m = \frac{D_e + D_i}{2}$$

$$M_{oe} = K_e\,\delta_o\,q_n\,D_m^2$$

M_{oi} : moments d'ovalisation interieur
M_{oe} : " " exterieur

$K_i = 0.062$ face au vent (fibre interieures tendue $\alpha = 90°$)
$K_e = 0.054$ face laterale (" exterieure " $\alpha = 0°$)
les coefficients sont donné par Marius Diver

							Mt d'ovalisation Normale		Mt d'ovalisation exceptionnelle	
côte	Ki	Ke	δ_o	q_n daN	Dm	Dm²	Moi daN/m	Moe daN/m	Moi daN/m	Moe daN/m
0.00	0.062	0.054	0.862	68.25	5.70	32.49	118.51	103.22	207.39	180.64
2.50	"	"	"	74.62	"	"	129.57	112.85	226.75	197.49
5.50	"	"	"	81.63	"	"	141.74	123.45	248.05	216.04
8.50	"	"	"	88.01	"	"	152.82	133.10	267.44	232.94
11.00	"	"	"	92.95	"	"	161.40	140.57	282.45	246.00
14.50	"	"	"	99.24	"	"	172.32	150.09	301.56	262.66
17.50	"	"	"	104.21	"	"	180.95	157.60	316.66	275.80
19.50	"	"	"	107.32	"	"	186.35	162.30	326.11	284.03
21.00	"	"	"	109.54	"	"	190.20	165.66	332.85	289.91
23.50	"	"	"	113.07	10.60	112.36	678.98	591.37	1188.22	1034.89
27.00	"	"	"	117.68	17.60	309.76	1948.17	1696.79	3409.30	2969.38
30.00	"	"	"	121.33	23.20	538.24	3490.14	3039.80	6107.75	5319.65
31.50				124.20	13.30	176.89	1174.15	1022.65	2054.76	1789.64
35.42				127.36	4.20	17.64	120.07	104.58	210.12	183.02

ETUDE AU SEISME

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismisité (zone II) celle dernière est susceptible d'etre soumise à d'importantes secouces sismique pouvant provoquer de desordres dans la construction et même la ruine totale, à moins que celle-ci ne soit pas conçues de façons à pouvoir resister aux forces sismiques horizontales agissants sur la structures.
L'etude consiste en la verification sous les sollicitations d'ensemble de la resistance et la stabilité de la structure afin de justifier la securité de la construction vis-à-vis des efforts sismiques.
Les sollicitations d'origine sismiques peuvent s'evaluer soit :
Par application à la construction d'un systeme de forces dont les effets statiques seront censés engendrer les memes effets que l'action sismique.
Par un calcul dynamique direct; disposer de spectres de reponses, donc des graphes donnant directement l'acceleration de l'onde sismique en fonction de la frequence, pour un seisme anterieur.

Nous appliquerons, pour nos calculs, le 1er procedé enoncé ci-dessus en faisant un calcul statique equivalent. Il faut souligner toutefois que les forces sismiques equivalentes données par la methode statiques sont inferieures aux forces reelles qui se produisaient dans la structure elastique sous l'action du seisme extrême.
L'etude est basée sur les regles parasismique Algeriennes (RPA-81)

Principe de calcul.

Dans la conception du present reglements les forces réelles dynamiques qui se developpent dans la construction sont remplacées par un systeme de forces fictives statiques dont les effets sont considerées equivalentes aux effets de l'action sismique.

Les systemes equivalents resultant de la combinaison :
D'un systeme de forces elementaires horizontales.
D'un systeme de forces elementaires verticales
D'un systeme de couple de torsion d'ensembles axiales

Dans notre cas, les charges sont axiales symetriques, le couple de torsion n'existe pas, ainsi que pour l'action sismique verticale.
on considere la seule force horizontal V.

Calcul de la force sismique V

La force sismique horizontale totale agissant sur la structure est:

$$\boxed{V = ABDQW} \qquad \text{(art 3-1. RPA-81)}$$

A : coefficient d'acceleration de zones
dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique
le chateau d'eau est considéré comme un ouvrage important necessaire aux besoins vitaux - (usage I)

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen, sera determiné d'après le type de sol en fonction de la periode "T" de l'ouvrage

Pour un sol ferme $\quad D = 2\sqrt{\frac{0.3}{T}}$ (RPA . P.17)

- chateau d'eau vide $\quad T_v = 0.61\,s \longrightarrow D = 1.403$
- chateau d'eau plein $\quad T_p = 1.02\,s \longrightarrow D = 1.085$

B : facteur de comportement de la structure, depend de son type et de la nature de ses contreventements.
ouvrage reposant sur un voile porteur (fût) $B = 1/3$ (RPA - P22)

Q : facteur de qualité du systeme de contreventement d'une structure données est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du systeme en plan, de sa regularité en elevation et de la qualité du controle pendant la construction.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q \qquad q_q : \text{penalité qui depend de l'observation}$$

Dans notre cas tous les critères sont observés à savoir :

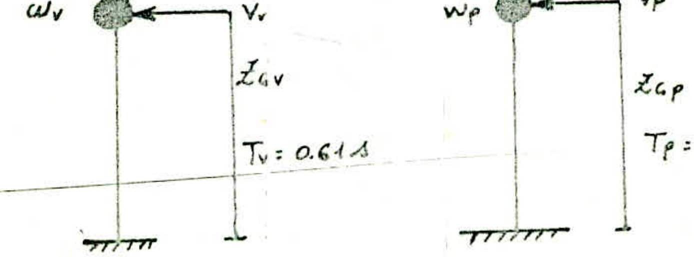
- conditions minimales des files porteuses ... 0.1
- Symetrie en plan ... 0.1
- Surabondance en plan ... 0
- Regularité en elevation ... 0
- controle de la qualité du materiau ... 0.1
- controle de la qualité de la construction ... 0

d'où $\boxed{Q = 1.3}$

W : poid de la structure, sa valeur comprend la totalité des charges permanentes.

$W_v = 988.10\,t$ $W_p = 2503.52\,t$	$V_v = 150.18\,t$ $V_p = 294.27\,t$

Notre modèle de calcul est le suivant :
Sous l'effet du seisme, la structure oscille, pour décrire le comportement physique de cette structure on a besoin d'un modèle mathematique caracterisé par les propriétés physiques du systeme oscillant.



Remarque : La force que sera calculée, represente l'effort agissant sur la structure en considerant que toute la masse d'eau est liée rigidement à la cuve, or en realité il y'a une partie d'eau qui va être en oscillation par rapport à la cuve lors d'une secousse sismique qu'on va etudier dans le chapitre suivant (effet hydrodynamique). Le dimensionnement sera obtenu en prenant le plus defavorable.

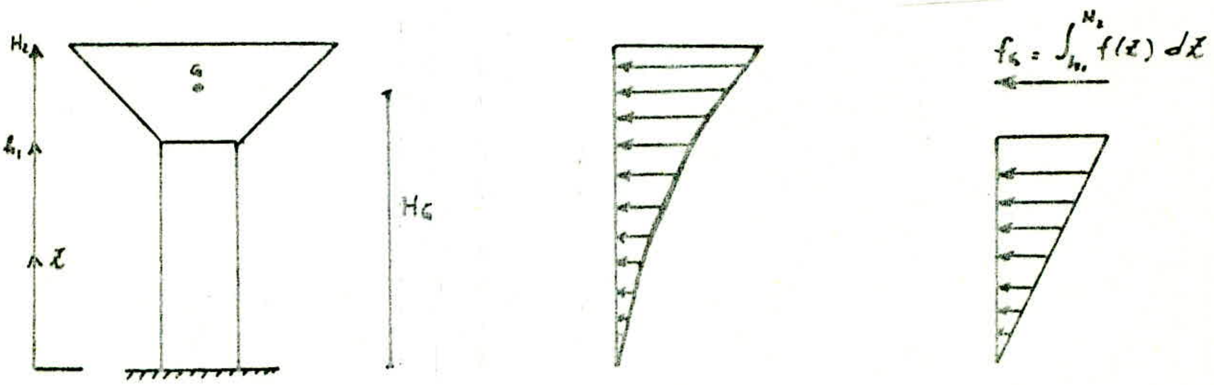
Principe de modelisation.

- on modelise notre structure par une masse concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve.

Puisque la masse du support n'est pas négligeable et à considerer uniformement repartie.

$$f(Z) = \frac{V \cdot m(Z)\, Z}{\int_0^H m(Z)\, dZ \cdot Z}$$

f(Z) : densité de la force horizontale à la côte Z
m(Z) : loi de repartition de la masse
Z : côte au point du support



- cuve vide

H_2 = 32.40 m
h_1 = 23.50 m
H_G = 31.62 m

cuve pleine

H_2 = 32.40 m
h_1 = 23.50 m
H_G = 30.28 m

- Calcul des efforts tranchants et moment flechissants

- cuve vide :

$$M_x = -0.0135\, x^3 + 150.18x - 4393.01$$
$$T(x) = -0.041\, x^2 + 150.18$$

- cuve pleine :

$$M(x) = -0.0094\, x^3 + 294.27\, x - 8682.04$$
$$T(x) = -0.0282\, x^2 + 294.27$$

Z	M(x)		T(x)	
	vide	pleine	vide	pleine
21.00	1038.98	1888.69	127.54	278.70
19.50	1232.80	2108.01	130.34	280.62
17.50	1497.41	2283.30	133.78	282.99
14.50	1906.28	3725.63	138.33	286.12
11.00	2398.80	4732.52	142.71	289.13
8.50	2723.06	5457.58	145.22	290.86
5.50	3198.48	6332.69	147.56	292.47
2.50	3643.80	7211.87	149.16	293.57
0.00	4017.77	7946.51	149.92	294.09
-2.50	4393.01	8682.04	150.18	294,27

ETUDE DE L'EFFET HYDRAUDYNAMIQUE DE L'EAU

Introduction :

Sous l'effet d'une excitation, la structure se met en mouvement.
L'eau ne se comporte plus comme une masse rigidement liée à la cuve mais une partie de l'eau oscille independemment de la vibrations de la cuve, et ce dans le cas où le reservoir est partiellement remplis.
Si les vibrations de l'eau oscillante et celle de la partie de l'eau inerte plus la structure sont en phase, cette dernière sera soumise à des efforts superieures à ceux trouvés sous l'hypothèse que l'eau et la cuve font un même corps.

Hypothes de calcul :

Le liquide sera considerer comme incompressible
La dissipation d'energie due à la viscosité du fluide sera negligée.

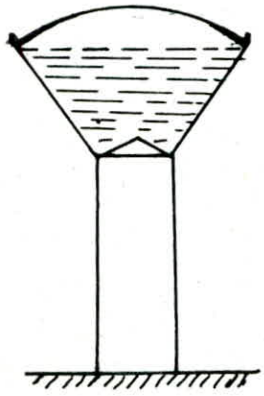
Methode approchée de calcul d'après "Houzner"

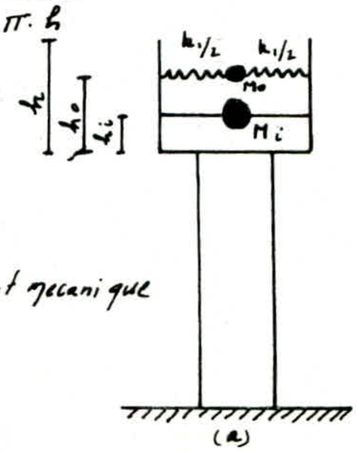
cette methode aboutit à des expression relativement simple
Dans cette modelisation, Houzner decompose l'action du liquide en deux types.
Une action passive provoquant des efforts d'impulsion
Une action active provoquant de efforts d'oscillation.

Les efforts d'impulsions proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse passive, reagit par inertie, à la translation des parois du reservoir. Son systeme mecanique equivalent 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 memes efforts horizontaux que la masse d'eau equivalente.
quand aux efforts d'oscillation, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du seisme.
Son equilibre mecanique s'obtient en considerant une masse M_o appliquée aux niveau h_o.
Dans le modèle adopté, la masse M_o est reliée à la structure par une tige de même raideur K_1 formant un couplage direct avec M_i tandis que M_i est reliée par une tige representant le support de la structure et de la constante de rappel K_o.

