34/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT Gènie _ Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CHATEAU D'EAU 2000 m³

5 PLANCHES

Proposé par : CTC BLIDA

Etudié par : Taleb ali, Chouchaoui Chèrif Saâdane

Dirigé par : Melle : DJILLALI _ BERKANE

PROMOTION : Janvier _87

Remerciments

* Nous tenons à exprimer nos sincères remerciments à notre promoteur : Melle Djillali BERKANE qui a bien voulu assurer la direction de cette étude, pour ses conseils éclairés et profitables.

* On est egalement reconnaissant à tous les professeurs qui ont contribués à notre formation.

* On remercie le personnel du C.T.C. et en particulier Messieurs : HOURIER pour son aide si précieuse, HOUAZIT.

* On tient aussi à remercier le personnel de la bibliothèque de l'Ecole Nationale polytechnique d'EL HARRACH pour nous avoir faciliter les emprunts des livres necessaires.

_ Dedicaces _

A

. la memoire de mes grands parents .

. la memoire de mes petits frères et soeurs .

. la memoire de mon oncle BOUCHERF Ahmed, de mon ami BENMOUSSA Abdelhamid, de BELMECHRi Abdelkader .

. Mon pere et ma mère qui se sont donnés tant de sacrifices pour me voir un jour terminer mes études .

. Mes frères et ma soeur

. Mes tantes

. Tous mes freres croyants

Je dedie cet humble travail.

CHOUCHAOUi

. Ma mère et mon père en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard et pour leur soutien moral et materiel et leur encouragements le long de mes études .

. Mes frères (HACÈNE - HOCINE) et soeurs .

. Ma tante ; mon oncle .
. toute ma famille grands et petits .
. Mes amis tous par leur noms
. Mes frères croyants .
. Mes frères : écoliers - lycéens - étudiants
. tous ceux qui contribuent au developpement du pays

Je dedie ce modeste travail

TALEB Ali

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

وزارة التعليم العالي

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

مصلحة : الهندسة المدنية ...... ARTEMENT GENIE-CIVIL

موجه : الانيسة جيلالي بركان ...... MOTEUR: Mlle DJILLALI BERKANE

تلميذ مهندس : طالب علي ...... VES INGENIEURS: TALEB Ali

شوشاوي شريف سعدان ...... CHOUCHAOUI Cherif-Saadane

الموضوع : خزان مائي _ 2000م³

ملخص : هذا المشروع هو عبارة عن دراسة العناصر المقاومة لخزان مائي با
بالخرسانة المسلحة.
سعة هذا الخزان 2000م³ و إرتفاعه الكلي إبتداء من الاساس 43,46م
وشكل حوضه مخروطي.
المقاومة العامة تتم بواسطة وعاء أسطواني ذو قطر خارجي 8م.
هذا الخزان سيتم انجازه في منطقة شفة (بولاية البليدة)، منطقة
متوسطة الزلزال (منطقة 2).

JJET: CHATEAU D'EAU 2000 m^3

ESUME: Notre projet consiste à étudier les elements resistants d'un chateau d'eau en beton Armé de capacité 2000 m^3, et de hauteur total 43,46 m à partir de la fondation, sa cuve a une forme tronconique.
Le contreventement est assuré par un fût cylindrique de diametre exterieur 8 m.
Le chateau d'eau sera implanté à CHIFFA (wilaya de BLIDA) qui est une zone de moyenne sismicité (Zône II).

UBJECT: WATER TOWER OF 2000 CUBIC METERS.

BSTRACT: Our Project consists in the study of the resistant components of a water tower in reinforced concrete of a capacity of 2000 m^3 and a total height of 43,46 m starting from the foundations. It's shaft has the shape of a truncated cone.
The wind-bracing is insured by a cylindrical brace in external diameter of 8m.
[illegible] CHIFFA (Wilaya of BLIDA)

_ Sommaire _

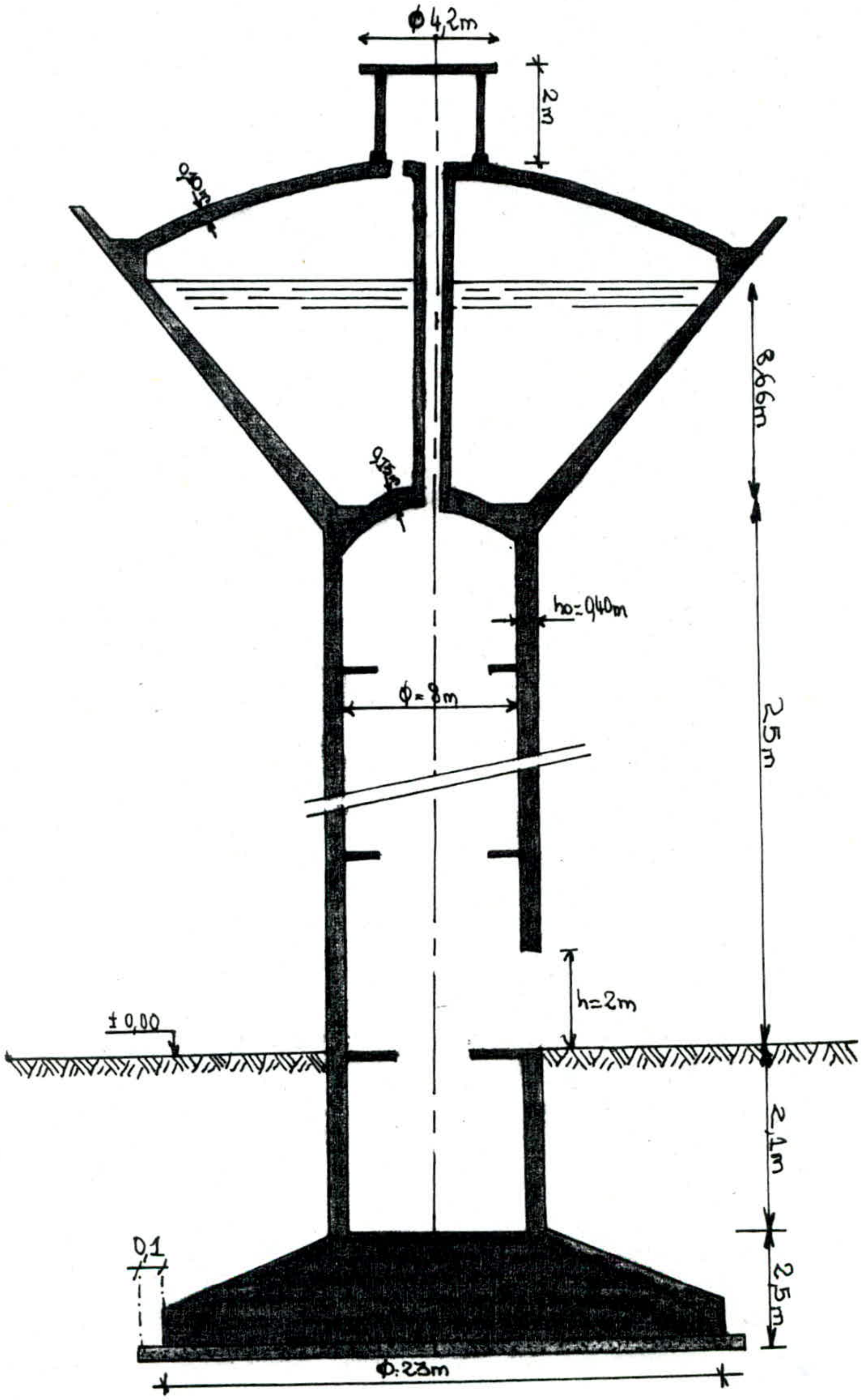
chapitre :

Chapitre : 1

PRESENTATON DE L'OUVRAGE

Presentation de l'ouvrage

L'ouvrage que nous nous proposons d'etudier est un chateau d'eau se caracterisant par :
Sa capacité de : 2000 m³, sa hauteur totale compté à partir du sol : 43,46m, il est situé à CHIFFA (Wilaya de BLIDA), le materiau utilisé est le beton Armé, sa forme geometrique est : Cuve tronconique sur tour cylindrique.



Description d'un chateau d'eau .

Le resowoir (Cuve) est de type tronconique sur tour (fût) cylindrique . A partir d'une porte métallique 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 B.A. situés à l'interieur du fût.
Dans la hauteur du reservoir , une cheminée interieure permet l'accès jusqu'à une chambre de visite (lanternau) placée sur la couverture (coupole spherique) du reservoir dans laquelle une échelle à crinoline donne l'accès à l'interieur du reservoir.
La tour transmettra les charges au sol par l'intermediaire d'un radier circulaire .

Importance du chateau d'eau .

En raison de son emplacement , le chateau d'eau est un element important du paysage. Il est donc classé comme un ouvrage d'art evoquant le souci esthetique .
Le rôle du reservoir surlevés sert de regulateur à la consomation en eau potable, pendant la periode où cette consommation n'escede 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 differents services .
Son vidange , instantané doit être prevu en cas d'avarie grave

Etancheité

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

Chapitre : 2

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

A_Beton : On utilise du ciment à prise lente de la classe 325, dont le retrait est faible

Contrainte de compression admissible :

$\bar{\sigma}'_b = \alpha . \beta . \gamma . \delta . \varepsilon . \sigma'_{28}$ σ'_{28} : resistance nominale de compression du béton

$\sigma'_{28} = 300\ b$ (beton dosé à 400 kg/m³ de C.P.A 325)

- $\alpha = 1$ (Coefᵗ qui depend de la classe du ciment utilisé).
- $\beta = \frac{5}{6}$ (Contrôle atténué du beton).
- $h_m/4C_g > 1 \Rightarrow \gamma = 1$
- δ : depend de la distribution des contraintes dans la section
  - compression simple $\delta = 0,3$.
  - Flexion simple et flexion composée quand l'effort normal est une traction. $\delta = 0,6$.
  - Flexion composée quand l'effort normal est une compression.

$$\delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 . \left(1 + \frac{e_o}{3e_1}\right) \end{cases} \qquad e_o:$$

e_o : Exentricité de la force exterieure au c.d.g. de la section complete du beton seul.

e_1 : designe le rayon vecteur, de même signe que e_o, 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.

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

- Nous obtenons : sous SP1 :
  - Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b_o} = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0,3 . 1 . 300 = 75\ b$
  - flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0,6 . 1 . 300 = 150\ b$

  Sous SP2 :
  - compression simple : $\bar{\sigma}'_{bo} = 1,5 . \bar{\sigma}'_{bo}(SP_1) = 112,5\ b$.
  - flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 . \bar{\sigma}'_b(SP_2) = 225\ b$

Contraintes de traction de reference :

$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \sigma'_{28}$ avec $\rho_b = \alpha.\beta.\gamma.\theta$. où α, β, γ gardent les mêmes significations et les mêmes valeurs.

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

d'où $\bar{\sigma}_b = 1.\frac{5}{6}.1.0{,}025.300 = 6{,}25$ bars.

Cette contrainte est relativement faible et difficile à respecter. Le nouveau texte du cahier de charges applicables à la construction des reservoirs et cuves en B.A., établie en 1966 par la chambre syndicale des constructeurs en beton Armé prevoit une contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$ égale à : $\bar{\sigma}_b = \theta . \sigma_{28}$

où σ_{28}: est la resistance à la traction du beton à 28 jours d'âge ; cette resistance devra être prise au plus égale à 22b.

θ: est un coef^t dont la valeur est égale à :

- 1 dans le cas de la traction simple.
- $1 + \frac{2e_0}{3h}$ en flexion composée. e_0 : exentricité, h : epaisseur
- $\frac{5}{3}$ en flexion simple.

Contrainte de cisaillement admissible.

. La contrainte tangente du plan neutre τ_b est donnée 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 inegalités suivantes :

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \longrightarrow \tau_b \leq 3{,}5 . \bar{\sigma}_b = 21{,}8 . b$$

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

On utilisera les aciers : . à haute adherence FeE40A,

donc $\sigma_{en} = 4200\ Kg/cm^2$ pour $\phi \leq 20$ mm.

$\sigma_{en} = 4000\ Kg/cm^2$ pour $\phi > 20$ mm

. Doux (ou ronds lisses) FeE24,

donc $\sigma_{en} = 2400\ Kg/cm^2$ $\forall \phi$.

Contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_{a_1}$

Sous SP1 : $\bar{\sigma}_{a_1} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en}$
Sous SP2 : $\bar{\sigma}_{a_1} = \sigma_{en}$

Sol^ts	FeE40A	FeE40A	FeE24
SP1	$\phi \leq 20$ mm	$\phi > 20$ mm	1600
	2800	2670	
SP2	4200	4000	2400

Fissuration :

Afin de tenir compte de la fissuration, la valeur de la contrainte de traction des armatures est limitée à : $\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_{a_1} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

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

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$: " " " " accidentelle.

Contrainte admissible définitive 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	1214	1151	1076	964	862	761
Aciers 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 est toujours plus petite que σ_2.

Paroi du reservoir

La paroi du reservoir étant constament en contact de l'eau, la contrainte admissible de traction est definie par : $\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \sigma_{a_1} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$.

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

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

Les valeurs de σ_1 etant inferieures à celles de σ_2, on obtient le tableau donnant $\bar{\sigma}_a = \min(\sigma_{a_1}, \sigma_2)$.

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

ϕ (cm)	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

$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3}\cdot\sigma_{en}$ · les pieces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilisé telque

$\sigma_{en} < 3300\ Kg/cm^2$; $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3}\cdot\frac{\sigma_{en}^2}{3340}$

d'où : H.A. : $\bar{\sigma}'_a = 2800\ Kg/cm^2$ pour $\phi \leq 20$ mm.

$\bar{\sigma}'_a = 2670\ Kg/cm^2$ pour $\phi > 20$mm.

Acier doux : $\bar{\sigma}'_a = 1150\ Kg/cm^2$

Contrainte d'adherence admissible :

Zône d'ancrage normale $\bar{\tau}_d = 1{,}25 \cdot \Psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$

" " " en pleine masse $\bar{\tau}_d = 2 \cdot \Psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$

Ψ : coef^{t} de scellement et a pour valeurs

Acier H.A : $\Psi_d = 1{,}5$ Acier doux : $\Psi_d = 1$

$\bar{\tau}_d$ (Kg/cm²)	Acier H.A.	Aciers doux
Ancrage Normale	17,91	7,96
Ancrage en. pleine m.	28,66	12,74

Recourrement des barres droites :

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extremités de chevauchement sur une longueur l_r :

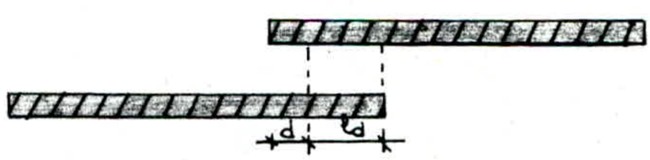
- $l_r = l_d$ pour $d < 5\phi$.
- $l_r = l_d + d$ pour $d > 5\phi$

d : distance entre axes des barres

l_d : longueur de scellement droit

$l_d = \frac{\phi}{4}\cdot\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$ en traction

$l_d = \frac{\phi}{4}\cdot\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\tau}_d}$ en compression (avec $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3}\cdot\sigma_{en}$)



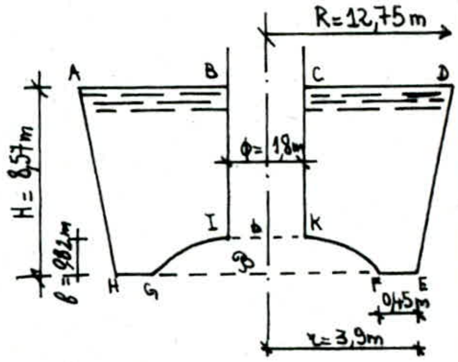
ϕ : diametre nominal de la barre.

Chapitre : 3

AVANT METRE

Nous allons dans un premier lieu calculer le volume d'eau utile ensuite determiner le poids de l'ouvrage.

A_ Determination du volume d'eau utile



Exposé de la methode

Nous calculons le volume du cône ADEH :

$V_{ADEH} = \frac{\pi}{3} \cdot H \cdot (R^2 + r + R \cdot r)$

le volume de la cheminée est :

$V_{BCKI} = (H - f) \cdot \pi \cdot \frac{\Phi^2}{4}$.

et enfin le volume de l'hemisphere est donné par :

$V_{hem} = V_{IKFG} = f \cdot \frac{B + b}{2}$

B : section du plus grand cercle.

b : section du plus petit cercle.

f : hauteur entre les deux cercles.

Volume de l'eau utile :

$V_e = V_{ADEH} - (V_{BCKI} + V_{IKFG})$

Application de la méthode :

$V_{ADEH} = \frac{\pi}{3} \cdot 8{,}57 \cdot (12{,}75^2 + 3{,}9^2 + 3{,}9 \cdot 12{,}75) = 2041{,}67\ m^3$

$V_{BCKI} = \pi \cdot \frac{1{,}8^2}{4} \cdot (8{,}57 - 0{,}82) = 19{,}72\ m^3$

$V_{IKFG} = 0{,}82 \cdot \frac{B + b}{2}$

$= 0{,}82 \cdot \frac{37{,}4 + 2{,}54}{2} = 16{,}37\ m^3$

$B = \pi \cdot R^2 = \pi \cdot 3{,}45^2 = 37{,}4\ m^2$

$b = \pi \cdot \frac{\Phi^2}{4} = \pi \cdot \frac{1{,}8^2}{4} = 2{,}54\ m^2$

$V_e = 2041{,}67 - (19{,}72 + 16{,}37) = 2005{,}58\ m^3$.

Resumé :

$R = 12{,}75\ m$

$H = 8{,}57\ m$

$V_e = 2005{,}58\ m^3$

B_ determination du poids de l'ouvrage

1. Poids du lanternau :

Le lanternau est composé d'une dalle circulaire reposant sur 8 poteaux liés par une ceinture à leurs bases. Son poids sera la somme de celui de ses elements :

a_ dalle circulaire : $\phi = 4{,}20\,m$; $e = 0{,}08\,m$.

d'où $P_1 = \frac{\pi}{4}.\phi^2.e.\rho_b = \frac{\pi}{4}.(4{,}2)^2.0{,}08.2{,}5 = 2{,}77t$

Etancheité + Enduit . . . . $0{,}5\,t/m^2$

Surcharge d'exploitation . . . . . $1{,}2.0{,}100\,t/m^2$

$0{,}17\,t/m^2$

d'où $P_1^* = 0{,}17.\frac{\pi}{4}.(4{,}20)^2 = 2{,}35t$

Poids de la ceinture sous dalle : $\frac{\pi}{4}.(\overline{3{,}95}^2 - \overline{3{,}7}^2).0{,}2.2{,}5 = 0{,}75t$

d'où Poids de la dalle : $P_d = P_1 + P_1^* + P_c = 2{,}77 + 2{,}35 + 0{,}75 = 5{,}87t$

b_ poteaux et ceinture sous poteaux :

On dispose de 8 poteaux 25x25 . . . $P_1' = 8.(0{,}25.0{,}25.1{,}8).2{,}5 = 2{,}25t$

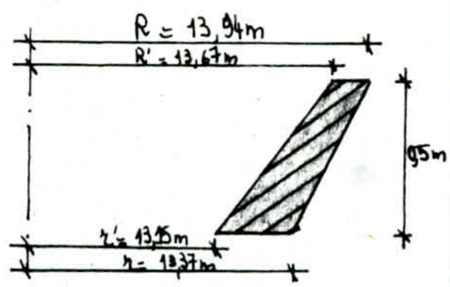
Ceinture sous poteaux . . . . $P_2'' = \frac{\pi}{4}.(4^2 - \overline{3{,}5}^2).0{,}2.2{,}5 = 1{,}62t$

$P' = P_1' + P_2'' = 3{,}87\,t$

d'où poids du lanternau : $P_L = P_d + P' = 9{,}74\,t$ $\boxed{P_L = 9{,}74t}$

2. Poids de l'acrotere

On calcule le volume du beton de l'acrotère qu'on le multiplie par $\gamma_b = 2{,}5\,t/m^3$.



$\begin{cases} R = 13{,}94\,m \\ r = 13{,}37\,m \\ H = 0{,}5\,m \end{cases}$ $\begin{cases} R' = 13{,}67\,m \\ r' = 13{,}15\,m \\ H' = 0{,}5\,m. \end{cases}$

d'où $V_1 = \frac{\pi}{3}.H.(R^2 + r^2 + R.r) = \frac{\pi}{3}.0{,}5.(\overline{13{,}9}^2 + \overline{13{,}37}^2 + \overline{13{,}9}.\overline{13{,}37}) = 292{,}07\,m^3$

$V_2 = \frac{\pi}{3}.0{,}5.(\overline{13{,}67}^2 + \overline{13{,}15}^2 + \overline{13{,}67}.\overline{13{,}15}) = 282{,}51\,m^3$

d'où $P = (V_1 - V_2).\gamma_b = 23{,}9t$ $\boxed{P_a = 23{,}9\,t}$

3. Calcul de la cheminée

$V_{ch} = \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_e^2 - \phi_i^2) \cdot h$

$V_{ch} = \frac{\pi}{4} \cdot (\overline{1{,}8}^2 - \overline{1{,}6}^2) \cdot 10{,}75 = 5{,}74\ m^3$

d'où $P'_{ch} = \gamma_b \cdot V_h = 14{,}35\,t$

- ϕ_e : diametre exterieure = 1,8 m
- ϕ_i : " " interieure = 1,6 m
- h : hauteur de la cheminée = 8,57 + 3 − 0,82 = 10,75 m.

Etancheité : $S = \pi \cdot \phi_i \cdot h = \pi \cdot 1{,}6 \cdot 10{,}75 = 54{,}03\ m^2$

d'où $P^*_{ch} = 0{,}05 \cdot S = 2{,}7\,t$ donc $P_{ch} = P'_{ch} + P^*_{ch} = 17{,}05\,t$ $\boxed{P_{ch} = 17{,}05\,t}$

4. Calcul du poids du toit

Le toit est une coupole caractérisée par les paramètres f (flèche de la coupole), r (rayon de la base de la coupole), R (rayon de la coupole).

La condition d'equilibre de la membrane nous permet de calculer ces paramètres.

Condition de coffrage : $\frac{\ell}{6} \leqslant f \leqslant \frac{\ell}{10}$ avec $\ell = 2r$ (l'Ouverture de la coupole).

On prend $f = \frac{\ell}{8} = 3{,}8$ m.

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{\overline{12{,}75}^2 + \overline{3{,}18}^2}{2 \cdot \overline{3{,}18}} = 27{,}15\ m.$$

d'où :
- Surface de la coupole pleine : $S_1 = 2\pi \cdot Rf = 542{,}47\ m^2$.
- " " à la base de la cheminée : $S_2 = \frac{\pi}{4} \cdot \phi_i^2 = 2{,}01\ m^2$
- " " effective de la coupole : $S = S_1 - S_2 = 540{,}46\ m^2$

d'où $P' = 540{,}46 \times 0{,}1 \times 2{,}5 = 135{,}115\,t$

Etancheité : Surcharge d'exploitation .... 100 kg/m²

Etancheité multicouche .... 100 "

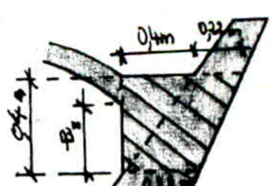
Isolation thermique .... 20 "

$0{,}1 \times 1{,}2 + 0{,}12 = 0{,}24\ t/m^2$

$P^* = S \cdot 0{,}24 = 129{,}710\,t$

donc le poids du toit : $\boxed{P_t = 264{,}82\,t}$

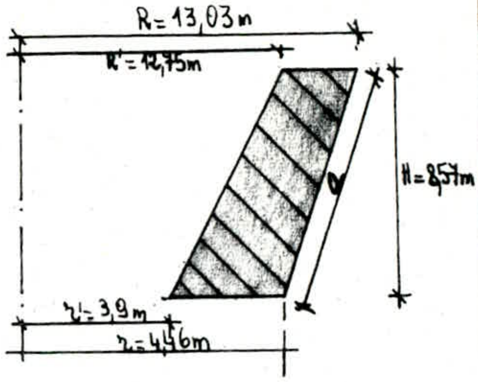
5. Calcul du poids de la ceinture superieure