Pour simplifier les calculs, on admettra que la cuve réelle peut être remplacée par une cuve cylindrique.
Le rayon R du reservoir est determiné par l'expression suivante

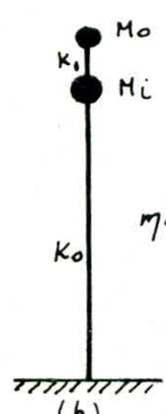
$$V = \pi R^2 h \qquad R = \sqrt{\frac{V}{\pi . h}}$$





Equivalent mecanique

(a)



modelisation

(b)

$R = \sqrt{\dfrac{1515.41}{\pi .\ 8.2}} = 7.67\ m$

taux de remplissage : $\dfrac{8.20}{7.67} = 1.07 < 1.5$

$M_i = M_e . \dfrac{(th\ (\sqrt{3}\ R/h))}{(\sqrt{3} .\ R/h)} + M_{res} + M_{fût}$

$M_i = 1515.41\ \dfrac{th\ (\sqrt{3}\ .7.67/8.2)}{(\sqrt{3}\ .\ 7.67/8.2)} + 672.50 + 13.43 \times 23.5 = 1852.95\ 10^4 N$

$h_1 = 3/8\ h = 3/8 . 8.2 = 3.075\ m$

Masse active oscillante

$M_o = M_e . 0.318\ \dfrac{R}{h}\ th(1.84\ h/R)$ $\qquad M_o = 433.50\ 10^4\ N$

$h_o = h\left[1 - \dfrac{ch\ (1.84\ h/R) - 1}{1.84 .\ h/R\ .\ Sh\ (1.84\ h/R)}\right]$ $\qquad h_o = 5.055\ m$

Pulsation de la masse oscillante

$g = 9.81\ m/s^2$ $\qquad \omega_o^2 = 1.84\ g/R . th\ (1.84\ h/R)$ $\qquad \omega_o^2 = 2.26\ rad/s$

$$\boxed{\omega_o = 1.56\ rad/s}$$

Raideur du couple entre M_o et M_i

$K_1 = m_1 \omega_o^2$ $\qquad m_1 = \dfrac{M_o}{g} = \dfrac{433.53\ 10^4}{9.81} = 441.90\ 10^3\ N$

d'où $\boxed{K_1 = 998.70\ 10^3\ N/m}$

Raideur du Support

$K_o = \dfrac{P}{P'}\ \dfrac{3EI}{l^3}$

P : masse totale du chateau d'eau

$P = 672.5 + 1515.41 = 2187.90\ t$

$P' = 2187.90 + \dfrac{33}{140}\ 13.43 . 23.5 = 2262.30\ t$

$K_o = \dfrac{2187.90}{2262.30} . \dfrac{3\ 21.878 .\ 367,35\ 10^8}{(23.5)^3} = 1.7967\ 10^8\ N/m$

Calcul des pulsations propre ω_1, ω_2 (du 1er et 2em mode) de vibration

$$\omega_{1,2}^2 = 1/2\left[\frac{K_{oo}}{m_o}\ \frac{K_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{oo}}{m_o} - \frac{K_{11}}{m_1}\right)^2 + 4\ \frac{K_{o1} K_{oo}}{m_o\ m_1}}\right]$$

$K_{oo} = K_o + K_1 = 1.806\ 10^8\ N/m$

$K_{11} = K_1 = 998.70\ 10^4\ N/m$ $\qquad \omega_1^2 = 2.23$ $\qquad \omega_1 = 1.50$

$K_{o1} = K_{10} = -K_1 = -998.70\ 10^4\ N/m$ $\qquad \omega_2^2 = 95.3056$ $\qquad \omega_2 = 9.76$

$\omega_1 = 1.50\ rad/s$	$T_1 = 4.18\ s$
$\omega_2 = 9.76\ rad/s$	$T_2 = 0.64\ s$

Remarque : La periode d'oscillation du 1er mode fondamental est tres grande, ceci est dû au fait que le mouvement de la masse d'eau active (oscillation est lente) est en phase avec l'oscillation avec la structure.

Taux d'amplitude

$$\phi_{0n} = \frac{m_0 \phi_{0n} + m_1}{m_0 \phi_{0n}^2 + m_1}$$

$$\phi_{01} = \frac{998.7/1888.8}{\frac{1.81\ 10^5}{1888.8} - 2.23} = 0.0055 \qquad \phi_{0n} = \frac{\frac{K_{01}}{m_0}}{\frac{K_{00}}{m_0} - \omega_0^2}$$

$$\phi_{02} = \frac{0.528}{95.2986 - 95.3440} = -91.00$$

facteurs de contribution

$$\gamma_n = \frac{m_0 \phi_{0n} + m_1}{m_0 \phi_{0n}^2 + m}$$

d'où $\gamma_1 = 1.023$ $\qquad \gamma_2 = -0.010$

Calcul du deplacement (1er mode, 2ème mode)

1er mode $\quad x_{11} = \gamma_1 \dfrac{S_{v1}}{\omega_1}$

$\quad x_{01} = \phi_{01} \cdot x_{11}$

Sv : valeur de la vitesse maximale donneé par le Spectre de (vitesse d'El-centro). Elle est fonction de la periode T et du coefficient d'amortissement.

$T_1 = 4.18\ s$, $\xi_1 = 0.5\%$ $\longrightarrow S_{v1} = 0.75\ m/s$

$x_{11} = 0.512\ m \qquad x_{01} = 2.844\ 10^{-3}\ m$

2ème mode

$T_2 = 0.64\ s$, $\xi_2 = 2\%$ $\longrightarrow S_{v2} = 0.58$ $\qquad x_{12} = -5.9\ 10^{-4}\ m \qquad x_{02} = 0.053\ m$

Calcul des forces

1er mode

$F_{11} = K_{11}\bar{x}_{11} + K_{10}\bar{x}_{01} \qquad F_{11} = 50.85\ 10^4\ N$

$F_{01} = K_{01}\bar{x}_{11} + K_{00}\bar{x}_{01} \qquad F_{01} = 0.0586\ 10^4\ N$

$$\boxed{F_{1t} = 50.91\ t}$$

2ème mode

$F_{12} = K_{11}\bar{x}_{12} + K_{10}\bar{x}_{02} \qquad F_{12} = -5.35\ 10^4\ N$

$F_{02} = K_{01}\bar{x}_{12} + K_{00}\bar{x}_{02} \qquad F_{02} = 954.\ 10^4\ N$

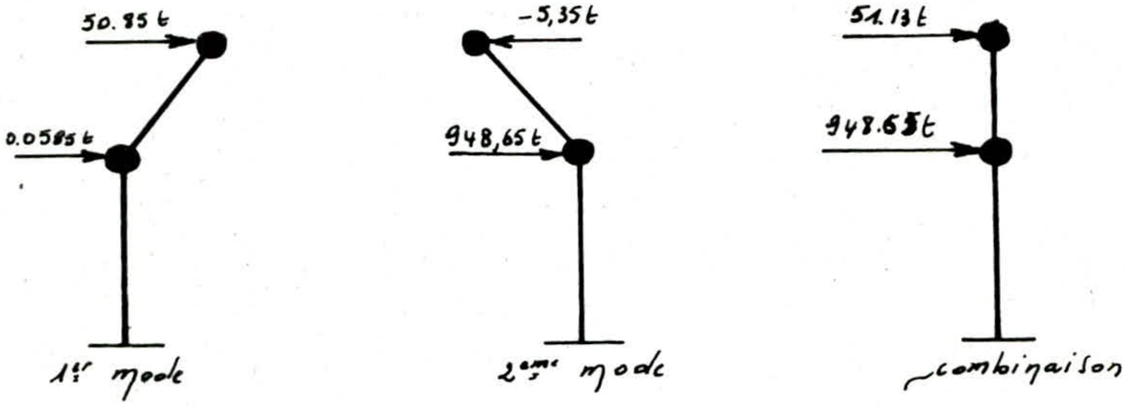
$$\boxed{F_{2t} = 948,65\ t}$$

combinaison des deux modes.

La combinaison des deux modes est obtenue par superposition quadratique des forces.

$$F_1' = \sqrt{F_{11}^2 + F_{12}^2} = \sqrt{(50.85)^2 + (-5.35)^2} = 51.13\ t$$

$$F_2' = \sqrt{F_{01}^2 + F_{02}^2} = \sqrt{(0.0585)^2 + (948,65)^2} = 948.65\ t$$



Effort tranchant à la base.

$$F_e = \sqrt{F_1'^2 + F_2'^2} = 950.\ 10^4\ N \qquad F: \text{la force elastique}$$

La force reglementaire est donné par

$$F_{reg} = B\ F_{el} = \frac{1}{3}\ 950\ 10^4 = 316.67\ t.$$

Moment flechissant à la base.

$$M = \frac{948.58}{3} \cdot 26.575 + \frac{51,13}{3} \times 28,555 = 8890,13\ t.m$$

Remarque: on rappelle que l'etude sismique à donné des valeurs inferieures à celles trouvées dans l'etude hydrodynamique.

$T = 294.26\ t$
$M = 8682.04\ t.m.$

D'où l'on a une erreur relative rapportée au calcul sans l'effet hydrodynamique.

Effort tranchant : $\frac{T'-T}{T} = \frac{316.67 - 294.26}{294.26} = 0.0762 = 7.62\%$

Moment flechissant : $\frac{M'-M}{M} = \frac{8890.13 - 8682.04}{8682.04} = 2.4\%$

Remarque: on remarque que l'erreur relative de l'effort tranchant est inferieure à 10%
on ce qui concerne le moment il est inferieure à 15%

Calcul de la hauteur maximale des vagues :

$$d_{max} = \frac{0.408\, R}{\frac{g}{\omega_0^2\, \theta_n\, R} - 1}$$

Au premier mode : on calcule les paramètres A_{11} et θ_1.

$$A_{11} = \bar{X}_{11} - \bar{X}_{01} = 0.512 - 2{,}844\, 10^{-3} = 0.51\,m$$

$$\theta_1 = 1.53\ \frac{A_{11}}{R}\ th\left(1.84\ h/R\right) = 1.53\ \frac{0.51}{7.67}\ th(1.84 \cdot 1.07) = 0.09$$

d'où
$$d_{1max} = \frac{0.408 \times 7.67 \cdot 1.0397}{\frac{10}{(1.5)^2 \cdot 0{,}09 \cdot 7.67} - 1} = 59.80\ cm$$

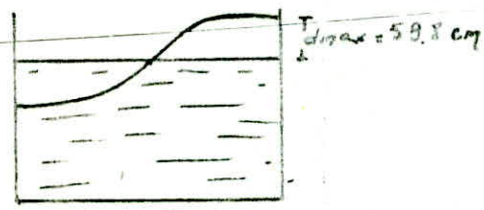
Au deuxième mode

$$A_{12} = \bar{X}_{12} - \bar{X}_{02} = -5.9\ 10^{-4} - 0.053 = -0.054.$$

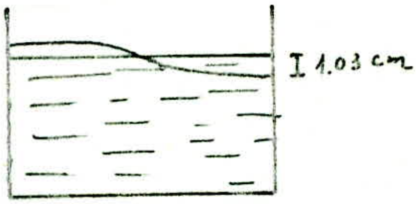
$$\theta_2 = 1.534\ \left(\frac{-0.054}{7.67}\right) th(1.08 \cdot 1{,}07) = -0{,}0103.$$

$$d_{2max} = -0.057\ m$$

D'où la hauteur maximale de la vague pour la combinaison des deux mode.
$$d_{max} = \sqrt{d_{1max}^2 + d_{2max}^2} = 60{,}07\ cm$$



1er mode



2ème mode

Remarque :

La contribution du 2ème mode en ce qui concerne la hauteur des vagues est négligeable devant celle du 1er mode, par contre sa contribution est beaucoup plus importante que celle du 1er mode quand il s'agit des oscillations dynamiques.

Soit le tableau donnant l'effort tranchant et le moment :

Z	21.00	19.50	17.50	14.50	11.00	8.50	5.50	2.50	0.00	-2.50
T	299.88	301.96	304,51	307.88	311.99	313.19	314.72	315.91	316.48	316,67
M	1058.52	1558.41	2224.93	3618.57	4391.12	5224.27	6224,05	7223,83	8056,98	8890,13

Conclusion :

- Les effets des lois hydrodynamique nous montre que l'on ne peut negliger l'effet de vague. Si l'on ne prevoit pas une hauteur suffisante pour amortir l'effet de vague, le couvercle (coupole) du reservoir risque d'être endommagé par les mouvements de l'eau.

  Dans notre cas, la creation des vagues est peut influente, car la parois tronconique diminue les vagues, ainsi que la cheminée qui joue le rôle de brise-vagues.

- D'après le tableau comparatif ci-dessus, on voit que l'action hydrodynamique et son effet engendrent sur la structure portante (le fût) des efforts suplementaires non negligeables d'où une augmentation du taux du travail du beton et de l'acier. A notre avis, il faut pas negliger ces efforts suplementaires pour des reservoirs de capacité superieure à 1000 m³

CALCUL DE LA TOUR

combinaisons des efforts

Les verifications seront fait d'apres "MARIUS - DIVER" (calcul pratique des tours en beton armé") et conformement aux regles BA-68 et RPA-81

- **Verification sous les actions du 1er genre.**

Les sollicitations dûes aux actions d'ensembles à prendre en compte.

$S_1^1 = G + P + V$

$S_1^2 = G + V$

$S_1^3 = G + 1.2\,P$

on doit verifier que : $\sigma'_{bm}(S_1^1, S_1^3) \leq 0.3\,\sigma'_{28} = 0.3 \cdot 306 = 92$ kg/cm²

$$\sigma_a(S_1^2) \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3}\sigma_{en} \\ \sigma_2 \text{ (resultant des conditions de fissuration)} \end{cases}$$

- **Verification sous les actions du 2ème genre.**

Les sollicitations à prendre en compte :

$S_2^1 = 1.1\,G + 1.1\,P + 1.1\,W$

$S_2^2 = 0.9\,G + 0.9\,P + 1.1\,W$

$S_2^3 = G + P + S_I$

$S_2^4 = 0.8\,G \pm S_I$

La contrainte du beton dans le sens vertical doit verifier :

$$\left.\begin{matrix} \sigma'_b(S_2^1) \\ \sigma'_b(S_2^3) \end{matrix}\right\} \leq 1.5\,(92) = 138 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de l'acier dans le sens vertical doit verifier :

$$\left.\begin{matrix} \sigma_a(S_2^2) \\ \sigma_a(S_2^3) \end{matrix}\right\} \leq \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Nota : L'absence des gazs nocifs diminue les risques de corrosions du beton et de l'acier ce qui permet d'augmenter la valeur des contraintes admissibles. Les regles pour la construction des tours en beton armé qui reprennent dans les grandes lignes les prescriptions des regles en vigueur B.A pour la construction des cheminées en B.A admettent les contraintes suivantes :

Beton :	Sollicitations	1er genre :	$0.4\,\sigma'_{28}$
	"	2e genre :	$0.6\,\sigma'_{28}$
Acier :	"	1er genre :	$0.7\,\sigma_{en}$ (en fissuration)
	"	2ème genre :	σ_{en}

cuve vide — Sollicitation du premier genre — T_1

cote	G + P + V				G + V				G + 1,2 P			
Z (m)	M tm	N t	T t	e = M/N	M t.m	N t	T t	e = M/N	M t.m	N t	T t	e = M/N
21.00	54.33	715.72	12.58	0.076	54.33	672.50	18.58	0.081	0	724.36	0	0
19.50	79.47	735,87	13,08	0,108	79.47	692.65	138.08	0,115	"	744.51	"	"
17.50	100,98	766.18	13.73	0,132	100.98	722.96	13.73	0.140	"	774.82	"	"
14.50	150,24	806.47	14.67	0.186	150.24	763.25	14.67	0.197	"	815.11	"	"
11,00	216.94	856.93	15.71	0.253	216.94	813.71	15.71	0.267	"	856.56	"	"
8.50	269.72	890.50	16.40	0.289	269.72	847.28	16.40	0.318	"	902.59	"	"
5.50	337.67	934.24	17.17	0.361	337.67	891.02	17.17	0.379	"	946.33	"	"
2.50	409.58	974.53	17.90	0.420	409.58	931.31	17.90	0.440	"	979.91	"	"
0.00	471.58	1008.11	18.45	0.468	471,75	964.88	18.45	0.489	"	1013.48	"	"
- 2.50	535,22	1048.72	18.98	0.510	535,22	1005.50	18.98	0.532	"	1054.10	"	"

cuve vide — Sollicitation du deuxieme genre

T2

cote	0,9G+0,9P+1,1W				G+P+S				1,1(G+P+W)			
Z (m)	M t.m	N t	T t	e=M/N	M t.m	N t	T t	e=M/N	M t.m	N t	T t	e=M/N
21.00	104.59	644.15	24.22	0.162	1038.98	715.72	127.54	1.452	104,59	787.29	24.22	0.133
19.50	152.98	664.29	25.18	0.230	1232.80	735.87	130.34	1.675	152.98	809.45	25.18	0.189
	194.39	691.57	26.43	0.281	1497.41	766.18	133.78	1.954	194.39	842.79	26.43	0.231
	289.21	727.83	28.24	0.397	1906.28	806.47	138.33	2.364	289.21	887.11	28.24	0.326
	417.61	773.24	30.24	0,539	2398.80	856.93	142.71	2.789	417.61	942.61	30,24	0.443
	519.21	803.46	31.57	0.646	2723.06	890.50	145.22	3.058	519.21	979.54	31.57	0.530
	650.01	842.83	33.05	0.771	3198.48	934.24	147.56	3.424	650.01	1027.66	33.05	0.633
	788,44	879.91	34.46	0.896	3643.80	974.53	149.16	3.739	788.44	1071.97	34.46	0.736
	908.12	909.30	35.52	0.998	4017.77	1008.11	149.92	3.985	908.12	1108.91	35.50	0.820
	1030.20	934.52	36.54	1.097	4393.01	1048.72	150.18	4.189	1030.30	1153.58	36.54	0.893

cuve pleine — **Sollicitation du 1er genre**

cote	G + P + V				G + V				G + 1,2 P			
Z (m)	M tm	N t	T t	e = M/N	M t.m	N t	T t	e = M/N	M t.m	N t	T t	e = M/N
21.00	60.16	2231.13	13.80	0.027	6016	2187.91	13.80	0.027	0	2239.77	0	0
19.50	88.26	2251.28	14.36	0.039	88.26	2208.06	14,36	0.040	〃	2259.92	〃	〃
17.50	112.15	2281.59	15.09	0.049	112.15	2238.37	15.09	0.050	〃	2290.23	〃	〃
14.50	166.85	2321.89	16.14	0.072	166.85	2278.66	16.14	0.073	〃	2330.52	〃	〃
11.00	240.96	2372.33	17.30	0.102	240.96	2329.12	17.30	0.103	〃	2380.97	〃	〃
8.50	299.60	2405.91	18.08	0.125	299.60	2362.69	18.08	0.127	〃	2414.55	〃	〃
5.50	375.12	2449.65	18.96	0.153	375.12	2406.43	18.96	0.156	〃	2454.84	〃	〃
2.50	455.00	2489.94	19.77	0.183	455.00	2446.72	19.77	0.186	〃	2488.41	〃	〃
0.00	524.10	2523.51	20.39	0.208	524.10	2480.30	20.39	0.211	〃	2521.99	〃	〃
-250	594.64	2564.13	20.69	0.232	594.64	2520.91	20.69	0.236	〃	2562.60	〃	〃

cuve pleine — Sollicitation du deuxieme genre — T-4

cote	0,9G+0,9P+1,1W				G+P+S				1,1 (G+P+W)			
Z (m)	M t.m	N t	T t	e=M/N	M t.m	N t	T t	e=M/N	M t.m	N t	T t	e=M/N
21.00	115.81	2008.02	26.57	0.058	1058.52	2231.13	299.88	0.474	115.81	2454.24	26.57	0.047
19.50	169.90	2026.15	27.64	0.084	1558.41	2251.28	301.96	0.692	169.90	2476.40	27.64	0.069
17.50	215.89	2053.47	29.05	0.105	2224.93	2281.59	304.51	0.975	215.89	2509.74	29.05	0.086
14.50	321.19	2089.73	31.07	0.154	3618.58	2321.89	307.88	1.558	321.19	2554.06	31.07	0.126
11.00	463.85	2135.14	33.30	0.217	4391.12	2372.35	312.99	1.851	463.85	2609.56	33.30	0.178
8.50	576.73	2165.35	34.80	0.266	5224.05	2405.92	313.13	2.171	576.73	2646.50	34.80	0.218
5.50	722.11	2204.72	36.49	0.328	6224.05	2449.66	314.72	2.541	722.11	2694.61	36.49	0.268
2.50	875.88	2240.98	38.07	0.391	7223.83	2489.94	315.91	2.901	875.88	2738.93	38.07	0.320
0.00	1008.89	2271.20	39.25	0.444	8056.98	2523.51	316.48	3.193	1008.89	2775.86	39.25	0.363
-2.50	1144.68	2308.46	39.83	0.496	8890.13	2564.13	316.67	3.467	1144.68	2820.54	39.83	0.406

Cote z (m)	0,8G + S			
	M	N	T	e
21.00	957.69	538.00	127.54	1.78
19.50	1136.75	554.12	130.34	2.051
17.50	1391.17	578.37	133.78	2.405
14.50	1758.78	610.60	138.33	2.880
11.00	2213.57	650.97	142.71	3.400
8.50	2546.14	677.83	145.22	3.756
5.50	2951.88	712.82	147.56	4.141
2.50	3362.97	739.68	149.16	4.546
0.00	3708.19	766.54	149.92	4.813
-2.50	4054.57	799.03	150.18	5.074

Cote z (m)	0,8G + S			
	M	N	T	e
21.00	1058.52	1750.33	299.88	0.605
19.50	1558.41	1766.24	301.96	0.882
17.50	2224.93	1790.69	304.51	1.242
14.50	3618.58	1822.92	307.88	1.985
11.00	4391.12	1863.28	312.99	2.357
8.50	5224.27	1890.14	313.13	2.764
5.50	6224.05	1925.14	314.72	3.233
2.50	7223.83	1957.37	315.91	3.691
0,00	8056.98	1984.23	316.48	4.061
-2.50	8890.13	2016.72	316.67	4.408

Le noyau central d'une section annulaire de faible épaisseur est donné par un cercle concentrique à la section du rayon

$$e_1 = \frac{Dm}{4} = \frac{4.70}{4} = 1.425$$

Sous les sollicitation du 1er genre (cuve vide ou pleine) La section sur toute la hauteur de la tour est entièrement comprimée car $(e < e_1)$

La contrainte de compression dans le beton étant inferieur à la contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}_b'$ du beton (voir T_7) donc sous les sollicitations du 1er genre la tour sera ferraillée d'un pourcentage minimale d'acier d'après les prescriptions du cahier de charges applicable à la construction de la cheminée en B.A (Annales ITBP Art.71) Soit

Sens horizontal : $\Sigma(\omega i + \omega e) = 0.25\%$
Sens vertical : $\Sigma(\omega i + \omega e) = 0.25\%$

L'effet le plus defavorable est obtenu sous les sollicitations du 2ème genre, neanmoins on a preferé, en ce qui concerne les sollicitations du 1er genre indiqué le pourcentage minimale d'acier qu'il aurait fallu adopté dans le cas où ces mêmes sollicitations auraient été preponderantes sur celle du 2ème genre (avec bien sûr pour les sollicitations du 1er genre - section entièrement comprimée et $\sigma_{bm}' < \bar{\sigma}_b'$).