$V = 2\pi \cdot R \cdot S = 2\pi \cdot 12{,}75 \left(\frac{0{,}62 + 0{,}28}{2} \cdot 0{,}4\right) = 14{,}42\ m^3$

d'où $P = V \cdot \gamma_b = 36{,}05\,t$ et $P^* = 0{,}07 \cdot 2\pi \cdot 12{,}75 \cdot 0{,}3 = 1{,}68\,t$ donc $\boxed{P = 37{,}73\,t}$

6. Calcul du poids de la paroi de la cuve



$\begin{cases} R = 13{,}03\,m \\ r = 4{,}46\,m \\ H = 8{,}57\,m \end{cases} \Rightarrow V_1 = \frac{\pi}{3}.8{,}57.(\overline{13{,}03}^2 + \overline{4{,}46}^2 + \overline{13{,}03.4{,}46}) = 2223{,}75\,m^3$

$\begin{cases} R' = 12{,}75\,m \\ r' = 3{,}9\,m \\ H = 8{,}57\,m \end{cases} \Rightarrow V_2 = \frac{\pi}{3}.8{,}57.(\overline{12{,}75}^2 + \overline{3{,}9}^2 + \overline{12{,}75.3{,}9}) = 2041{,}67\,m^3$

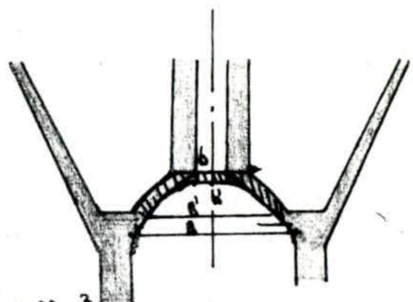
$\Rightarrow P = (V_1 - V_2).\gamma_b = 455{,}2\,t$

Etancheité : Enduit Etanche . . . . 50 kg/m²
Isolation thermique . . . . 20 "
70 kg/m²

$S = \pi.(R' - r').a = \pi.(12{,}75 - 3{,}9).12{,}37 = 343{,}92\,m^2$

$\Rightarrow P^* = 0{,}07.343{,}92 = 24{,}07\,t$

7. Hemisphere du fond :



$V_1 = \frac{B+b}{2}.0{,}82 = 16{,}37\,m^3$

$V_2 = \frac{B'+b'}{2}.h' \quad \begin{cases} B' = \pi.3^2 = 28{,}27\,m^2 \\ b' = b = 3{,}14.\overline{0{,}9}^2 = 2{,}54\,m^2 \\ h' = 0{,}62\,m \end{cases}$

$V_2 = 9{,}55\,m^3$

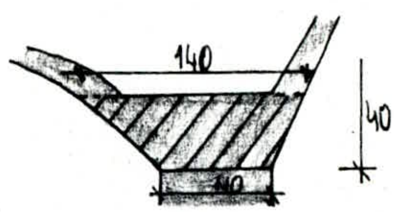
Volume de l'ouverture (Cheminée) $= \pi.\overline{0{,}9}^2.0{,}15 = 0{,}382\,m^3$

donc $V = (V_1 - V_2 - V_{ouv.}) = (16{,}37 - 9{,}55 - 0{,}382) = 6{,}438\,m^3 \Rightarrow P' = V.\gamma_b = 16{,}095\,t$

Etancheité : $P^* = 0{,}07.S = 0{,}07.2\pi.R.h = 0{,}07.2\pi.3{,}45.0{,}15 = 0{,}2275\,t$

d'où $\boxed{P = 16{,}32\,t}$

8 Ceinture inferieure :



$V = 2\pi.R.S \quad \begin{cases} R = 3{,}9\,m \\ S = \frac{1{,}40 + 0{,}4}{2} \times 0{,}4 = 0{,}36\,m^2 \end{cases}$

$V = 2\pi.3{,}9.0{,}36 = 8{,}82\,m^3$ d'où $P' = 8{,}82.2{,}5 = 22{,}05\,t$

Etancheité : $S = \pi.(\overline{3{,}9}^2 - \overline{3{,}45}^2) = 10{,}4\,m^2$

$P' = 0{,}07.S = 0{,}73\,t$

d'où $\boxed{P = 22{,}78\,t}$

9. Poids de la tour

La tour comprend le fût (en voile) et 3 dalles de repos

- Poids du fût : $P = \pi.(R^2 - r^2).\gamma_b.h$

$$\begin{cases} R = 4m \\ r = 3{,}6m \Rightarrow P = \pi.(4^2 - 3{,}6^2).27{,}1\ 2{,}5 = 646{,}71t \\ h = 27{,}1m \qquad P = 646{,}71t \end{cases}$$

- Poids des 3 dalles : $3.\frac{\pi}{4}.\left[7{,}2^2 - 5{,}2^2\right].0{,}1.2{,}5 = 14{,}61t$

Poids de la tour : $P_t = 661{,}32t$

Poids de la cuve vide : $P_v = 9{,}74 + 23{,}9 + 17{,}05 + 264{,}82 + 479{,}27 + 16{,}32 + 37{,}73 + 22{,}78$

$= 871{,}61t$

Poids de la cuve pleine : $2005{,}58 + 871{,}61 = 2877{,}19t$

Chapitre : 4

CALCUL DES ELEMENTS DE LA CUVE

1. Etude de la coupole de couverture :

Pour le calcul de notre coupole sphérique incomplète d'épaisseur constante, on utilise la theorie de l'équilibre de membrane. (Guerrin p. 388 tome 5).

On considère la partie de la coque situé au dessus d'une parallèle definie par l'angle φ, et on appelle R la resultante totale de la charge affectant cette partie de coque.

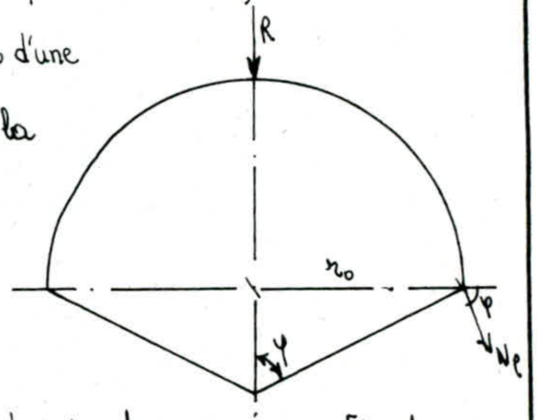
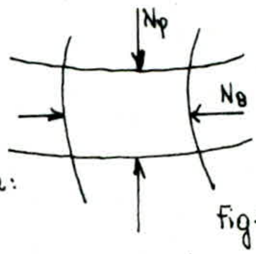


Fig. 1

On a : $2\pi r_0 . N_\varphi . \sin\varphi + R = 0$ (1)

l'equation d'équilibre de translation du poids suivant la normale donne en un point :



$$\frac{N_\varphi}{R} + \frac{N_\theta}{R} + P = 0 \quad (2)$$

Fig 2

Pour une coque sphérique incomplète d'épaisseur constante :

$$R = 2\pi . \int_{\varphi_0}^{\varphi} a^2 . p . \sin\varphi . d\varphi + 2\pi\, P a \sin\varphi_0 \quad (\text{fig } 3)$$

Des équations (1) et (2) on a :

$$N_\varphi = -ap . \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - P . \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$

$$N_\theta = ap\left(\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi\right) + P . \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$

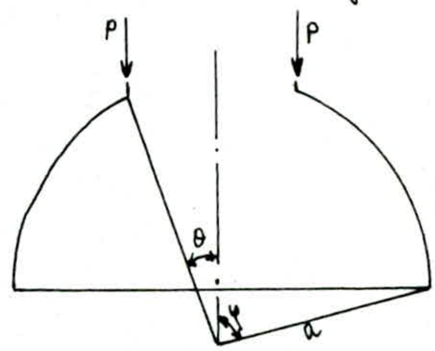


Fig 3

Application de la methode :

Poids propre	250 Kg/cm²
Etancheité	100 "
Protection	20 "
Surcharges d'exploitation	120 "
	490 kg/m²

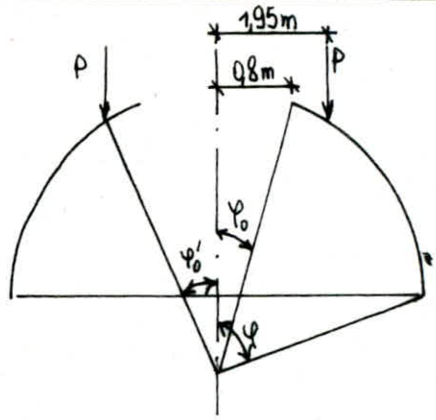
La charge $P = 9740$ Kg est repartie sur une circonference de rayon moyen $r = 1,95$ m.

$$P/ml = \frac{9740}{2\pi . 1,95} = 795 \text{ kg/ml}$$

d'où

$$\boxed{\begin{array}{l} p = 0,49 \text{ t/m}^2 \\ P = 0,795 \text{ t/ml} \end{array}}$$

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



Cas A : $tg\varphi_1 = \frac{r}{R-f} = 0{,}5319$ $\begin{cases} r = 12{,}75m \\ f = \frac{2r}{8} = 3{,}18m \\ R = 27{,}15m \end{cases}$

$\Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi_1 = 0{,}882 \\ \sin\varphi_1 = 0{,}47 \end{cases}$

$\sin\varphi_0 = \frac{0{,}8}{27{,}15} = 0{,}03 \Rightarrow \cos\varphi_0 = 0{,}999$

Cas B : $\sin\varphi_0' = \frac{1{,}95}{27{,}15} = 0{,}072$

$\cos\varphi_0' = 0{,}997$

Expressions de $N\varphi$ et N_θ :

$$N\varphi = -0{,}49 \cdot 27{,}15 \cdot \frac{0{,}999 - 0{,}882}{0{,}47^2} - 0{,}795 \cdot \frac{0{,}072}{0{,}47^2} = -7{,}305\ t/ml$$

$$N_\theta = 0{,}49 \cdot 27{,}15 \cdot \left[\frac{0{,}999 - 0{,}882}{0{,}47^2} - 0{,}882\right] + 0{,}795 \cdot \frac{0{,}072}{0{,}47^2} = -4{,}428\ t/ml$$

Contrainte maximale dans le beton :

$$\sigma_b' = \frac{N\varphi}{100 \cdot e} = \frac{7{,}305 \cdot 10^3}{100 \cdot 10} = 7{,}305\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_{b0}'$$

Contrainte de cisaillement du beton :

$V = N\varphi \cdot \sin\varphi_1 = 7{,}305 \cdot 0{,}47 = 3{,}433\ t/ml \Rightarrow \tau_b = \frac{V}{100 \cdot e} = \frac{3433}{100 \cdot 10} = 3{,}433\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$

Armatures treillis soudées au milieu de l'epaisseur.

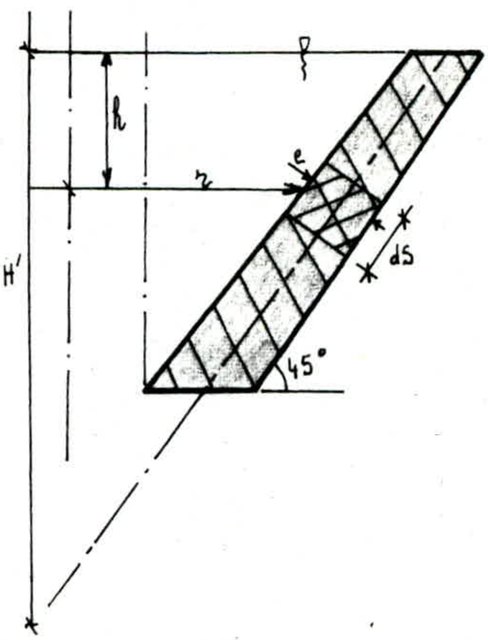
- Meridiennes $A' = 0{,}3\%$ de la section du beton $= 0{,}3 \cdot e = 3\ cm^2/ml$: 8T8/ml
- Paralleles : $A'' = 0{,}5A' = 1{,}5\ cm^2/ml$: 8T8/ml.

Sur les appuis on aura un quadrillage $\Phi 10$ d'espacement $e' = 15$ cm pour la jonction coupole - ceinture superieure le ferraillage sera renforcé par des armatures meridiennes de $\Phi 10$ sur une longueur $d = 1{,}4$ m.