Donc les valeurs $\Sigma(\omega i + \omega e)$ données ci-dessous sont données seulement à titre indicatif

On signale que dans le cas des sollicitations du 1er genre (section entièrement comprimée, la contrainte maximale dans le beton est calculée d'après la formule utilisée pour les materiaux homogènes.

$$\sigma_{bm}' = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{W} \qquad W = I/v$$

Ω et I sont respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section annulaire de beton homogeneisée

$W = \pi R_m^2 \cdot h_0$ — $h_0 = 30\,cm$ (epaisseur du fût)
$\Omega = 2\pi R_m\, e$ — R_m : rayon moyen du fût

Le tableau ci-dessous donne les contraintes σ_{bm}' ainsi calculés

Sollicitation du premier genre

T-6

	caractéristiques		Cuve vide						Cuve pleine					
	de la Section		G + P + V		G + V		G + 1.2 P		G + P + V		G + V		G + 1.2 P	
$Z_{(m)}$	Ω (cm²) (10^3)	$\frac{I}{V}$ (cm³) (10^3)	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}
21.00	53,72	76.55	14.03	12.61	13.21	11.81	13.48	13.48	42.31	40.75	41.51	39.95	41.69	41;69
19.50	"	"	14.74	12.66	13.93	11.85	13.86	13.16	43.06	40.76	42.25	39.95	42.06	42.06
17.50	"	"	15.58	12.94	14.78	12.14	14.42	14.42	43.93	41.01	43.13	40.21	42.63	42.63
14.50	"	"	16.63	12.30	16.17	12.25	15.17	15.17	45.40	41.04	44.60	40.24	43.38	43.38
11.00	"	"	18.78	13.13	17.98	12.32	16.11	16.11	47.30	41.02	46.50	40.22	44.32	44.32
8.50	"	"	20.10	13.06	19.29	12.25	16.80	16.80	48.70	40.88	47.89	40.07	44.95	44.95
5.50	"	"	21.80	12.98	21	12.19	17.62	17.62	50.70	40.70	49.70	39.90	45.70	45.70
2.50	"	"	23.49	12.79	22.69	11.99	18.24	18.24	52.29	40.41	51.49	39.61	46.32	46.32
0.00	"	"	24.93	12.61	24.12	11.80	18.87	18.87	53.82	40.14	53.01	39.33	46.95	46.95
-2.50	"	"	26.51	12.53	25.71	11.73	19.62	19.62	55.49	39.97	54.64	39.17	47.76	47.70

Sollicitation du deuxieme genre

Caracteristiques de la section			Cuve vide				Cuve pleine			
			1,1 (G + P + W)		0.9 (G + P) + 1,1 W		1,1 (G + P + W)		0.9 (G + P) + 1,1 W	
$Z_{(m)}$	Ω (cm²)	$\frac{I}{V}$ (cm³)	σ'_{b_1} kg/cm²	σ'_{b_2} kg/cm²	σ'_{b_1} kg/cm²	σ'_{b_2} kg/cm²	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}
21.00	$53.72 \cdot 10^3$	$76.55 \cdot 10^5$	13.36	10.62	16.03	13.29	47.20	44.18	38.89	36.37
19.50	"	"	14.36	10.08	17.06	13.08	48.32	43.88	39.94	35.50
17.50	"	"	15.41	10.33	18.23	13.15	49.54	43.90	41.05	35.41
14.50	"	"	17.32	9.78	20.28	12.74	51.74	43.34	43.10	34.70
11.00	"	"	19.8.4	8,94	23.00	12.10	54.64	42.52	45.81	33.69
8.50	"	"	24.18	8.18	25.01	11.45	56.79	41.73	47.84	32.78
5.50	"	"	21.74	7.2	27.62	10.64	59.59	40.73	50.47	31.61
2.50	"	"	21.18	6.09	30.24	9.66	62.43	39.55	53.16	30.28
-0.00	"	"	28.79	5.07	32.50	8.78	64.85	38.49	55.46	28.90
-2,50	"	"	30.85	3.95	34.92	8.02	67.45	37.55	57.92	28.02

Pour les sollicitations du $2^{ème}$ genre données par

$G + P + S_{Il}$, $0.8\,G + S_{Ih}$

Et dans les deux cas envisagés (cuve vide et pleine), la section transversale de la tour n'est plus entierement comprimée sur toute la hauteur de la tour, mais en regardant les tableaux. pour la presque totalité des sections considerées, l'excentricité "e" de la force verticale sort du noyau central ($e_1 = 1.425$), ce qui fait que la section est partiellement comprimée ou partiellement comprimée.

Donc c'est cette sollicitation du $2^{ème}$ genre qui est determinante pour le ferraillage de la tour du support.
Le ferraillage sera calculé pour les deux cas (cuve vide et pleine) et par suite on adoptera le ferraillage calculé dans le cas de la cuve pleine puisque c'est ce dernier qui est determinant.

Le calcul se fait d'après "MARIUS-DIVER"

Le principe est le suivant : on calcul $a = \dfrac{M}{N.Rm}$

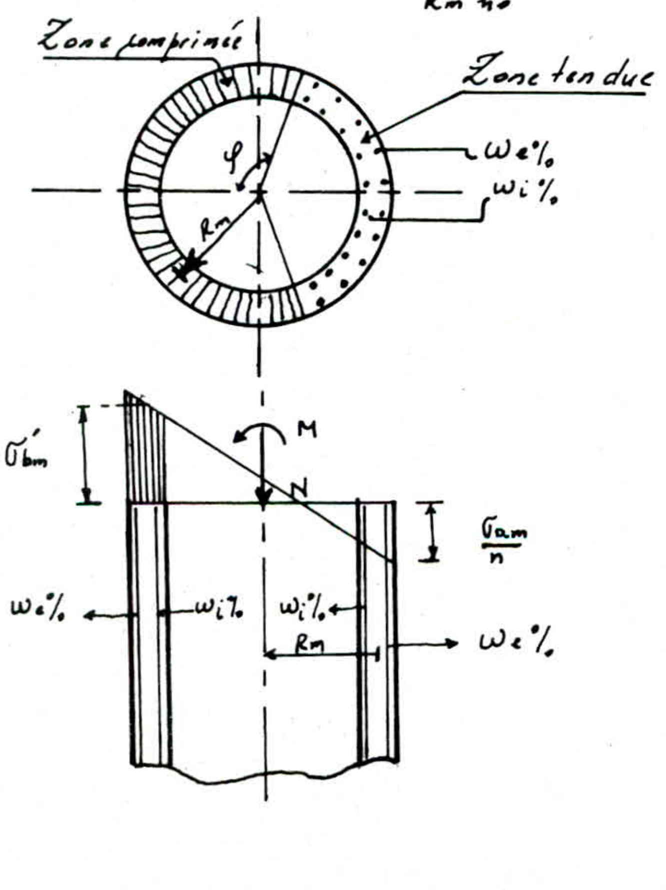
avec M : moment flechissant d'ensemble
N : Effort normal
Rm : Rayon moyen du fût
a : excentricité relative

on se donne : $\Sigma\omega = \omega_e + \omega_i$
on tire du tableau C_7 cas de charge A (Sollicitations d'ensembles) sens vertical

φ , b , S

Il en resulte

$$\sigma'_{bm} = \frac{N\,b}{Rm\,h_o} \qquad \sigma_{am} = n\,S\,\sigma'_{bm}.$$



SOLLicitation du deuxieme genre

T. 8

	~ cuve vide								~ cuve pleine							
cote	$G + P + S_{1h}$								$0.8\,G + S_{1h}$							
Z (m)	e (m)	a	$\Sigma w\%$	b	$\varphi°$	S	σ_b'	σ_{am}	e (m)	a	$\Sigma w\%$	b	$\varphi°$	S	σ_b'	σ_{am}
21.00	1.452	0.509	0.25	0.312	168	0.011	26.12	4.31	1,78	0.625	0.25	0.361	128	0.238	22.72	81.11
	1.675	0.588	//	0.3996	139.38	0.137	28.92	59.43	2,051	0,720	//	0.410	110	0.490	26.57	195.29
	1.954	0.686	//	0.385	117.94	0.362	34.50	187.34	2.405	0.844	//	0.500	90	1.000	33.82	507.2
	2.364	0.829	//	0.482	92	0.933	46.03	644.19	2,880	1,011	//	0.644	73	1.828	45.99	1260.70
	2.789	0.979	//	0.614	75.60	1.663	61.54	1535.11	3.400	1,193	//	0.743	68.40	2.486	56.57	2426.85
	3.058	1.073	//	0.698	69	2.104	72.69	2294.10	3.756	1,318	//	0.902	59.30	2.839	71.51	3045.21
	3.424	1.201	//	0.743	63	2.664	84.69	3385,48	4.141	1,453	0,40	0.899	62.83	2.683	74.95	3016.38
	3,739	1.312	0.35	0.834	64	2,561	95.06	3651.71	4.546	1,595	0,40	0.992	60.36	2,958	85.82	3807.83
	3,985	1.398	0.35	0.860	63	2,665	101.40	4053,46	4.838	1,698	0.50	1,009	61.89	2.782	90.46	3774.89
	4.189	1.470		0.889	64	2,501	109.04	4188.86	5.074	1,780	0.55	1.020	63.30	2.634	95.29	3764.22

Sollicitation du deuxieme genre

		Cuve vide								Cuve pleine							
cote		$G + P + S_{Ih}$										$0.8.G + S_{Ih}$					
Z (m)	e (m)	a	$\Sigma\omega\%$	b	$\varphi°$	S	σ_b' (kg/cm²)	σ_{am} (kg/cm²)	e (m)	a	$\Sigma\omega\%$	b	$\varphi°$	S	σ_b'	σ_{am}
21.00	0.474	0.166	-	-	-	-	-	-	0.605	0.212	0.25	-	-	-	-	-
19.50	0.692	0.243	-	-	-	-	-	-	0.882	0.309	0,25	-	-	-	-	-
17.50	0.975	0,342	-	-	-	-	-	-	1.242	0.436	"	-	-	-	-	-
14.50	1.558	0,546	0.25	0.323	152	0.062	87.72	81.58	1.985	0.696	"	0.395	114.80	0.410	84.22	517,93
11.00	1.851	0.649	"	0.369	124.10	0.282	102.39	433.09	2.357	0.827	"	0.488	92	0.933	106.35	1488.35
8.50	2,171	0.762	"	0.440	102	0.656	123.81	1218.32	2,764	0.970	"	0.610	76	1.638	134.85	3313,32
5.50	2.541	0.892	"	0.540	84	1.234	154.73	2864.05	3,233	1.134	0.5	0.649	75.42	1.500	146.13	3415,06
2.50	2.901	1.018	0.45	0.574	81.40	1.352	167.16	3390.02	3.691	1.295	0.65	0.681	74.76	1.714	155.90	4008,19
-0,00	3.193	1.120	0.9	0.561	84	1.234	165.58	3064.02	4.061	1.425	0.95	0.698	76	1.638	159.05	397.82
-2,50	3,467	1.216	1.00	0.593	82	1.323	177.84	3529.83	4.408	1.547	1.00	0.703	77.99	1.639	165,82	4076.67

calcul de Ae et Ai

La section A correspondant au pourcentage totale d'acier $\Sigma\omega = \omega_e + \omega_i$ est calculée à partir de l'expression.

$$A = \frac{\Sigma\omega \cdot 2\pi \cdot R_m \, h_o}{100}$$

$h_o = 30$ cm $\qquad R_m = 2.85$ m

ferraillage dans le sens transversal (cerces)

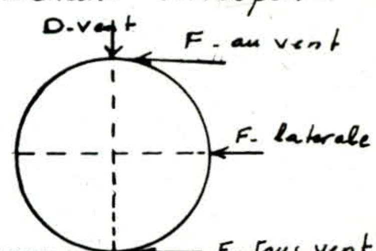
D'apres "M. Diver" l'effort tranchant produit des cisaillement

$$\tau_b = H \cdot (bZ) = \frac{H}{1.6\, D_m h_o}$$ on considere que $Z \simeq 0.8\, D_m$

et la largeur soumise au cisaillement (du beton) $b = 2 h_o$
Le cisaillement fessure le beton à 45°, l'equilibre etant assuré par les bielles comprimeé à 45° et les armatures transversales. Il en resulte une traction dans les cerces

$$\sigma_{am} = \frac{100 H}{1.6\, D_m \Sigma\omega\, h_o}$$

cette contrainte maximale dûe à l'effort tranchant correspond à la face laterale de la cheminée



L'effort tranchant le plus important dans notre cas est due au seisme, cas de la cuve pleine (sollicitation d'ensemble du 2ème genre $G + P + S_I$)
Le ferraillage en cerce se fera donc en consequence

$H = T = 316.67$ t

Dans le cas des sollicitations du 2ème genre l'effort tranchant est majoré de 1.925, d'après M. Diver

d'où $316.67 \times 1.925 = 609.59$ t $= H$

$\Sigma\omega = \omega_e + \omega_i = 0.6\%$

La contrainte de traction dans les cerces est alors.

$$\sigma_{am} = \frac{100 \times 609.59 \; 10^3}{1.6 \;\; 570 \, . \; 0{,}6 \;\; 30} \quad 3713.39 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

La section d'acier necessaire est : $A = \omega h_o = 0.6 \times 30 = 18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_i = A_e = \frac{18}{2} = 9 \text{ cm}^2/\text{ml} \qquad (2 \times 4)\, T12/\text{ml}$

on prendra donc sur toute la hauteur de la tour $(2 \times 4)\, T12/\text{ml}$ de hauteur avec un espacement $t = 20$ cm

La longueur de recouvrement $l_r = 50\, \phi_{max} = 50 \times 1.2 = 60$ cm

Le ferraillage de la tour, armatures dans le sens verticale, d'apres l'effet le plus defavorable des sollicitations d'ensemble (G + P + Sin) dans le cas de la cuve pleine

Z	We %	wi %	Ac (cm^2)	Ai (cm^2)	Ac adopté	Ai adopteé.
21.00	0.125	0,125	67.50	67.50	90 HA12	90 HA 12
19.50	"	"	"	"	"	"
17.50	"	"	"	"	"	"
14.50	"	"	"	"	"	"
11.00	"	"	"	"	"	"
8.50	0.125	0.125	"	"	"	"
5.50	0.125	0.25	134.30	134,30	90 HA14	90 HA14
2.50	0.325	0.325	174.59	174.59	90 HA16	90 HA16
0.00	0.475	0.475	255.18	255.18	90 HA20	90 HA20
-2.50	0.50	0.50	268.61	268.61	90 HA20	90 HA20

<u>Verification de la tour aux effets Secondeures</u> (moment d'ovalisation)

Les moments d'ovalisations sont données dans le tableau precedent parmis les sections etudiées de la tour, la plus sollicitée est celle situel à 21,00 m

Vent normale   Moi = 181.94 tm
Moe = 160.47 t.m

Vent exceptionnel   Moi = 318.40 tm
Moe = 280.82 tm.

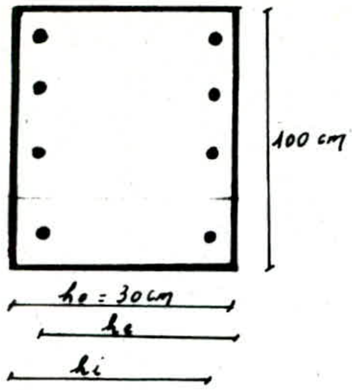
Choque tronçons de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent (P), et des cisaillement (τ) engendre dans l'epaisseur de la paroi

Les efforts P et τ produisent les moments flechissants d'ovalisations

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

- Comme c'est le vent qui donnes ces moments, les verifications seront faite seulement pour le vent extremes.

D'après les calculs fait precedemment on aurait 4 T12/ml sur la fibre exterieure et 4 T12/ml sur la fibre interieur.



$M_{oe} = 280.82$ daN.m

$\bar{\sigma}_b' = 1.50 \times 150 = 225$ kg/cm²

$h_e = 30 - 4 = 26$cm

$$\bar{\alpha} = \frac{n\,\bar{\sigma}_b'}{n\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 225}{15 \cdot 225 + 4200} = 0.445$$

$$M_r = \frac{1}{2}\,\bar{\sigma}_b'\, b\, \bar{\alpha}\left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) h^2$$

$$= \frac{1}{2}\; 225 \cdot 100 \cdot 0.45 \left(1 - \frac{0.45}{3}\right)(26)^2$$

$$= 28822{,}32 \text{ daN.m} \gg M_{oe}$$

donc on a pas besoin d'acier comprimeé.
La section d'acier necessaire (cerces)

$$A_{nec} = \frac{M}{z\,\bar{\sigma}_a} = \frac{280.82\; 10^2}{7/8\; 26 \cdot 4200} = 0.29 \text{ cm}^2 \qquad z = 7/8\, h_e$$

Remarque : $A_{nec} \ll 4T12$

* $M_{oi} = 31840$ daN.cm

$$A = \frac{31840}{7/8\; 26\; 4200} = 0.33 \text{ cm}^2 \ll 4T12.$$

Donc les aciers circulaires de la tour sont très suffisant pour reprendre les moments d'ovalisations.

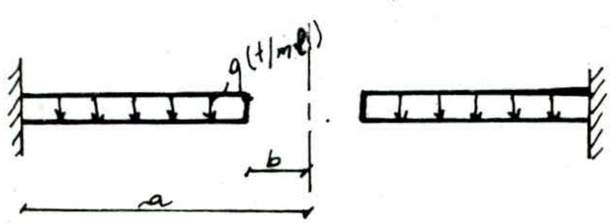
Calcul des dalles de repos.

$a = 2.70$ m
$b = 1.70$ m

on à une plaque circulaire encastreé sur le pourtour du fût et chargeé uniformement et comportant une ouverture au centre du fût de 1.70 m de rayon
La plaque circulaire est soumise à son poids propre et une surcharge d'exploitation estimeé à 150 kg/cm²

poids propre . . . $0.1 \cdot 2.5 = 0.25$ t/ml
Surcharge d'exp . . . $1.2 \cdot 1.5 = 0.18$ t/ml

$$q = 0.43 \text{ t/ml}$$



Les efforts sont calculés à l'aide des tables de BAREES pour les dalle circulaires (T-1 P. 443)

Effort tranchant $\quad Tr = \frac{qa}{2}\left(\rho - \beta^2 \frac{1}{\rho}\right)$

moment radiale $\quad Mr = \frac{qa^2}{16}\left[(1+\mu)(1-K) + 4\beta^2(3+\mu)\rho^2 - (1-\mu)\frac{K}{\rho^2} + \gamma\right]$

$$\gamma = 4(1+\mu)\beta^2 \log \rho$$

$$M\varphi = \frac{qa^2}{16}\left[(1+\mu)(1-K) + 4\mu\beta^2 - (1+3\mu)\rho^2 + (1-\mu)\frac{1}{\rho}K + \gamma'\right]$$

$$\gamma' = 4(1+\mu)\beta^2 \log \rho^2$$

$$K = \frac{(1-\mu)\beta^2 + (1+\mu)(1+4\beta^2)\log\beta \quad \beta^2}{(1+\mu) + (1+\mu)\beta^2}$$

$\rho = \frac{r}{a}$ distance relative du point etudié
a : rayon du bort exterieur de la dalle
b : " de l'ouverture de la dalle
$\beta = \frac{b}{a}$: grandeur relative de l'ouverture de la dalle
μ : coefficient de poisson ($\mu = 0.15$)

$\beta = 0.6296 \qquad K = 0.34013$

r (m)	Tr (t/ml)	Mr (t.m/ml	Mφ (tm/ml
r = b = 1.70	0	$9.76\ 10^{-6} \simeq 0$	0.154
r = a = 2.70	-0,350	- 0.214	- 0.145

Armature radiale

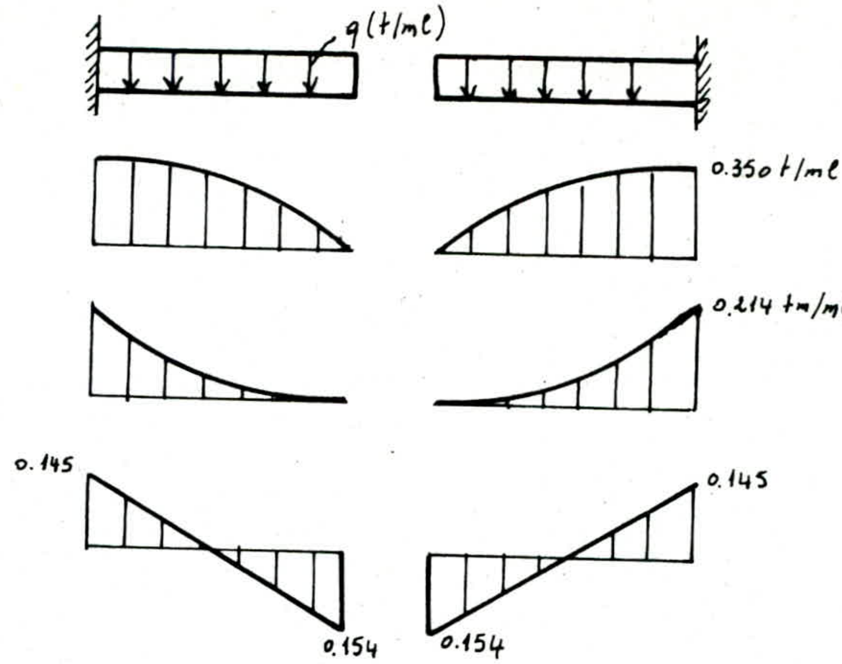
$Mr = -0.214$ tm/ml
$h_t = 10$ cm $\longrightarrow$ $h = 8$cm
$b = 100$ cm $\qquad \bar{\sigma}_a = 2800$ kg/cm²

$\mu = \frac{15\,Mr}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = 0.0179 \qquad \varepsilon = 0{,}941$
$\qquad K = 69.75$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon h} = 1.02\ cm^2 \longrightarrow (3T8\ cm^2/ml)$

Pour Mφ la section est d'autant plus faible, donc nous adopterons un ferraillage minimum de 0.25% ainsi que pour Tr, Mr

d'où $A = 0.25 \times 10 = 2.5\ cm^2/ml \qquad$ Soit $5T8/ml = 2.51\ cm^2/ml$



Etude au niveau des ouvertures.

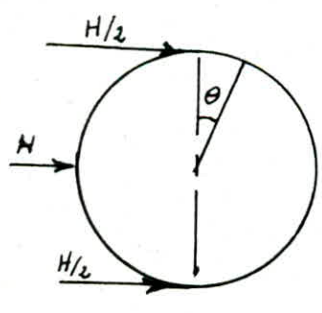
Autour des ouvertures des voiles, il est conseillé de prevoir un renfort qui doit participer à la transmission du moment flechissant et de la charge permanente N produisant des contraintes dans la section du fût non percé au dessous de l'ouverture, ainsi que de l'effort tranchant T evalué dans les mêmes sections.

Etude du cadre incorporé

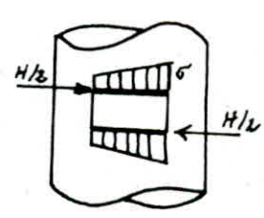
Nous supposons successivement deux hypotheses non superpose concernant la direction du vent où du seisme

hypothes 1

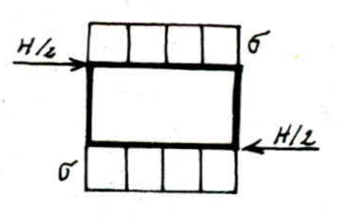
Nous considerons le renfort comme un cadre fermé devant equilibre les efforts horizontaux



Schema réel



schema de calcul



on devra s'assurer que les eléments verticaux et horizontaux du cadre sont capable de resister au moment flechissant et à l'effort tranchant

Les moments agissant sur chaque poteau du cadre

$$M_f = H'\frac{d}{2} \qquad H' = \frac{H}{4\lambda} \qquad \lambda = r\,\frac{\sqrt{Re^2 - b^2}}{Re^2} - b\,\frac{\sqrt{Re^2 - r^2}}{Re^2}$$

$b = l/2$ $\quad$ l : étant la largeur de l'ouverture

$R_e = \frac{D_e}{2}$ $\quad$ r : $R_e - h_o$

R_e : rayon exterieur du fût $\quad$ $R_e = 3\,m$

$b = \frac{0.80}{2} = 0.40\,m$

d'où $\lambda = 0.834$

$H' = 0.2998\,H \longrightarrow M_f = 0.30\,H$

Le ferraillage qui borde l'ouverture $\quad A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a z_1}$

$z_1 = 2/3\,h = \frac{2}{3}\,2.62 = 1.75\,m$

$\Rightarrow A_1 = 0.172\,\frac{H}{\bar{\sigma}_a}$

H (vent) $= 20.69\,t$ $\quad \bar{\sigma}_a = 1219\,t$

H (Seisme $= 316.67\,t$ $\quad \bar{\sigma}_a = 4200\,t$

$A_v = 2.92\ cm^2$

$A_s = 12.97\ cm^2$

Soit $A_1 = 15.70\ cm^2$

5 HA 20

ces armatures seront disposées en bordure sur une largeur de $0.15\,h = 40\,cm$, répartis en 2 nappes et sur le reste de la largeur $0.85\,h = 2.23\,m$

on prend le maximum de : $1.5\,A_s = 23.55\ cm^2$

le ferraillage verticale majoré de 20 % sur $0.85\,h$

$0.85 \times 262 \times 1.2 \times 1 \times \frac{30}{100} = 80.17\ cm^2$

Soit 26 HA 20 (en 2 nappes) sur 2.23 m

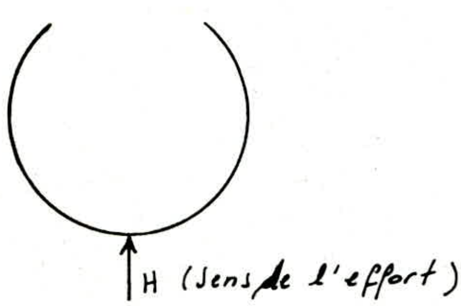
Hypothes B

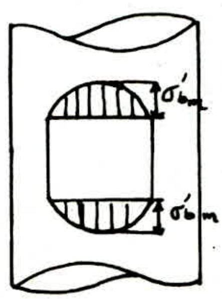
Le linteau est soumis à une compression

$$f = \begin{cases} \sigma_{bm}\ (\text{vent}) & = 53.16\ kg/cm^2 \\ \sigma_{bm}\ (\text{seisme}) & = 167.16\ \text{"} \end{cases}$$