2. Etude de la paroi de la cuve :

Exposé de la methode :

Soit un element ds de la paroi de la cuve, d'epaisseur moyenne e et de rayon moyen r. Cet element est surmonté d'une hauteur h d'eau. Donc il est sollicité par son propre poids dP et par la pression d'eau dP'.



(Fig 1)

(Fig 2)

des figures (1) et (2) on aura :

$dP = \gamma . e . dS$ $\quad \begin{cases} dH = \dfrac{\gamma . e}{tg\alpha} . dS \\ dI = \dfrac{\gamma . e}{\sin\alpha} . dS \end{cases}$ $\quad \gamma$: poids volumique du B.A.

$dP' = \delta . h . dS$ $\quad \begin{cases} dH' = \dfrac{\delta . h}{\sin\alpha} . dS \\ dI' = \dfrac{\delta . h}{tg\alpha} . dS \end{cases}$ $\quad \delta$: poids volumique de l'eau.

Les efforts dI, dI' sont des compressions dans la paroi.

Les efforts dH, dH' introduisent une composante tangente $dT = (dH + dH') . r$

donc $dT = \dfrac{r}{\sin\alpha} . (\delta h + \gamma . e . \cos\alpha) . dS$

En tenant compte de l'étancheité la formule devient :

$$dT = \left(\frac{\delta . h}{\sin\alpha} + \frac{0{,}07}{tg\alpha} + \frac{\gamma . e}{tg\alpha} \right) . r . dS \qquad \text{avec } dS = \sqrt{2} . dr$$

d'où $dT = (\delta . h . \sqrt{2} + \gamma . e + 0{,}07) . \sqrt{2} . r . dr$

la pente du parement étant de 45°, on peut écrire :

$$tg\alpha = \frac{H' - h}{r} = 1 \Rightarrow H' - h = r \Rightarrow h = H' - r \text{ avec } H' = 12{,}75 + \frac{0{,}28}{2} = 12{,}89 \text{ m}$$

donc $h = 12{,}89 - r$

La formule devient donc avec : $\delta = 1{,}2\ t/m^3$; $\gamma = 2{,}5\ t/m^3$

$$\boxed{T = (3{,}535 . e - 2{,}4 . r + 31{,}035) . r . dr}$$

Tous les resultats ainsi que le ferraillage sont regroupés dans le tableau "1".

Le ferraillage pour chaque tranche est $A = \dfrac{T}{\bar{\sigma}_a}$

L'épaisseur moyenne est calculée directement sur le plan à l'echelle.

<u>Contrainte de traction du béton:</u>

La contrainte de traction dans la paroi est calculée à partir de la section homogenisée :

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

D'après "le cahier de charges applicable à la construction des reservoirs et cuves en B.A. - Annales de l'ITBTP N° 223-224 Juillet-Aout 1966" : La contrainte de traction calculée dans la section totale rendue homogène d'une paroi en contact avec le liquide ne devra pas exceder la valeur σ' definie par l'expression : $\sigma'_{bh} \leq \bar{\sigma}'_{bh} = \theta . \sigma'_{28}$.

$\theta = 1$ cas de traction simple

$\sigma'_{28} = 22b$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_{bt} = 1.22 = 22b = 22,4 \text{ kg/cm}^2$$

TRANCHES		h (m)	e (m)	z (m)	T (t)	Φ (mm)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm²)	A cal (cm²)	A réelle (cm²)	nTΦ	σ_b (kg/cm²)
1	0 - 0,57	0,285	0,2	12,605	10,705	14	1935	5,532	6,16	4T14	5,11
2	0,57 - 1,57	1,07	0,23	11,82	41,134	"	"	21,25	21,56	14T14	15,68
3	1,57 - 2,57	2,07	0,25	10,82	64,387	"	"	33,27	33,88	22T14	21,4
4	2,57 - 3,57	3,07	0,27	9,82	82,698	20	1700	48,64	69,08	22T20	22,13
5	3,57 - 4,57	4,07	0,3	8,82	96,38	"	"	56,69	87,92	28T20	22,31
6	4,57 - 5,57	5,07	0,317	7,82	104,69	"	"	61,58	100,48	32T20	22,38
7	5,57 - 6,57	6,07	0,334	6,82	108,081	"	"	63,57	100,48	32T20	22,29
8	6,57 - 7,57	7,07	0,36	5,82	106,736	"	"	62,78	81,64	26T20	22,12
9	7,57 - 8,57	8,07	0,384	4,82	100,373	"	"	59,04	62,8	20T20	20,98

"Tableau 1"

Verification des contraintes :

$$\sigma_a \leqslant \min \begin{cases} 2/3 \cdot \sigma_{en} \\ \max \begin{cases} \sigma_1 = \dfrac{K\eta}{\Phi} \cdot \dfrac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} + 300\eta \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\dfrac{K\eta}{\Phi} \cdot \bar{\sigma}_b} + 300\eta \end{cases} \end{cases}$$

Les valeurs de σ_1 sont toujours inferieures à σ_2. On aura

$$\sigma_a \leqslant \min \begin{cases} 2/3 \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\dfrac{K\eta}{\Phi} \cdot \bar{\sigma}_b} + 300\eta = 2113,11 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$\eta = 1,6$ (H.A.)
$\Phi = 20$ mm
$K = 10^6$ (paroi noyé dans l'eau).
$\bar{\sigma}_b = 58,b$ (beton peu controlé dosé à 350 kg).

donc c'est verifié.

σ_b : la contrainte du beton en traction ne doit pas exceder, d'après "le cahier de charges" la valeur 22,4 kg/cm².

Toutes les valeurs de σ_b du tableau verifient cette condition.

Verification à la non fragilité :

On calculera le pourcentage d'acier. Il est inutile de faire la verification pour toutes les tranches de la paroi, mais seulement la tranche la plus defavorable c.a.d celle qui contient le plus d'acier.

Dans notre cas, c'est la tranche 6 :

$$A = 100,48 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{A}{B} = \frac{100,48}{4483,05} = 2,24\% \geqslant 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot \frac{22,4}{4200} = 0,37\%.$$

C'est verifié.

Effort Normal

l'effort Normal est donné par :

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

$$dN = \left(\frac{\delta h}{tg\alpha}.dS + \frac{\gamma.e}{\sin\alpha}.dS + \frac{0{,}07}{\sin\alpha}.dS\right).2\pi r$$

$$dN = \left[1{,}2.(12{,}89 - r).2.\sqrt{2} + 2{,}5.4.e + 0{,}07.2.2\right].\pi.r.dr$$

$$\boxed{N = \left[10.e - 3{,}4.r + 44{,}03\right].\pi.r.dr}$$

l'effort normal N est calculé en utilisant l'expression ci-dessute en lui ajoutant les efforts normaux des tranches superieures. Sans oublier d'ajouter à l'effort de la 1ère tranche, celui transmis par l'acrotère, la coupole et la ceinture superieure.

$$N_0 = N_{01} + N_{02} + N_{03} \qquad \begin{cases} N_{01} = \frac{P_c}{\cos 45} = P_c.\sqrt{2} = 37{,}73.\sqrt{2} = 53{,}36\,t \\ N_{02} = \frac{P_a}{\cos 45} = P_a.\sqrt{2} = 23{,}9.\sqrt{2} = 33{,}8\,t \\ N_{03} = \frac{N_p.\sin\varphi.2\pi r}{\cos 45} = 389\,t \end{cases}$$

$$N_0 = 476{,}16\,t$$

Contrainte de compression du beton :

La contrainte de compression du beton dans chaque anneau est : $\sigma_b' = \frac{\Sigma N}{S}$

S : Section transversale de la paroi de la cuve à la côte considerée :

$$S = 2\pi r.\frac{e_i}{\cos\alpha} = 2\pi r.\sqrt{2}.e_i = 8{,}885.e_i.r$$

Tranches		h (m)	r (m)	e (m)	N (t)	ΣN (t)	S (cm²)	σb (kg/cm²)	nTφ	A' réelle (cm²)
1	0-0,57	0,285	12,605	0,2	71,62	547,78	22,4	2,44	(2x10) T14	30,78
2	0,57-1,57	1,07	11,82	0,23	228,074	775,854	24,15	3,21	(2x10) T14	"
3	1,57-2,57	2,07	10,82	0,25	331,15	1107,004	24,03	4,6	(2x10) T14	"
4	2,57-3,57	3,07	9,82	0,27	411,606	1518,61	23,55	6,45	(2x10) T14	"
5	3,57-4,57	4,07	8,82	0,30	472,214	1990,824	23,51	8,46	(2x10) T14	"
6	4,57-5,57	5,07	7,82	0,317	506,38	2497,204	22,02	11,34	(2x5) T14	15,39
7	5,57-6,57	6,07	6,82	0,334	518,115	3015,319	20,24	14,89	"	"
8	6,57-7,57	7,07	5,82	0,36	509,065	3524,384	18,62	18,92	"	"
9	7,57-8,57	8,07	4,82	0,384	476,715	4001,1	16,44	24,33	"	"

Remarques : • La contrainte de compression du beton reste toujours inferieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}'_{bo} = 76{,}5\ kg/cm^2$.

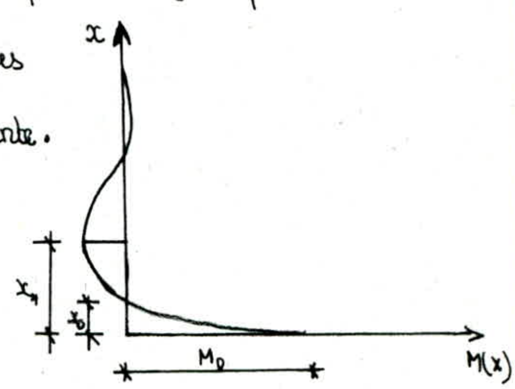
• D'après le cahier de charges applicable à la construction des reservoirs et cuves en B.A : " Quelque soit le resultat des calculs, il est prèvu des armatures de repartition qui auront, par unité de longueur, une section totale au moins égale au $\left(\frac{1}{4}\right)$ de celle des armatures principales".

• " Dans le cas des parois tendues des reservoirs ou cuves à axe de revolution, lorsque l'épaisseur de la paroi dépassera 15 cm, les armatures principales et les aciers de repartition seront disposées en deux nappes distinctes, de façon à former un double quadrillage. Chaque quadrillage sera placé à proximité de l'une et de l'autre des surfaces de la paroi, en respectant les épaisseurs minimales d'enrobage".

• " La section totale des armatures de répartition devra varier progressivement afin d'eviter les fissures de desolidarisation."

Calcul de la paroi inferieure :

Dans le calcul precedent, on a negligé l'influence de l'encastrement de l'extremité inferieure sur le fond qui entrave, dans une certaine mesure, la deformation des parois sous l'influence des efforts tangents calculés precedemment. On appliquera la methode Hangan - Soare (exposée dans le livre GUERRIN Tome 6) qui admet que l'encastrement est élastique. Tout au moins cette methode est theoriquement conçue pour les cuves à épaisseur constante, mais même pour des épaisseurs variables elle reste satisfaisante.



Calcul :

Moment à l'encastrement inferieur :

$$M_0 = K.\delta.h^3 = K.(1{,}2.\bar{\omega}).h^3$$

K : constante donnée par l'abaque (Guerrin tome 6). en fonction $(\beta h, \frac{e}{e'})$

e : épaisseur de la paroi au voisinage du fond ($e = 56{,}56$ cm)

e' : épaisseur du fond : hemisphère du fond. ($e' = 0{,}15$ m).

h : hauteur maximale de l'eau. ($h = 8{,}57$ m)

$\beta = \frac{\sqrt[4]{3.(1-\nu^2)}}{\sqrt{R.e}}$ (donnée à la page 211 Guerrin t6)

ν : coef^t de poisson $= 0{,}15$

R : rayon au voisinage du cône de fond (3,3 m)

$\beta = \frac{\sqrt[4]{3.(1-0{,}15^2)}}{\sqrt{3{,}3.0{,}56}} = 0{,}96$

$\left.\begin{array}{l} \beta.h = 0{,}96 . 8{,}57 = 8{,}22 \\ \frac{e}{e'} = \frac{0{,}56}{0{,}15} = 3{,}74 \end{array}\right\} \Rightarrow K = 0{,}0008$

d'où $M_0 = 0{,}0008 . (1{,}2 . 10^3) . (8{,}57)^3 = 604{,}25$ kg.m

Pour le ferraillage on prend $h_t = 56$ cm $\Rightarrow h = 50$ cm

le bras de levier du couple élastique $z = \frac{7}{8} . h = 43{,}75$ cm

$A = \frac{M_0}{z . \bar{\sigma}_a} = \frac{604{,}25 . 10^2}{43{,}75 . 1935} = 0{,}71 \text{ cm}^2$ $\qquad A = 2T14 = 3{,}08 \text{ cm}^2$

Donc l'armature de répartition est largement suffisante (2x7 T14)

L'abscisse du moment fléchissant nul

$x_0 = K_0 . h$ $\qquad K_0$: coef^t donné par l'abaque A.G. p230 en fonction de βh et $\frac{e}{e_0}$

$K_0 = 0{,}014$ donc $x_0 = 0{,}014 \times 8{,}57 = 0{,}12$ m.