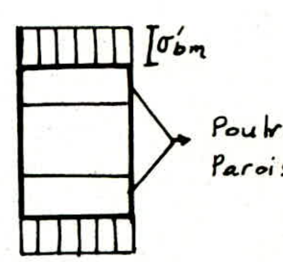
donc la charge sur la poutre paroi est :

$$f h_o : \begin{cases} \text{Vent} & : 159.48\ t/m \\ \text{Seisme} & : 501.48\ t/m \end{cases}$$





Schema reel



Schema de calcul

on prendra en compte les contraintes maximales de compression σ_{bm} distribuées sur toute la largeur de l'ouverture, les forces dûes à ces contraintes sont transmises aux éléments verticaux à l'aide de la poutre paroi constituée par les éléments horizontaux de l'ouverture

$$M_o = (\rho h_o)\frac{l^2}{8} \qquad l = 0.80\ m$$

$$M_o = \begin{cases} Sp_1\ (\text{vent}) & = 12.76\ t.m \\ Sp_2\ (\text{vent}) & = 50.77\ t.m \end{cases}$$

Le ferraillage $A_2 = \dfrac{M_o}{\bar{\sigma}_a\, z_2}$ $\qquad Sp_1 = 9.52\ cm^2$; $Sp_2 = 10{,}99\ cm^2$

$z_2 = \frac{2}{3}\ 1.65 = 1.1\ m$

Soit 4T20 disposées sur une hauteur de $0.15h = 0.15 \times 165 = 25\,cm$ en deux nappes dont une prolongé sur la circonférence du fût

Sur le reste de la hauteur de $0.85\,h = 141\ cm$.

on dispose le maximum de : $1.5\ A(SP_2) = 1.5 \times 12.56 = 18.84\ cm^2$

Le ferraillage courant horizontal
$0.85 \times 165 \times 0.6\ \frac{30}{100} = 25.25\ cm^2$

on adopte une section $A_2 = 25.25\ cm^2$ soit 8H20 sur une hauteur de 100cm en deux nappes

Longueur de cette armature : $d + 4ld$ ..

$$ld = \frac{\phi}{4}\cdot\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{2}{4}\cdot\frac{1219}{18} = 33.85\ cm \qquad \text{on prend } ld = 40\,cm$$

d'où $d + 4\,ld = 3.60\ m$.

Contrainte de cisaillement de 2ème genre

$$T_{max} = (\rho h_o)\frac{l}{2} = 501.48\cdot\frac{0.80}{2} = 200.59\,t$$

$$\tau = \frac{T}{b.z} = \frac{200.59\ 10^3}{30.\ 7/8\ 165} = 46.31\ kg/cm^2$$

Contrainte de cisaillement acceptable

$$\tau = 3.5\ \bar{\sigma}_b = 3.5 \cdot 6.25 = 21.88\ kg/cm^2$$

Contrainte de cisaillement tolerable

$$\tau = 5 \times 6.25 = 31.25\ kg/cm^2$$

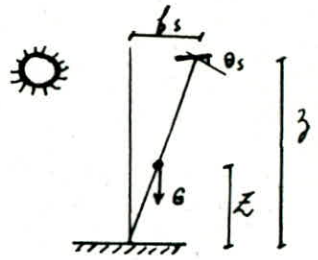
Pour la contrainte du 2ème genre $\bar{\tau} = 1.5 \times 31.25 = 46.88\ kg/cm^2$

donc le cisaillement est verifiée $\tau < \bar{\tau}$

Verification au renversement

on doit ajouter au moment M au niveau de la fondation (base du fût) le moment d'ensoleillement, le moment secondaire dû à l'action du seisme

Moment d'ensoleillement



$M_s = C_s \cdot G$ avec $C_s = f_s (Z/z)^2$

G : poid de l'ouvrage

f_s : fleche au sommet $= \frac{z\,\theta_s}{2}$

θ_s : rotation dûe à l'ensoleillement

$\theta_s = \frac{\mu T . z}{De}$

T : difference de temperature entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée

T : 30°

$\mu = 10^{-5}$ module de dilatation lineaire

De = 6,00 m

$\theta_s = \frac{10^{-5} \times 30 \times 37.90}{6} = 1.89\ 10^{-3}$ rad

$f_s = 3.591\ 10^{-2}$ m

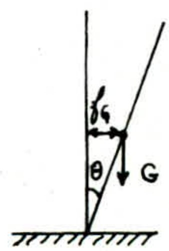
calcul de Z — cuve vide : Z = 13.81 m

cuve pleine : Z = 20.86 m

donc $C_s = 3.591\ 10^{-2} \left(\frac{13.81}{37.9}\right)^2 = 4.7679\ 10^{-3}$ m

$M_s = (902.19 + 1048.72) \cdot 4.7679\ 10^{-3} = 9.30$ tm

Moment secondaire dû à l'action du Seisme



f_G = 2.50 cm (Diagramme de la deformée)

$M_{vs} = (902,19 + 1048.72)\ 2.5\ 10^{-2} = 48.77$ t.m.

d'où $M_r = (9.30 + 48.77 + 4393.01) = 4451.08$ tm.

moment stabilisant

$M_s = (1950.91)\ \frac{16}{2} = 15607.28$ t.m

on prend un coefficient de securité $F_s = 2$

$F = \frac{M_s}{M_r} = \frac{15607.28}{4451.8} = 3.49 > 2$ Verifié → [G + P + S_{Ih}]

$F = \frac{13609.76}{4405.21} = 3.36 > 2$ → [0.8 G + S_{Ih}]

Cuve pleine

$C_s = 1.09\ 10^{-2}$ m

$M_{s_p} = 1.09\ 10^{-2} [(902.19 + 1048.72) + 1515.41] = 37.78$ t.m

moment secondaire dû à l'action du seisme

f_G = 3.50 cm

$M_{ps} = (3466.32)\ 3.5\ 10^{-2} = 121.32$ tm

- combinaison $G + P + S_{Ih}$

$N = 2564.13\,t$ $\qquad M_r = (121.32 + 37.78 + 8890.13) = 9049.23\,tm$

$M = 8890.13\,tm$

$T = 316.67\,t$ $\qquad M_s = (2564,13 + 902.19)\frac{16}{2} = 27730,56\,t.m$

$$F = \frac{27730.56}{9049.32} = 3.06 > 2$$

- combinaison $0.8G + S_{Ih}$

$N = 2016.72\,t.$ $\qquad M_r = (37.79 + 121,32 + 8890.13) = 9049.23\,tm$

$M = 8890.13\,t.m$

$T = 316.67\,t$ $\qquad M_s = (2016.72 + 902,19)\frac{16}{2} = 23351.28\,t.m$

$$F = \frac{23351.28}{9049.23} = 2.58 > 2$$

La stabilité de notre ouvrage est assuré dans tous les cas.

Verification au glissement

La force resultante doit etre inferieure à la force de frottement Sol-beton, donc il faut verifier que: $\frac{F_h}{F_v} < f$

f_h : resultante des forces horizontales
f_v : " " verticales
f : coefficient de frottement (sol-beton) = 0.7

- cuve vide $\qquad F_h = 150.18\,t = T \qquad \frac{150.18}{1950.91} = 0.08 \ll 0.70$

$F_v = 1950.91\,t$

- cuve pleine $\qquad F_h = 316.67\,t \qquad \frac{316.67}{3466.32} = 0.091 \ll 0.70$

$F_v = 3466.32\,t$

La stabilité par rapport au glissement est assuré sans probleme

FONDATION

Apres examination du rapport du sol, les resultats qu'on peut en tirer sont les suivantes:
Les sondages realisés jusqu'à 26m de profondeur n'ont traversé que des argiles marrons et de la marne plaisancienne dont la partie superieure est jaune verdatre.

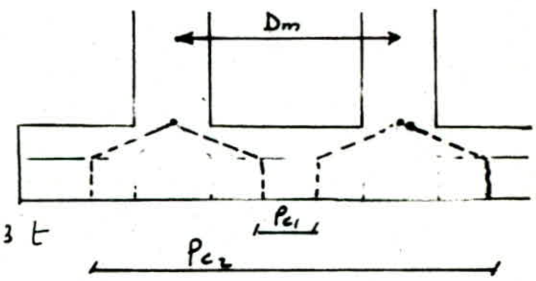
on peut donc s'assurer d'une homogenieté certaine du sol jusqu'a la profondeur 26m au moins.
Aucun niveau d'eau n'a été reperé. Donc cette etude sera mené dans l'hypothese que le sol est homogene jusqu'à cette profondeur.

D'après les essais penetrometriques statiques, la resistance du sol
$\bar{\sigma}_a = 3.5$ bar
$\gamma = 1.85\ t/m^3$
$\varphi = 11°$
$c = 0,5$ b
Vu que les caracteristiques geotechniques sont bonnes et vu que les charges verticales et horizontales à la base de la fondation sont importantes, on a opté donc pour la solution d'un radier general

Dimensionnement du radier

L'epaisseur du radier h_t se determine par la condition de non poinçonnement

$$\frac{1.5\,Q}{P_c \cdot h_t} \leq 1.2\,\bar{\sigma}_b$$



$P_{c_1} = Dm + h_t$
$P_{c_2} = Dm - h_t$

$Q = G + 1.2P = 2564.13$ t

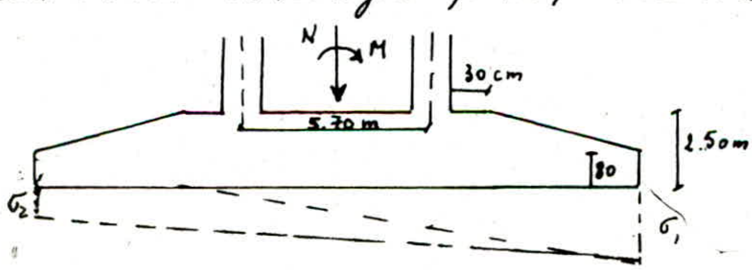
$P_c = 2\pi Dm$

$$\text{d'où } h_t \geq \frac{1.5\,Q}{2\pi Dm\, h_t} \longrightarrow h_t \geq 1.404\,m$$

on prendra une hauteur du radier $\boxed{h_t = 2.50m}$

Diametre du radier

Le radier est sollicité à sa base par un effort normal N, un moment M on obtient le diagramme de contraintes suivants.



Puisque le sol ne travaille pas à la traction, il faut eviter le soulevement du radier d'où $\sigma_{min} < 0$

Donc le diametre doit verifier $\sigma_{min} \geq 0$

Poid des terres : $P_t = \gamma_t \left[\frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)(z - h_t) + \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)\frac{1}{2}(h_t - h) \right]$

$$N_t = P_t = 6.58\,(D^2 - 36)$$

$M = 8890.13$ t.m
$N = 2564.13$ t
$T = 316.67$ t

$N_1 = N + N_f \qquad M_1 = M + T h_f$

$N_1 = 2636.88 + 3.24\,D^2$
$M_1 = 9681.81$ t.m

$$\sigma_{min} = \frac{N_1 + N_t}{S} - \frac{M_1}{W} \geq 0 \qquad \frac{2636.88 + 3.24\,D^2 + 6.58\,(D^2 - 36)}{\frac{\pi}{4}D^2} - \frac{9681.81}{\frac{\pi}{32}D^3} \geq 0$$

$$\boxed{D = 16\ \text{m}}$$

Donc $N_f = 902.19$ t
$N_1 = 3466.32$ t

<u>Calcul de la capacité portante du sol avec la formule de TERZAGHI</u>

$$\sigma_a = \gamma D + \frac{0.6\,\gamma R\,N_\gamma + \gamma D\,(N_q - 1) + 1.3\,C\,N_c}{3}$$

Le radier repose sur la marne plaisancienne $\varphi = 11°$ $\begin{cases} N_\gamma = 1.20 \\ N_q = 2.71 \\ N_c = 8.8 \end{cases}$

$\sigma_a = 3.71$ b

on travaille avec $\sigma_a = 3.5$ b < 3.71 b on est donc dans la securité

<u>Verification des contrainte dans le sol</u>

Aire en contact du sol $\quad S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 256}{4} = 201.10\ m^2$

module de resistance $\quad W = \frac{\pi D^3}{32} = \frac{\pi \cdot 16^3}{32} = 402.12\ m^3$

Les contraintes sont données par : $\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{N_1 + N_t}{S} \pm \frac{M_1}{W}$