Moment fléchissant maximal :

$M' = -K' . (1{,}2\,\bar{\omega}) . h^3$ $\qquad K'$: coef^t donné par l'abaque A.G p232 en fonction de βh et $\frac{e}{e'}$

$K' = 0{,}0022 \Rightarrow M' = -0{,}0022 . (1{,}2 . 10^3) . (8{,}57)^3 = 1661{,}67$ kgm/ml

Abscisse du moment négatif minimal :

$x_1 = K_1 . h$ l'abaque (A.G p231) donne $K_1 \Rightarrow K_1 = 0{,}11$

d'où $x_1 = 0{,}11 . 8{,}57 = 0{,}94$ m $\qquad$ l'épaisseur de la paroi en x_1 est : $e = 37$ cm

d'où $h_t = 37$ cm $\Rightarrow h = 33$ cm.

La section d'armatures tendues en x_1 est $A = \frac{166\,167}{\frac{7}{8} . 33 . 1935} = 2{,}97 \text{ cm}^2$

la section d'armatures longitudinales est largement suffisante.

Abscisse de l'effort maximal suivant les cerces:

$x_2 = K_2 . h$ K_2: est donné par l'abacque p233.

$K_2 = 0{,}23 \Rightarrow x_2 = 0{,}23 . 8{,}57 = 1{,}97\, m$

l'épaisseur en x_2 : $e_2 = 35\, cm \Rightarrow h_t = 35\, cm \Rightarrow h = 31\, cm$

le rayon moyen en x_2 : $r = 6{,}32\, m$

pour une tranche de 1,00 m $(dr = 1)$

$$T = (3{,}535 . 0{,}35 - 2{,}4 . 6{,}32 + 31{,}035) . 6{,}32 . 1 = 108{,}08\, t$$

Remarque : Cet effort est le même trouvé precedement, le ferraillage est donc suffisant.

3- Calcul de la ceinture superieure :

Elle a pour rôle d'équilibrer la composante horizontale de la poussée de la coupole de la couverture et de l'acrotère et une poussée Q_2 du poids de l'eau.

$Q_1 = N_\varphi . \cos\varphi_1 = 7{,}305 . 0{,}882 = 6{,}44\, t/ml$.

La poussée de l'eau atteint au point inferieure de la ceinture.

$Q_2 = \bar{\omega} . \frac{H^2}{2}$ avec $\bar{\omega} = 1{,}2 \times 1 = 1{,}2\, t/ml$ (elle est majorée car c'est une surcharge variable).

$Q_2 = 1{,}2 . \frac{\overline{0{,}3}^2}{2} = 0{,}054\, t/ml$ $H = 0{,}3\, m$ (hauteur de la ceinture).

Poids de l'acrotère :

$$\left.\begin{array}{l} P = 23{,}9\, t \\ p = 2\pi . r = 2\pi . 12{,}75 = 80{,}11\, m \end{array}\right\} \Rightarrow Q_3 = \frac{P}{p} = 0{,}298\, t/ml$$

la traction dans la ceinture :

$T = Q . r = (6{,}44 + 0{,}054 + 0{,}298) . 12{,}75 = 86{,}6\, t$

$\bar{\sigma}_a = 1700\, Kg/cm^2$

$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{86600}{1700} = 50{,}94\, cm^2 \Rightarrow A = 17\, T20 = 53{,}38\, cm^2$

Verification à la non fragilité :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B} \quad \left\{\begin{array}{l} A = 53{,}38\, cm^2 \\ B = 1800\, cm^2 \end{array}\right. \Rightarrow \bar{\omega}_f = \frac{53{,}38}{1800} = 2{,}96\% > 0{,}37\%$$

c'est vérifié.

Verification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \frac{2}{3}\cdot\sigma_{en} = 2800\ kg/cm^2 \\ \max \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 = 2{,}4\cdot\sqrt{\frac{K\eta}{\Phi}\cdot\sigma_b} + 300\eta = 2113{,}11 \end{cases} \end{cases}$$

c'est verifié.

$K = 10^6$ (paroi noyé dans l'eau)
$\eta = 1{,}6$
$\Phi = 20$
$\bar{\sigma}_b = 5{,}8$ b

4. Calcul de la cheminée :

$H_{eau} = 8{,}57 - 0{,}82 = 7{,}75\ m$

la cheminée est soumise à la compression sous l'effet de la poussée d'eau.

$\omega = 1{,}2\ t/m^3$

$q = \omega.H = 1{,}2.7{,}75 = 9{,}3\ t/m^2$

Soit une hauteur de 1 m , l'effort de compression resultant est :

$$H = q.r = 9{,}3 . 0{,}9 . 1 = 8{,}37\ t \quad \Rightarrow A = \frac{H}{\bar{\sigma}_a} = \frac{8370}{1700} = 4{,}92\ cm^2$$

la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = \frac{8370}{100.10} = 8{,}37 < \bar{\sigma}'_{bo}$$

Ferraillage : le feraillage est forfaitaire, car la contrainte de compression est très petite devant la contrainte de compression admissible.

Cerces : $A' = 0{,}3 . 10 = 3\ cm^2$: 2.4T8 /ml

A. vert. : $\frac{1}{2}A' = 1{,}5\ cm^2$: 4 T8 /ml

N.B : Ces armatures ont pour but de combattre et à empecher les fissurations qu'à assurer la résistance proprement dite.

5. Calcul de la coupole inferieure :

le même calcul se fera que pour la coupole du toit. L'épaisseur de la coupole est 15 cm. Condition de coffrage : $\frac{l}{6} \leq f \leq \frac{l}{10}$ avec $l = 2r = 2.3{,}45 = 6{,}9\ m$

$$f = \frac{l}{8} = \frac{6{,}9}{8} = 0{,}862\ m.$$

le rayon de la coupole est determiné par :

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = \frac{3{,}45^2 + 0{,}862^2}{2.0{,}862} = 7{,}33\ m$$

On rappelle les formules données par TIMOSHENKO :

$$N_\varphi = -p \cdot R \cdot \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - P \cdot \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$

$$N_\theta = p \cdot R \cdot \left(\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi \right) + P \cdot \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$

Charges à prendre en compte :

Poids propre	250 kg/m^2
Etancheité	100 "
Protection	20 "
Poids d'eau moyen	$1200 \cdot 8{,}42 = 10104\ kg/m^2$
	10474 kg/m^2

Charge repartie de la cheminée par ml :

hauteur de la cheminée : $8{,}57 + 3{,}18 - 0{,}862 = 10{,}888$ m.

avec $\begin{cases} f_1 = 3{,}18 : \text{fleche de la coupole superieure.} \\ f_2 = 0{,}862 : \text{" " " inferieure.} \end{cases}$

d'où le poids de la cheminée (deja calculé) : 17,05t repartie sur une circonference de rayon moyen = 0,85m.

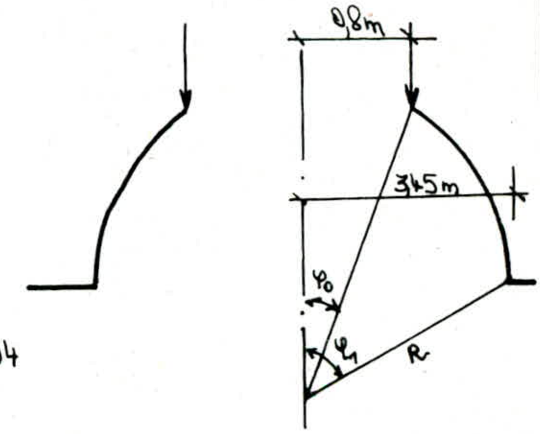
$$\Rightarrow P_{/ml} = \frac{17{,}05}{2\pi \cdot 0{,}85} = 3{,}19\ t/ml$$

$$\boxed{\begin{array}{l} P/ml = 3{,}19\ t/ml \\ p = 10{,}474\ t/m^2 \end{array}}$$

Calcul de φ_0 et φ_1 :

φ_0 : bord superieure de la coupole.

φ_1 : " inferieure " " ".



On a : $\sin\varphi_1 = \frac{3{,}45}{R} = \frac{3{,}45}{7{,}33} = 0{,}47$

$\cos\varphi_1 = 0{,}882$

$\sin\varphi_0 = \frac{0{,}8}{7{,}33} = 0{,}109 \Rightarrow \cos\varphi_0 = 0{,}994$

Expression de N_φ et N_θ :

$$N_\varphi = -10{,}474 \cdot 7{,}33 \cdot \frac{0{,}994 - 0{,}882}{0{,}47^2} - 3{,}19 \cdot \frac{0{,}109}{0{,}47^2} = -40{,}5\ t/ml$$

$$N_\theta = 10{,}474 \cdot 7{,}33 \cdot \left(\frac{0{,}994 - 0{,}882}{0{,}47^2} - 0{,}896\right) + 3{,}19 \cdot \frac{0{,}109}{0{,}47^2} = -28{,}29\ t/ml.$$

Contrainte maximale dans le béton :

$$\sigma_b' = \frac{N\varphi}{100.e} = \frac{40{,}50 \cdot 10^3}{100.15} = 27\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_{b_0}'$$

Contrainte tangente du beton

$$\tau_b = \frac{N\varphi . \sin\varphi}{100.e} = \frac{40{,}50 . 10^3 . 0{,}47}{100.15} = 12{,}69\ kg/cm^2 \leq 22{,}2\ kg/cm^2$$

Armatures :

- Meridiennes : $A' = 0{,}5\%$ de la section du beton : $0{,}5.15 = 7{,}5\ cm^2$: $2\times 6T12/ml$
- Parallèles : $A'' = \frac{1}{2} . A' = 2{,}25\ cm^2$: $2\times 6T10/ml$

C'est une coupole moyennement chargée ; le feraillage prevu aura tendance à s'opposer : - aux efforts de retrait - de dissymetrie ainsi qu'aux variations de pressions d'eau.

6. Calcul de la ceinture inferieure :

N' : effort de compression à la base du tronc de cône.

N'' : " Normal dans la coupole du fond.

$N' = 4001{,}1\ t \Rightarrow N' = \frac{4001{,}1}{2\pi . 3{,}85} = 165{,}4\ t$

$N'' = 40{,}50\ t/ml$

$$\begin{cases} Q' = N' . \frac{\sqrt{2}}{2} = 116{,}95\ t/ml \\ V' = 116{,}95\ t/ml. \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q'' = N'' . \cos\varphi_1 = 40{,}50 . 0{,}882 = 35{,}72\ t/ml \\ V'' = N'' . \sin\varphi_1 = 40{,}50 . 0{,}47 = 19{,}03\ t/ml \end{cases}$$

$Q' - Q'' = 81{,}23\ t/ml.$

l'effort tangentiel : $C' = 81{,}23 . 3{,}85 = 312{,}73\ t$

Pour le calcul des armatures ; certains constructeurs cherchant à équilibrer la compression due au tronc de cône et la traction due à la coupole de fond de manière à obtenir un état de tension aussi voisin que possible de l'état neutre. Certains considerent que l'on ne doit pas composer les deux poussées horizontales et ne prendre en compte que la traction due à la calotte de fond interieure car ils ont constaté des fissures radiales au niveau du tronc de cône au voisinage de la ceinture dans quelques reservoirs où précisement l'armature de ceinture avait été calculée en admettant une compensation partielle des poussées.