Combinaison du 1er genre

Cuve vide	G + V	G + P + V	G + 1.2 P	Cuve pleine	G + V	G + P + V	G + 1.2 P
σ_{max}	1.81	1.84	1.69	σ_{max}	2.58	2.60	2.44
σ_{min}	1.52	1.55	1.69	σ_{min}	2.26	2.28	2.44

combinaison du second genre

C.V	0.9 (G+P) +1.1 W	1.1 (G + P + W)	G + P + S_{Ih}	0.8 G + S_{Ih}
σ_{max}	1.91	2.02	2.88	2.67
σ_{min}	1.35	1.46	0.50	0.46
C.P				
σ_{max}	2.63	2.88	4.85	4.58
σ_{min}	2.01	2.26	0.36	- 0.24

Verification

pour $G + 1.2\,P \qquad \sigma_{max} \leq \sigma_a = 3.5\ b$

. . Si $\sigma_{min} \geq 0$

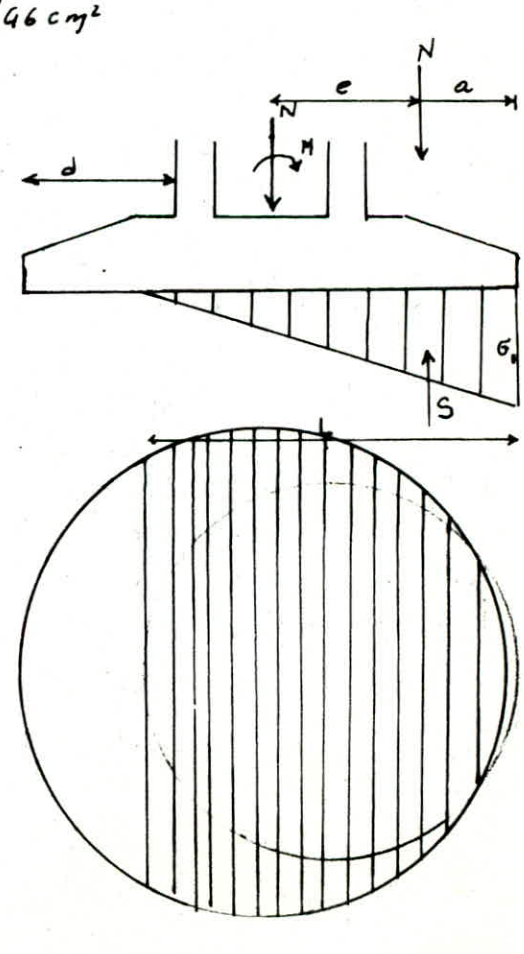
$$\frac{3\,\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \begin{cases} 1.33\,\sigma_a = 4.66\,b & (G+P+V,\ G+V,\ 1.1(G+P+W),\ 0.9(G+P)+1.1W) \\ 1.5\,\sigma_a = 5{,}25\,b & (G+P+S_{Ih},\ 0.8\,G+S_{Ih}) \end{cases}$$

Toutes ces combinaisons sont verifiées.

. . Si $\sigma_{min} \leq 0$ on adopte un autre schema statique et l'équilibre

$N = \dfrac{\sigma_1\,A}{2} = S \qquad \sigma_1 = \dfrac{2\,N}{A}$

A : aire hachureé de la partie comprimée se calcul graphiquement $= 181.46\ cm^2$



* combinaison $G + P + S_{Ih}$

$\sigma_1 = \dfrac{2 \times 4913.22}{181{,}46} = 5.42\ b < 5.25\ b$

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3}{4}\ 5.42 = 4.07\,b$

* combinaison $0.8\,G + S_{Ih}$

$\sigma_1 = \dfrac{2 \times 4363.51}{181.46} = 4.81$

$\sigma(L/4) = 3/4\ 4.81 = 4.07\ b < 5.25\ b$

Verification de la rigidité

$d \leq 2\,ht$

$d = \dfrac{16.6}{2} = 5 = 2\,ht$

donc le radier est rigide

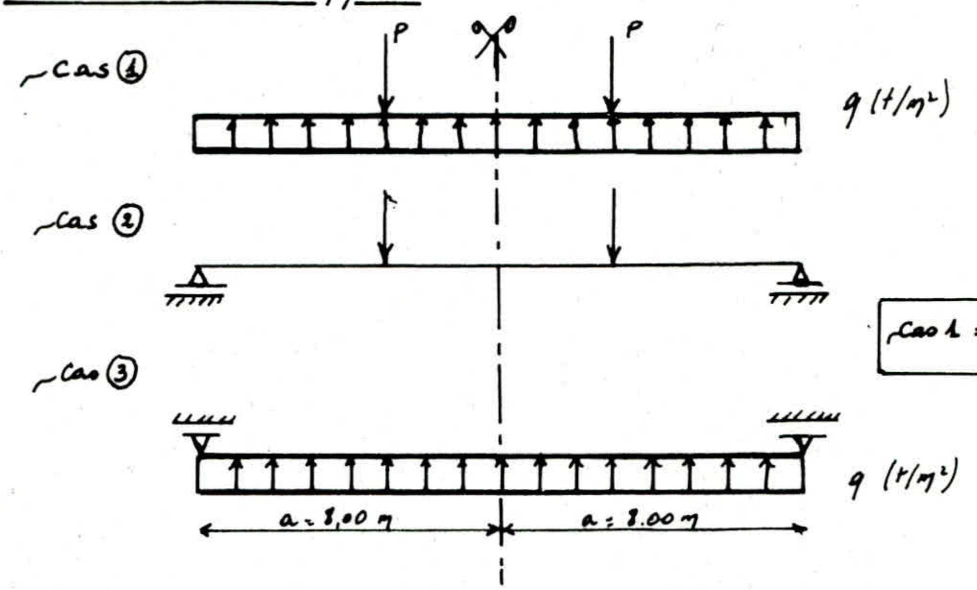
Calcul de la plaque de fondation.

Nous avons opté, en guise de fondation, pour un radier general circulaire, ce dernier se calculera par la "theorie des plaque et coques" de TIMOSHENKO.
La radier sera assimilé à une plaque fonctionnant en plancher renversé, uniformement chargé par la reaction du sol et simplement appuyé sur un circonference

$$\frac{\sigma_{max}\ (2^{eme}\ genre)}{\sigma_{max}\ (1^{er}\ genre)} = \frac{4.85}{2.60} = 1.87 > \left(1.50 = \frac{\sigma a\ (2^{eme}\ genre)}{\sigma a\ (1^{er}\ genre)}\right)$$

Donc nous ne tiendrons compte que de la contrainte sous sollicitations du 2^{eme} genre
Le radier sera soumis à une contrainte uniformement repartie de $q = 4.85$ bars $= 48.5\ t/m^2$

Evaluation des efforts



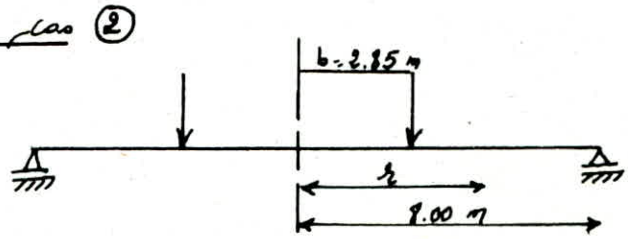
cas 1 = cas 2 + cas 3

Nous avons donc decomposé le cas ① qui est le cas réel en deux cas que nous traiterons separement.
Les efforts resultants des deux cas (2) (3) se superposeront pour donner les efforts finaux sous lesquels le ferraillage du radier s'effectuera.

Valeur de P

$$\pi a^2 q = 2\pi b P \longrightarrow P = q\frac{a^2}{2b} \quad (charg/ml)$$

Etude du cas ②



Nous disignons par : M_r : moment flechissant radial
M_φ : " " tengentiel

Nous aurons :

* pour $0 \leq r \leq b$

$$\boxed{M_r = M_\varphi = q\frac{a^2}{8}\left[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\log\beta\right]}$$

avec $\beta = b/a$

$\rho = r/a$

$\mu = 0.15$ (Beton armé)

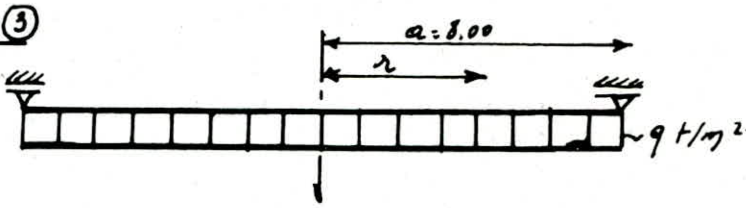
* pour $b \leq r \leq a$

$$M_r = q\frac{a^2}{8}\left[(1-\mu)\beta^2(1/\rho^2 - 1) - 2(1+\mu)\log\rho\right]$$

$$M_\varphi = q\frac{a^2}{8}\left[(1-\mu)\left[2 - \beta^2(1/\rho^2 + 1) - 2\log\rho\cdot(1+\mu)\right]\right]$$

pour $r = a \rightarrow M_r = 0$

Etude du cas 3



d'où :

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

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

$a = 8.00\,m$ $\mu = 0,15$

$b = 2.85\,m$ $q = 48.5\,t/m^2$

$\beta = \frac{b}{a} = 0.356$

Les resultats de calcul numerique sont rangés dans le tableaux récapitulatifs suivants.

Moment radiaux

		M_r (t.m/ml)	
r (m)	$\rho = r/a$	cas 2	cas 3
$r = 0$	$\rho = 0$	1209.70	611.10
$r = b = 2.85$	$\rho = \beta = 0.356$	1209.70	533.65
$(b + \frac{a-b}{2}) \rightarrow$ $r = 5.425$	0.678	395.92	330.19
$r = a = 8.00$	1	0	0

Moment tangentiels

		M_φ (tm/ml)	
r (m)	$\rho = r/a$	cas 2	cas 3
0	0	1209.70	611.10
2.85	0.356	1209.70	575.45
5.425	0.678	821.65	417.79
8.00	1	576.00	329.80

Diagramme des moments radiaux (Mr)

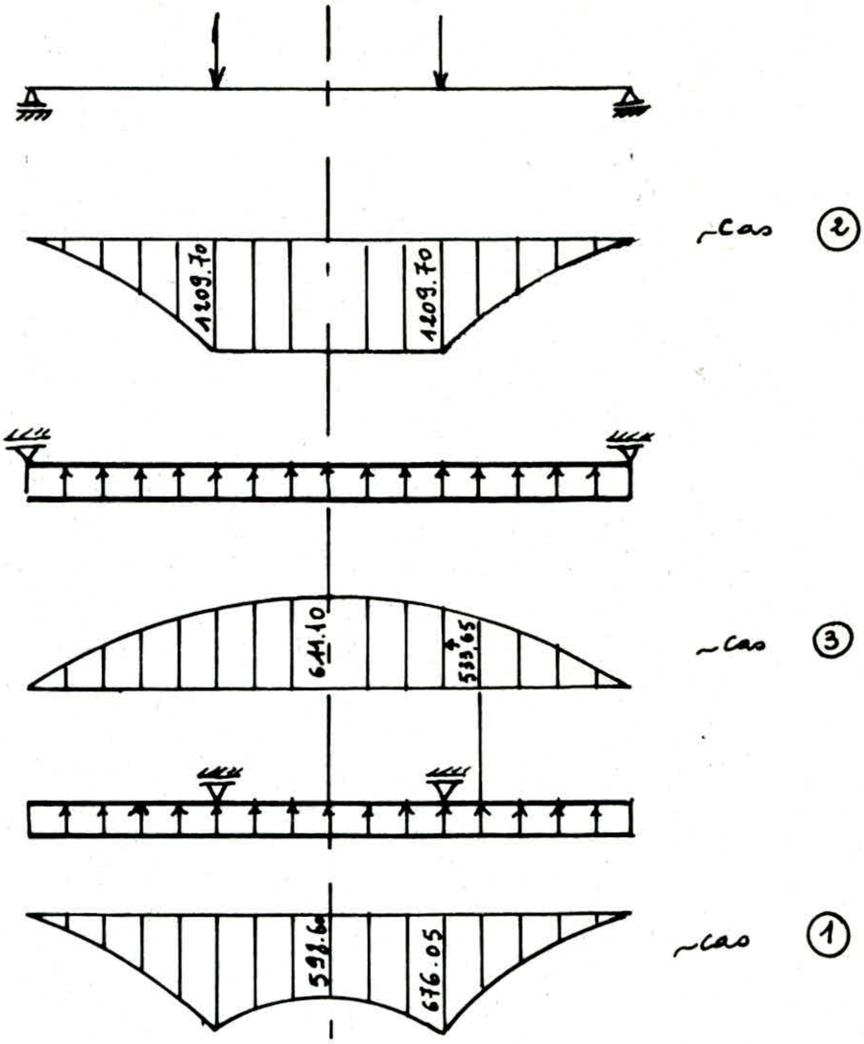
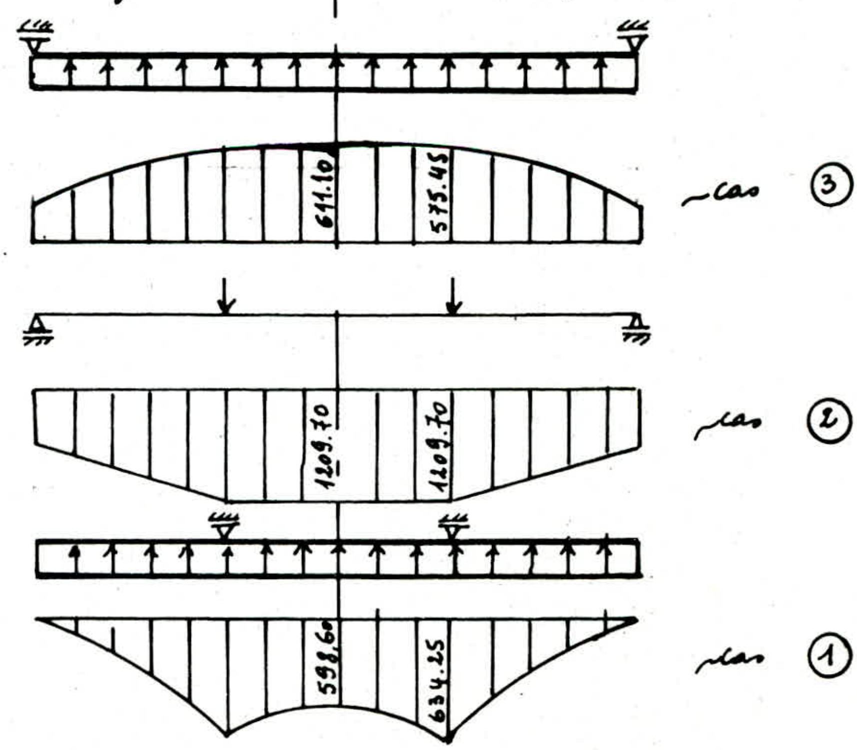


Diagramme des moments tangentiels



ferraillage inferieur

– on utilise la methode de P. Charron

a/ Armatures radiales

La section d'armatures radiales est donnée par :

$$A_r = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a \, \varepsilon \, h} \qquad \text{avec} \qquad \begin{aligned} M_r &= 676.05 \text{ t.m /ml} \\ \bar{\sigma}_a &= 4000 \text{ kg/cm}^2 \ (2^{\text{ème}} \text{ genre } \phi \geq 20\text{mm}) \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 245 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a . b h^2} = \frac{15 . 676.05}{4000 \times 100 . 245^2}$$

$$\mu = 0.0422 \qquad \begin{cases} \varepsilon = 0.9129 \\ K = 42.4 \end{cases}$$

$$A_r = \frac{676.05 \; 10^5}{4000 . 0.9129 . 245} = 75.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 10 T32 /ml (80.42 cm²/ml)

La contrainte de compression dans le beton est :

$$\sigma_b' = \frac{4000}{42.4} = 94.34 \text{ kg/cm}^2 < (\bar{\sigma}_b')_2$$

b/ Armatures tangentielles (cerces)

$$A_\varphi = \frac{M_\varphi}{\bar{\sigma} \, \varepsilon \, h} \qquad \text{avec} \qquad \begin{aligned} M_\varphi &= 634.25 \text{ tm/ml} \\ \bar{\sigma} &= \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 245 - 3.2 - \tfrac{3.2}{2} = 240.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\mu = 0.0412 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0.9138 \\ K = 43.0 \end{cases}$$

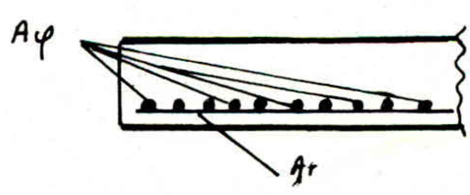
$$A_\varphi = \frac{634.25 \; 10^5}{4000 . 0.9138 . 240.2} = 72.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 10 T32 /ml (80.42 cm²/ml)

La contrainte de compression dans le beton est :

$$\sigma_b' = \frac{4000}{43} = 93.02 \text{ kg/cm}^2 < (\bar{\sigma}_b')_2$$

A_r :	10 T32 /ml
A_φ :	10 T32 /ml



Verification de la fondation à l'effort tranchant

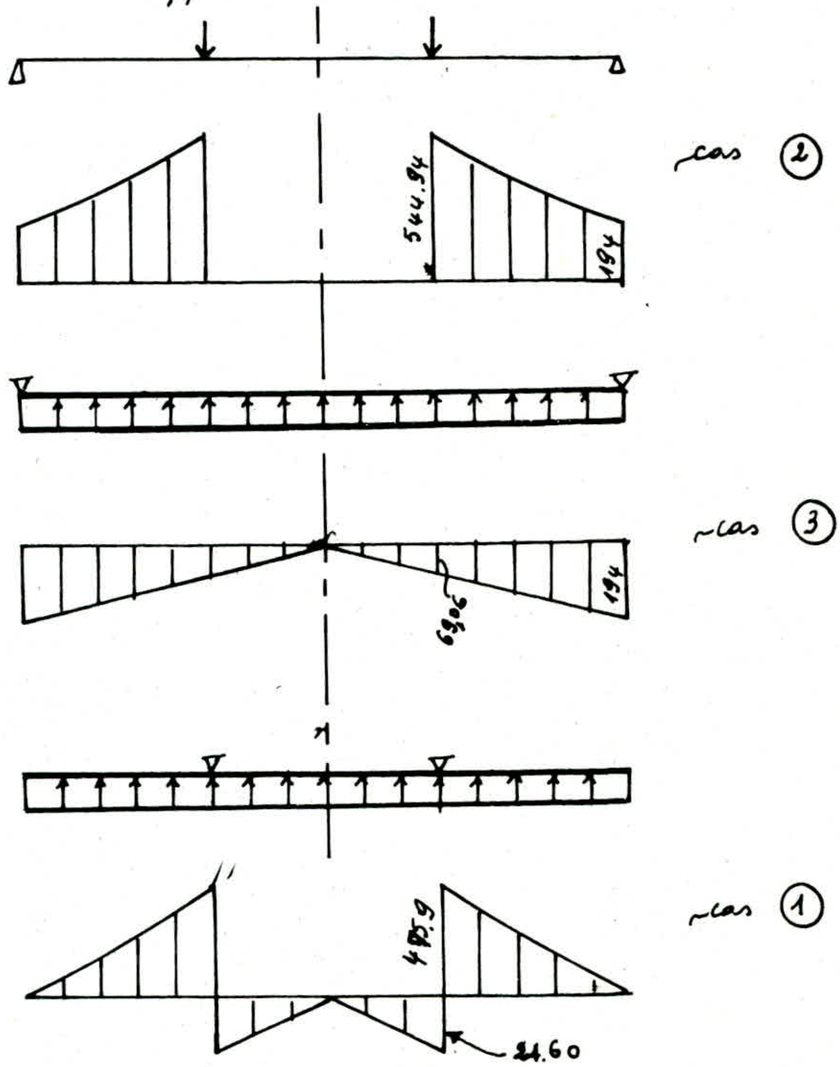
Etude du cas ②

* $0 \leq r \leq b$ $\quad Tr = 0$
* $b \leq r \leq a$ $\quad Tr = P\beta \frac{1}{\rho} = q\frac{a^2}{2b}\,\frac{b}{a}\,\frac{1}{\rho} = q\frac{a}{2\rho}$ (/metre)

Etude du cas ③

$Tr = -0.5\, q\, a\, \rho$ (par metre)

Diagramme de l'effort tranchant (en t/ml



Donc $T_{max} = 475.88\ t/ml$

contrainte de cisaillement du beton :

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{475.88\ 10^3}{100\,7/8\ 245} = 22{,}19\ kg/cm^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3{,}5 \times 7 = 24.5\ kg/cm^2$$

d'où l'effort tranchant est verifié

Entrainement des armatures radiales

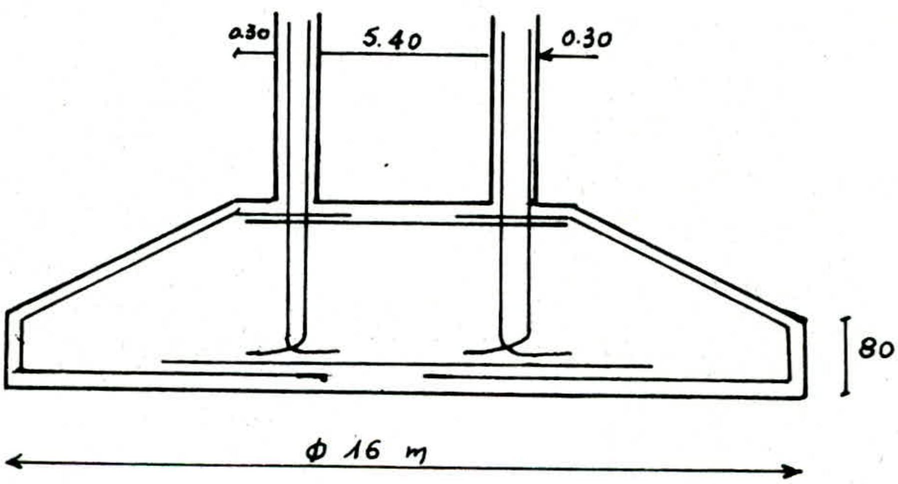
$\tau_d = \frac{T}{p\,z}$ $\quad p = 10 \times \pi . 3.2 = 100.53\ cm \Rightarrow \tau_d = 22{,}08\ kg/cm^2$

$\Rightarrow \tau_d < 3.75\ \bar{\sigma}_b$ verifié on dispose egalement à la partie superieure du radier des armatures de constructions qui aurront pour rôle de s'opposer au retrait vue que la masse importante de beton.

De servir de support aux barres longitidinales de la tour. D'equilibrer d'eventuels efforts de traction

on prend A_r = 5HA16/ml

A_ℓ = 5HA14/ml



CONCLUSION

En conclusion, On peut dire que, un projet de fin d'étude est une synthese de toutes connaissances acquises le long de la Scolarité, Une mise en evidence et en application de celles-ci à un cas Specifique C'est aussi le passage du cycle academique (theorie) au cycle pratique.

on a appliqué les connaissance à un chateau d'eau qui est consideré comme un ouvrage d'art dont le principale objectif à été de calculer les élements resistants. Malgré les diverses difficultés rencontrées le long de notre travail qui nous ont amené soit à reconcevoir partiellement le projet, soit à ajouter où modifier certains élements indispensables.

Nous avons constaté deux elements importants

Le phenomene hydrodynamique à des effets non negligeables Sur la Structure qu'il faut le prendre en compte dans les calculs pour les reservoir où chateau d'eau de grande capacité. Il est Souhaitable de faire une etude plus poussée sur ce phénomène.

Le choix de la fondation nous a conduits à prevoir un radier au lieu dune semelle anoulaire même si les dimensions paraissaient enormes, donc ce choix est judicieux on peut Solutionner ce choix par un radier à caisson si Celui-ci s'avère economique.

Bibliographie

.1. Traité de B.A Tome 6 (A. GUERRIN)

.2. Theorie des plaques et Coques (TIMOSHENKO)

.3. Calcul des plaques (R. BARES)

.4. Calcul pratique des tours en B.A (M. DIVER)

.5. Calcul et verification des ouvrages en B.A (R CHARRON)

.6. Cahier des charges applicable à la construction des cuves et reservoirs en B-A (Annales I.T.B.T.P)

.7. calcul pratique de reservoirs en zone sismique (V. DAVIDOVICI et A. HADDADI. Annales I.T.B.T.P N° 409)

.8. Annales de l'I.T.B.T.P N° 306 Juin 1973

.9. Annales de l'I.T.B.T.P N° 280 Avril 1971

.10. Cours de Beton Armé Tome II (M. Belazougui)

.11. Conception et calcul des structures soumises aux Seismes. (RILI - SALHI - DOUDI)

.12. Regles :

C.C.B.A 68

R.P.A 81

N.V 65

D.T.U