Au total, devant se placer dans les conditions où le risque est le plus grand, il parait prudent de calculer la ceinture pour la plus grande des deux poussées :

- Soit traction de la coupole de fond.
- Soit difference entre la compression du tronc de cône et la traction de la coupole.

a - Traction de la coupole :

Remarque : Mr Bonneville a fait la remarque que le ferraillage de la ceinture basse est excessif, et les fissurations sont dûes à des moments residuels dans la ceinture.

$Q'' = 35{,}72\ t/ml$

$\Rightarrow T = Q''.r = 35{,}72 . 3{,}85 = 137{,}522\,t$

$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{137{,}522 . 10^3}{1700} = 80{,}89\ cm^2$: $A = 26\,T20 = 81{,}64\ cm^2$

b - difference entre la compression du tronc de cône et la traction de la coupole :

$Q' - Q'' = 81{,}23\,t$

l'effort tangentiel : $C' = 81{,}23 . 3{,}85 = 312{,}735\,t$

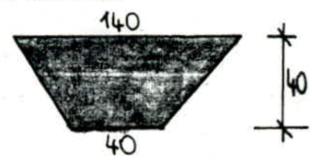
d'où : $A' = \frac{1}{15}\left(\frac{C'}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B\right) = \frac{1}{15}\left(\frac{312735}{76{,}5} - 3600\right)$
$= 32{,}53\ cm^2$

d'où $A : 11\,T20 = 34{,}54\ cm^2$

B : section de la ceinture

$B = \frac{140+40}{2} \times 40$

$B = 3600\ cm^2$



On prendra donc : $A = 26\,T20 = 81{,}64\ cm^2$

Verification à la fissuration : c'est verifié

Verification à la non fragilité :

$A = 81{,}64\ cm^2$ $B = 3600\ cm^2$

$\omega_f = \frac{A}{B} = \frac{81{,}64}{3600} = 2{,}26\% > 0{,}36\ \%$ c'est verifié

Calcul du lanternau

1) Dalle de couverture du lanternau :

$R = 2{,}1\ m$

$e_p = 8\ cm$

charges en compte : - Poids propre - surcharge (neige, materiel geodesique ...)

ces charges engendrent generalement des moments negligeables, on choisit donc un ferraillage forfaitaire :

$A_{inf} = A_{sup} = 4T10\,/\,ml$

Cerces : $5T10\,/\,ml$

2) Poteaux :

dimensions : 25x25 cm   la section d'acier forfaitaire : $4T10/_{ml}$

3) Ceinture superieure sous dalle :

A. verticale : $8T10/ml$

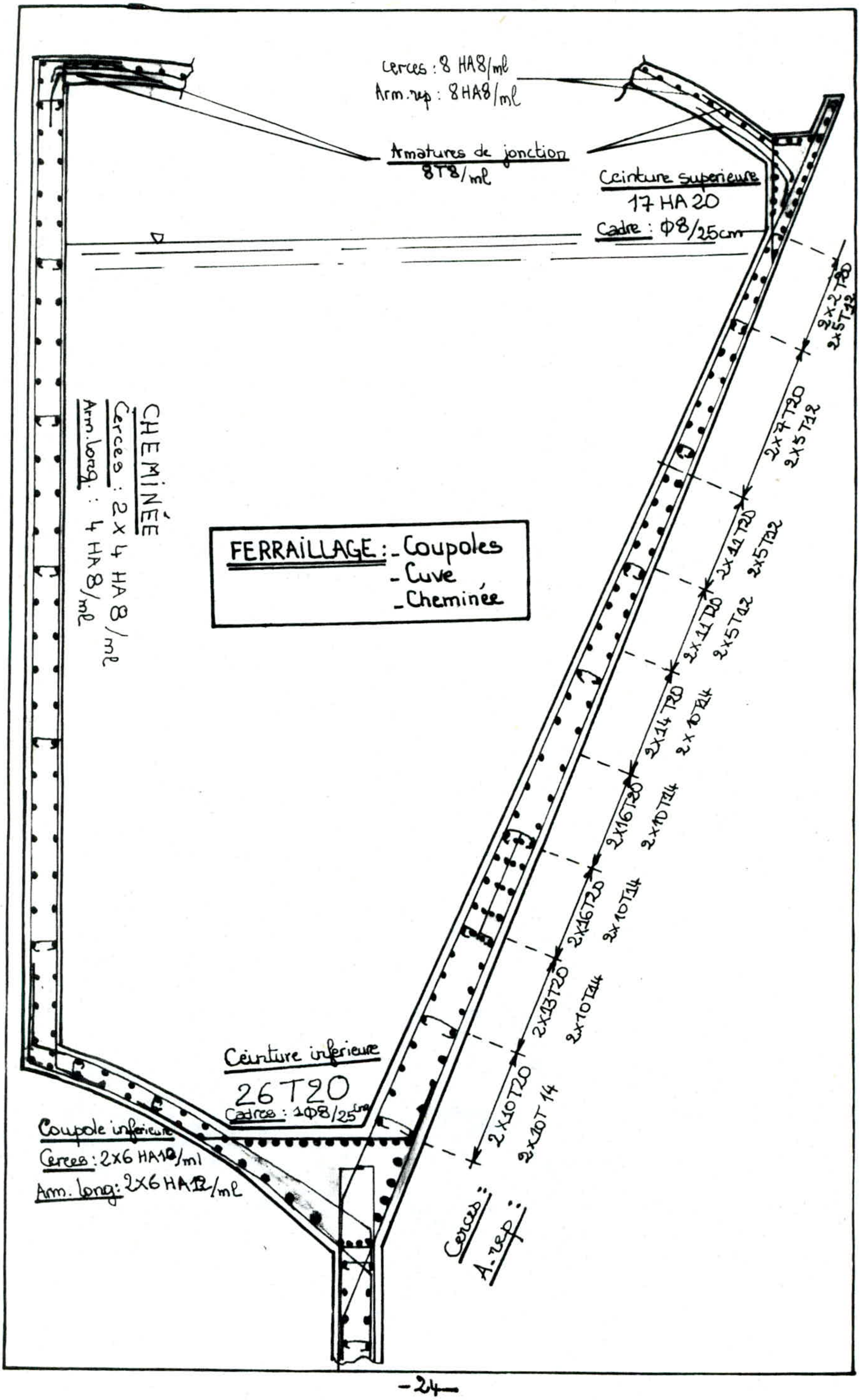
A. horiz. (cerces) : $8\ T10/ml$

c'est le même ferraillage adopté pour la ceinture inferieure sous poteaux.

Acrotère :

l'effet du vent sur l'acrotère est negligeable, la contrainte de compression à la base de son encastrement est très faible ; elle sera armée par le prolongement des aciers de la cuve, soit une section qui correspond à $5T10/_{ml} = A_{vert.}$

Cerces : 2 ou 3 T10


Cerces : 8 HA8/ml
Arm. rep : 8 HA8/ml
Armatures de jonction
8T8/ml
Ceinture superieure
17 HA 20
Cadre : Φ8/25cm
CHEMINÉE
Cerces : 2x4 HA 8/ml
Arm. long : 4 HA 8/ml
FERRAILLAGE : _Coupoles
_Cuve
_Cheminée
2x2T20
2x5T12
2x7T20
2x5T12
2x11T20
2x5T12
2x11T20
2x5T12
2x14T20
2x10T14
2x16T20
2x10T14
2x16T20
2x10T14
2x13T20
2x10T14
2x10T20
2x10T14
Cerces :
A. rep :
Ceinture inferieure
26T20
Cadres : 1Φ8/25cm
Coupole inferieure
Cerces : 2X6 HA12/ml
Arm. long: 2X6 HA12/ml

Chapitre : 6

ETUDE AU VENT

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

On se propose de determiner la periode avec deux methodes differentes.

1ère Methode :

Masse concentrée sur un support de masse non negligeable (Marius Diver).

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

h : hauteur du support comptée de l'encastrement au c.d.g 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).

Cuve vide :

- Dalle circulaire	$z_1 = 39,84$ m	$P_1 = 5,87$ t
- Poteaux sous dalle	$z_2 = 38,7$ m	$P_2 = 2,25$ t
- Ceinture sur coupole	$z_3 = 37,69$ m	$P_3 = 1,62$ t
- Coupole de couverture	$z_4 = 35,77$ m	$P_4 = 264,82$ t
- Acrotère	$z_5 = 34,7$ m	$P_5 = 23,9$ t
- Ceinture superieure	$z_6 = 34,27$ m	$P_6 = 37,73$ t
- Cuve	$z_7 = 29,725$ m	$P_7 = 479,27$ t
- Cheminée	$z_8 = 31,9$ m	$P_8 = 17,05$ t
- Ceinture inferieure	$z_9 = 25,22$ m	$P_9 = 22,78$ t
- Hemisphère de fond	$z_{10} = 26,18$ m	$P_{10} = 16,32$ t
		$P_T = 871,61$ t

$Z_G = \frac{\Sigma P_i z_i}{\Sigma P_i} = 31,86$m d'où $Z_G = 31,86 + 2,1 = 33,96$m

et $Z_{(eau)} = 32,71$ m.

$$p = \frac{\pi}{4}\cdot(D_e^2 - D_i^2)\cdot \delta_b = \frac{\pi}{4}\cdot(8^2 - 7{,}2^2)\cdot 2{,}5 = 23{,}86\ t/m$$

$$I = \frac{\pi}{4}\cdot(D_e^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{64}\cdot(8^4 - 7{,}2^4) = 69{,}14\ m^4 .$$

$$E_i = 2100\cdot\sqrt{\sigma_{28}'} = 2100\cdot\sqrt{102{,}300} = 367350\ kg/cm^2 .$$

a) Cuve vide + la moitié du fût :

$$Z = \frac{871{,}61\cdot 33{,}96 + 23{,}86\cdot 13{,}55\cdot 20{,}32 + 4{,}87\cdot 2\cdot 19{,}6}{871{,}61 + 23{,}86\cdot 13{,}55 + 4{,}87\cdot 2} = 30{,}18\,m$$

$$P' = 1204{,}65 + \frac{33}{140}\cdot 23{,}86\cdot 30{,}18 = 1374{,}38\ t$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{1374{,}38\cdot(30{,}18)^3}{3\cdot 9{,}81\cdot 691{,}4\cdot 367350}} = 0{,}446\ s$$

b) Cuve vide + $\frac{1}{3}$ fût

$$Z = \frac{871{,}61\cdot 33{,}96 + 23{,}86\cdot 9{,}03\cdot 22{,}575 + 4{,}87\cdot 23{,}1}{871{,}61 + 23{,}86\cdot 9{,}03 + 4{,}87} = 31{,}66\,m$$

$$P' = 1019{,}9 + \frac{33}{140}\cdot 23{,}86\cdot 31{,}66 = 1270\ t$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{1270\cdot(31{,}66)^3}{3\cdot 9{,}81\cdot 691{,}4\cdot 367350}} = 0{,}461\ s$$

c) Cuve pleine + $\frac{1}{2}$ fût

$$Z = \frac{1204{,}65\cdot 30{,}18 + 2005{,}58\cdot 32{,}71}{1204{,}65 + 2005{,}58} = 31{,}77\,m$$

$$P' = 3210{,}23 + \frac{33}{140}\cdot 23{,}86\cdot 31{,}76 = 3389\ t$$

$$T = 2\pi\cdot\sqrt{\frac{3389\cdot(31{,}77)^3}{3\cdot 981\cdot 691{,}4\cdot 367350}} = 0{,}760\ s$$

d) Cuve pleine + $\frac{1}{3}$ fût.

$$Z = \frac{1019{,}9\cdot 31{,}66 + 2005{,}58\cdot 32{,}71}{1019{,}9 + 2005{,}58} = 32{,}40\ m$$

$$P' = 3025{,}48 + \frac{33}{140}\cdot 23{,}86\cdot 32{,}35 = 3207{,}72\ t$$

$$T = 2\pi\cdot\sqrt{\frac{3207{,}72\cdot(32{,}4)}{3\cdot 9{,}81\cdot 691{,}4\cdot 367350}} = 0{,}761\ s$$

Deuxième methode : (Methode RAYLEIGH).

Elle est basée 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 utilisée pour le calcul de

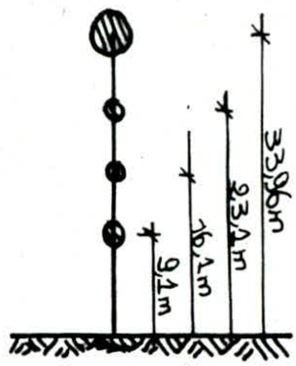
Chapitre : 5

EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE

la pulsation fondamental d'un systeme oscillant ayant un nombre limité où infini de degré de liberté.

Domaine d'application :

Elle est très utile pour la determination du premier mode fondamental, son utilisation pour le mode superieur est très laborieuse.

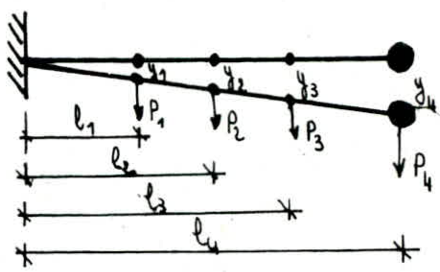


Notons que cette methode est très pratique pour un systeme oscillant ayant plusieurs degrés de liberté.

Soient P_1, P_2, P_3, P_4 les poids supposés concentrés au centre de gravité de chaque tronçon. On imagine la structure retournée de 90° dans le champ de la pesanteur. Soient y_1, y_2, y_3, y_4 les fleches prises par les diverses masses en supposant que les deformations restent entierement élastiques.

La periode est donnée par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_1^4 P_i y_i^2}{g \cdot \sum_1^4 P_i \cdot y_i}}$$



le deplacement en "i" dû à une force unitaire appliquée en "j" est donné par :

$$x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI}\left[\frac{l_i^2}{2}\cdot\left(l_j - \frac{l_i}{3}\right)\right] = \frac{\Delta ij}{EI}$$

On en deduit les deplacements : $y_i = \frac{\sum_1^4 P_i \cdot \Delta ij}{E.I}$

Calcul des differentes masses

$P_1 = 4{,}87 + 23{,}86 . 8{,}05 = 196{,}94\ t$ . . . . . . $l_1 = 9{,}1\ m$

$P_2 = 4{,}87 + 23{,}86 . 7 = 171{,}89\ t$ . . . . . . $l_2 = 16{,}1\ m$

$P_3 = 4{,}87 + 23{,}86 . 5{,}5 = 136{,}1\ t$ . . . . $l_3 = 23{,}1\ m$

$P_4 = 871{,}61 + 23{,}86 . 2 = 908{,}13\ t$ . . . . . . $l_4 = 33{,}96\ m$

a) Cuve vide :

Les valeurs de (Δij) sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

i \ j	1	2	3	4
1	251,19	541,02	830,86	1280,93
2	541,02	1391,09	2298,32	3707,13
3	830,86	2298,32	4108,79	7008,9
4	1280,93	3707,13	7008,96	13066,68

Les deplacements sont donnés par

$$y_i = \sum_{i=1}^{4} \frac{P_i \, \Delta ij}{E I}$$

$E = 367350 \text{ kg/cm}^2$

$I = 69{,}14 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} y_1 = 0{,}00558 \text{ m} \\ y_2 = 0{,}01584 \text{ m} \\ y_3 = 0{,}02946 \text{ m} \\ y_4 = 0{,}0539 \text{ m} \end{cases}$$

On en deduit donc $T = 2\pi \cdot \sqrt{\dfrac{\Sigma P_i y_i^2}{g \cdot \Sigma P_i \cdot y_i}} = 2\pi \cdot \sqrt{\dfrac{2{,}805}{9{,}8 \cdot 56{,}77}} = 0{,}44 \text{ s}$

b) Cuve pleine

On applique les mêmes formules sauf que : $P_4 = 2913{,}78$ et $l_4 = 32{,}03$ m

i \ j	1	2	3	4
1	251,19	541,02	830,86	1244,08
2	541,02	1391,09	2298,32	3591,78
3	830,86	2298,32	4108,79	6771,51
4	1244,08	3591,78	6771,51	12066,33

d'où les deplacements :

$y_1 = 0{,}0156$ m

$y_2 = 0{,}0438$ m

$y_3 = 0{,}085$ m

$y_4 = 0{,}146$ m

On en deduit la periode (cuve pleine) : $T = 2\pi \cdot \sqrt{\dfrac{63{,}49}{9{,}81 \cdot 444{,}1}} = 0{,}76 \text{ s}$

Calcul du coefficient de participation modale :

$$\eta^{(i)} = \frac{\left(\Sigma m_i \, X_i^{(i)}\right)^2}{\Sigma m_i \cdot \Sigma m_i \, X_i^{2(i)}} \Longrightarrow \begin{cases} \eta_v^{(1)} = \dfrac{(54{,}84)^2}{1195{,}727 \cdot (3{,}033)} = 83\,\% \\ \eta_p^{(1)} = \dfrac{(475{,}03)^2}{3201{,}307 \cdot (75{,}21)} = 93{,}8\,\% \end{cases}$$

le coeff^{t} de participation modale du 1er mode est superieur à 80% donc le 2^{e} mode est peu influent. $\inf(\eta_{v,p}) = 81{,}4\,\% > 80\,\%$

Les periodes les plus defavorables sont :

$$\boxed{\begin{array}{l} T_V = 0{,}44 \text{ s} \\ T_P = 0{,}76 \text{ s} \end{array}}$$

Action d'ensemble du vent :

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction, est la resultante geometrique (R) de toutes les actions (P) sur les differentes parois de la construction. La direction de $\vec{R}$ est generalement differente de celle du vent qui se decompose en :

- T : Action horizontale du vent (trainée) produisant un effet d'entrainement et de renversement.
- L : force de derive perpendiculaire à la direction du vent.

(A) Calcul de la trainée :

L'effort de trainée est donné par : $T = C_t . \beta . S . q_H . De$.

- $C_t = \gamma_0 . C_{t_0}$: (Coeft global de trainée). C_{t_0} depend de la rugosité de la surface circulaire de base. Categorie IV cylindre rugueux à base circulaire sans nervures : $C_{t_0} = 0,55$
- $\lambda = \frac{h^2}{S_t}$ (elancement) h : hauteur totale de l'ouvrage = 39,75 m (au dessus du sol)

  S_t : l'aire de la projection verticale de la surface de la construction (maitre couple) = 435,07 m².

  $\lambda = \frac{\overline{39,75}^2}{435,07} = 3,63$ donne $\gamma_0 = 1,022$ (R.NV65 p 141) donc $C_t = 1,022 . 0,55 = 0,562$
- $\beta = (1 + \xi . \tau) . \theta$: coeft de majoration dynamique, depend de la periode de resonnance liée aux effets de resonnance provoqués par les oscillations de la tour et du niveau consideré

  ξ : coeft de reponse $\xi = f(T)$ du mode fondamental d'oscillation.

  τ : coeft de pulsation, $\tau = f(h)$ determiné à chaque niveau. (R. NV65 p 83)

  θ : coeft global depend du type de construction. Dans notre cas, construction à base circulaire $\theta = 1$
- q_H : pression dynamique du vent qui est variable suivant la hauteur par rapport au sol

$$q_H = 2,5 . q_{10} . \frac{H+18}{H+60} . K_S = 175 . \frac{H+18}{H+60} . K_S \quad ; (H = z).$$

où q_{10} : pression dynamique de base à 10m de hauteur (Region II , $q_{10} = 70\ daN/m^2$)

K_S : tient compte du nombre d'implantation du chateau d'eau .

K_S : (site exposé , region II) = 1,3

. δ coeft de reduction $\rightarrow$ $\delta = f(H)$: H : niveau consideré + hauteur totale de la construction (NV65 p63).

D_e : diametre exterieur à la côte considerée .

d'où $T_{dy} = 0{,}572 \cdot (1 + \xi \cdot \tau) \cdot 1 \cdot \delta \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}75 \cdot \frac{H+18}{H+60} \cdot D_e$.

$$\boxed{T_d = 130{,}13 \cdot (1 + \xi \cdot \tau) \cdot \delta \cdot \frac{H+18}{H+60} \cdot D_e}$$

le tableau I regroupe les resultats numeriques .

B. Action perpendiculaire au vent :

Pour la prise en compte de l'action des tourbillons de "Karman", on admet que la construction est soumise à une force de dérive periodique perpendiculaire au vent et de repartition triangulaire et dont l'action est assimilée à celle d'une force statique , sa valeur maximale est donnée à chaque niveau :

$$L_{dyn} = C_L \cdot \beta' \cdot \delta' \cdot q_{cr} \cdot D_e \cdot \frac{h}{H}$$

h : côte considerée

$z = H$

où :

$C_L = 0{,}2$ coef^{t} de derive experimental (N.V. 65) .

$\delta' = 0{,}8$ coeft de reduction tenant compte de l'effet de dimension .

$\beta' = \frac{\pi}{\Delta} = 10{,}46$ coef^{t} dynamique , structure en resonnance .

$H = Z = 39{,}75\,m$ hauteur totale de la construction .

$z = h$: côte du niveau considerée comptée à partir du sol .

La resonnance se produit quand la periode de rafales du vent est égale à la periode propre de vibration de la structure selon M^{r} KARMAN .

$$T_K = \frac{D_e}{S \cdot V}$$

S : nbre de Strouhal , fonction de la rugosité de surface , de la forme de construction et de la viscosité du fluide

S = 0,2 (N.V.65 cylindre rugueux cat V) .

A la resonnance $T = T_K$ $D_e = 8 m$

$\Rightarrow V_{cr} = \frac{D_e}{S.T}$

. Les vibrations laterales doivent être compatible avec le regime laminaire du vent : $V_{cr} < 25 m/s$

Calcul de $V_{cr} = \frac{De}{S.T} = \frac{8}{0,2 . 0,44} = 90,9 > 25 m/s$

$\frac{8}{0,2 . 0,85} = 52,7 > 25 m/s$

N.B : $V_{cr} > 25 m/s$, il est inutile de faire un calcul à la resonnance.

Les efforts engendrés par le vent sont regroupés dans le tableau II.

Actions perpendiculaires au vent :

Pour la prise en compte de l'action des tourbillons de Karman(1) on admet que la construction est soumise à une force de derive periodique perpendiculaire à la direction du vent et de repartition triangulaire dont l'action est assimilée à une force statique (L dyn.)

(1) un parametre d'ecoulement d'un fluide autour d'un cylindre est $(R_e) = \frac{V.d}{\nu}$ et par consequent on tire la vitesse V d'ecoulement du fluide (Vent).
En regime laminaire pour Re très petit, il y a parfaite symetrie entre l'arrière et l'avant du cylindre.

Lorsque Re augmente, la couche limite arrière s'épaissit, et si (Re) augmente encore, un decollement se forme et donne naissance à 2 tourbillons symetriques stationnaire dont le volume augmente quand (Re) ↗

Si de nouveau Re ↗ au delà d'une certaine valeur, les tourbillons se detachent alternativement et periodiquement. Ils sont emportés par le courant et il se forme alors 2 files de tourbillons alternés dits de "KARMAN".

D'après les theories les plus couramment admises, il y'a resonnance lorsque la periode des tourbillons KARMAN coincide avec la periode propre du cylindre. Ce dernier oscille alors perpendiculairement à la direction du vent.

Un moyen d'eviter la résonnance est d'eviter la formation des tourbillons de "KARMAN" en augmentant la rugosité du cylindre. Pour une rugosité suffisamment grande les tourbillons se formeraient pour une vitesse qui en pratique n'est jamais atteinte.
Les tourbillons se formeraient pour une vitesse qui en pratique n'est jamais atteinte.
L'augmentation de v diminue la possibilité de mise en resonnance. On a donc admis arbitrairement qu'à partir de 25 m/s ; il est inutile de faire un calcul à la resonnance.

" TABLEAU I "

z (m)	C_t	τ	ξ_v	ξ_p	β_v	β_p	δ	k_s	q_H (kg/m²)	q_n (kg/m²)	q_e (kg/m²)	D_e (m)	T_{vn} (t)	T_{ve} (t)	T_{pn} (t)	T_{pe} (t)
0,00	0,562	0,36	0,50	0,70	1,18	1,25	0,75	1,3	52,5	68,25	119,43	8	271	475	292	511
2,1	"	"	"	"	"	"	"	"	56,64	73,63	128,85	"	293	512	315	551
4,2	"	"	"	"	"	"	"	"	60,51	78,66	137,65	"	312	547	336	589
6,3	"	"	"	"	"	"	"	"	64,14	83,38	145,91	"	331	580	357	624
8,4	"	"	"	"	"	"	"	"	67,54	87,8	153,65	"	349	611	375	657
10,5	"	"	"	"	"	"	"	"	70,74	91,96	160,93	"	365	640	393	689
12,6	"	0,362	"	"	"	"	"	"	73,76	95,88	167,79	"	381	667	410	718
14,7	"	0,352	"	"	1,17	1,24	"	"	76,60	99,58	174,26	"	392	687	423	740
16,8	"	0,35	"	"	"	"	"	"	79,29	103,07	180,37	"	406	711	437	766
18,9	"	0,346	"	"	"	1,24	"	"	81,84	106,39	186,18	"	419	734	448	784
21	"	0,344	"	"	"	"	"	"	84,26	109,53	191,67	"	432	756	461	807
23,1	"	0,341	"	"	"	"	"	"	86,55	112,51	196,89	"	443	776	474	829
25	"	0,338	"	"	1,16	"	"	"	88,53	115,08	201,13	"	450	787	485	848
27,1	"	0,335	"	"	"	"	"	"	90,61	117,79	206,66	12,20	702	1229	757	1324
29,2	"	0,33	"	"	"	1,23	"	"	92,6	120,38	210,66	16,46	968	1695	1035	1812
31,3	"	0,328	"	"	"	"	"	"	94,49	122,38	214,90	20,46	1227	2150	1313	2298
34,15	"	0,321	"	"	"	"	0,77	"	96,93	126,00	220,50	20,07	1648	2885	1762	3084
35,92	"	0,32	"	"	"	"	0,775	"	98,37	127,88	223,79	18,81	1215	2126	1299	2273
37,69	"	0,318	"	"	1,15	1,22	0,78	"	99,76	129,68	226,94	3,9	254	446	272	477
39,75	"	0,315	"	"	"	"	0,8	"	101,20	131,43	230	3,9	265	463	283	472

l'indice "v" indique le cas où la cuve est vide.
" "p" " " " " " pleine.

"Tableau II"

Côte z (m)	CUVE VIDE				CUVE PLEINE			
	T (t)		M (t.m)		T (t)		M (t.m)	
	S.N.	S.E.	S.N.	S.E.	S.N.	S.E.	S.N.	S.E.
0,00	23	40,25	568,9	995,4	24,74	43,29	653,1	1142,9
2,1	22,41	39,21	521,21	912,11	24,17	42,29	601,7	1052,97
4,2	21,78	38,11	474,82	830,93	23,49	41,1	551,6	965,3
6,3	21,11	36,94	429,79	754,13	22,77	39,84	503	880,25
8,4	20,4	35,7	386,21	675,86	22	38,5	456	789
10,5	19,38	34,4	344,15	602,26	21,1	36,92	365,45	639,53
12,6	18,88	33,04	303,69	531,45	20,25	35,43	322,04	563,57
14,7	18,078	31,63	264,15	462,26	19,38	33,91	280,43	490,75
16,8	17,24	30,17	227,67	398,42	18,48	32,34	240,68	421,13
18,9	16,38	28,66	192,37	336,64	17,55	30,71	206	360,5
21,0	15,49	27,1	158,91	270,1	16,6	29,05	170,1	297,67
23,1	14,58	25,51	127,34	228,845	15,62	27,33	136,24	238,42
25,0	13,65	23,88	97,7	170,97	14,62	25,58	104,49	182,85
27,1	12,45	21,78	70,3	123	13,32	23,31	75,16	131,53
29,2	10,7	18,725	46	80,5	11,44	20	49,16	86,03
31,30	8,4	14,7	25,94	45,4	8,98	15,71	27,72	48,51
34,15	4,31	7,54	7,835	13,71	4,6	8,05	8,37	14,64
35,92	1,78	3,115	2,446	4,28	1,9	3,32	2,62	4,58
37,69	0,48	0,84	0,446	0,78	0,516	0,9	0,48	0,84
39,75	0	0	0	0	0	0	0	0

Remarques : S.N : Service Normal

S.E : Service Extrême

Actions locales (Moments d'ovalisation)

- La paroi exposée au vent se deforme ou flechit sous l'effet des pressions variables du vent.

- Ces pressions ($p = Ce . q . \delta_o$) sont équilibrées par les reactions internes de cisaillement de la paroi.

$$\left(\tau = \frac{2H}{\pi} . \cos \eta \right)$$

- les efforts p et τ produisent des moments flechissants d'ovalisation.

$M_{oi} = K_i . \delta_o \, q_H . D_m^2$: moment d'ovalisation interne.

$M_{oe} = K_e . \delta_o . q_H . D_m^2$: " " " externe.

D_m : diametre moyen : $\frac{De + Di}{2}$

δ_o : coeft de dimension en ft de De.

$K_i = 0{,}061$
$K_e = 0{,}053$ } (Selon Manis Diver p.22)

Z (m)	K_i	K_e	δ_o	D_m (m)	q_H (kg/m²)	D_m^2 (m²)	M.O.N. Moi (t.m/ml)	Moe (t.m/ml)	M.O.E Moi (t.m/ml)	Moe (t.m/ml)
0	0,061	0,053	0,84	7,6	68,27	57,76	0,208	0,175	0,353	0,306
2,1	"	"	"	"	73,63	"	0,210	0,189	0,367	0,33
4,2	"	"	"	"	78,66	"	0,232	0,202	0,406	0,353
6,3	"	"	"	"	83,38	"	0,246	0,214	0,43	0,374
8,4	"	"	"	"	87,8	"	0,259	0,225	0,453	0,393
10,5	"	"	"	"	91,96	"	0,272	0,236	0,476	0,413
12,6	"	"	"	"	95,88	"	0,283	0,246	0,495	0,430
14,7	"	"	"	"	99,58	"	0,294	0,256	0,514	0,448
16,8	"	"	"	"	103,7	"	0,305	0,263	0,531	0,460
18,9	"	"	"	"	106,39	"	0,313	0,270	0,547	0,472
21	"	"	"	"	109,53	"	0,322	0,278	0,563	0,486
23,1	"	"	"	"	112,51	"	0,331	0,285	0,579	0,498
25	"	"	"		115,08	"	0,338	0,292	0,591	0,511
27,1	"	"	0,82	11,70	117,79	136,89	0,806	0,7	1,41	1,225
29,2	"	"	0,80	16,09	120,38	258,88	1,520	1,321	2,66	2,312
31,3	"	"	0,775	20,26	122,83	410,46	2,383	2,070	4,171	3,624
34,15	"	"	"	26,02	126	677	4,032	3,503	7,057	6,131
35,92	"	"	0,8	18,48	127,88	341,51	2,131	1,851	3,729	3,239
37,69	"	"	0,88	3,75	129,68	14	0,097	0,084	0,17	0,418
39,75	"	"	"	"	131,43	14	0,098	0,085	0,172	0,15

chapitre : 7

ETUDE AU SEISME

ETUDE SISMIQUE

Introduction:

• Le bassin méditaranéen est affecté par les actions sismiques, donc notre pays l'Algerie, et principalement le Nord, zône ou notre ouvrage est implanté.

• Celui-ci devra être conçu à resister et à être stable sous l'action de toutes les sollicitations extérieures, telle que le vent et principalement le Seisme.

• Le seisme qui occasionne d'importants efforts (T, M) dans la structure qui peuvent mettre en ruine la structure.

• L'evaluation de l'action sismique est assimilée à un systeme de forces statiques horizontales produisant les mêmes effets sur la construction dont la formule de base est donnée dans les reglements parasismiques Algeriens (R.P.A. 83).

• Module (V) de l'effort horizontal suivant les axes principaux:

$$V = A.D.B.Q.W$$

où: A : coeft d'acceleration des zônes, depend du groupe d'usage de la structure et de la zône sismique (Grpe 1 ; zône 2) : $A = 0,25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen pour un sol meuble:

$$D = 2.\sqrt{\frac{0,5}{T}} \quad \begin{cases} \cdot\ T = 0,445\,s \rightarrow D_v = 2,12\,s \\ \cdot\ T = 0,76\,s \Rightarrow D_p = 1,62 \end{cases}$$

B : facteur de comportement de la structure qui est en voile porteur. $B = 1/3$

Q : facteur de qualité, depend de l'hyperstaticité et de la surabondance du systeme, de ses symetries en plan, de sa regularité en elevation.

$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$ P_q : penalité qui depend de l'observation ou non du critere de qualité (q).

1. Conditions minimales des files porteuses 0,1
2. Surabondance en plan 0,1
3. Symetrie en plan 0,1
4. Regularité en elevation 0,0
5. Contrôle de qualité des materiaux 0,0
6. " " " de la construction 0,0

d'où $Q = 1{,}3$

W : poids de l'ouvrage : $W_v = 1521{,}73\,t \Rightarrow V_v = 349{,}49\,t$

$W_p = 3527{,}31\,t \Rightarrow V_p = 619{,}04\,t$

W est donné par rapport au niveau des fondations

Principe de modelisation et distribution de la force sismique en elevation :

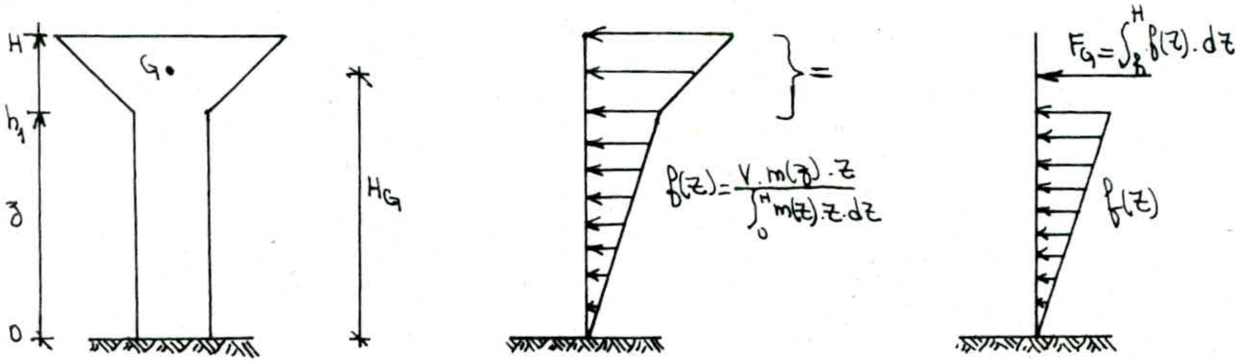
La structure est modelisée selon le reglement (R.P.A.) comme concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve.

La masse du support étant considerable, donc repartie uniformement suivant sa hauteur.

La distribution de la force sismique est : $f(z) = \dfrac{V \cdot m(z) \cdot z_{Gm}}{\sum m_i(z) \cdot z_{mi}}$

où : $m(z)$ masse considerée jusqu'au niveau (z).

z_{mG} : centre de gravité de $m(z)$.



$H = 41{,}95\,m$ $\qquad H_G = 33{,}96\,m$: Cuve vide

$h_1 = 27{,}1\,m$ $\qquad H_G = 33{,}08$: Cuve pleine

a) Cuve vide :

$M_{cuve} = 871{,}61\,t$

$M_{fût} = 661{,}32\,t$

$$f(z = 27{,}1\,m) = \frac{349{,}49 \cdot 661{,}32 \cdot 27{,}1/2}{661{,}32 \cdot \frac{27{,}1}{2} + 871{,}61 \cdot 33{,}96} = 81{,}21\,t$$

Sa distribution suivant $(z) \rightarrow 81{,}21 = \frac{27{,}1}{2} \cdot x \Rightarrow x = 5{,}993\,t$

$$F_G = \frac{871{,}61 \cdot 33{,}96 \cdot 349{,}49}{661{,}32 \cdot \frac{27{,}1}{2} + 871{,}61 \cdot 33{,}96} = 268{,}27\,t$$

b) Cuve pleine :

$M_{cp} = 2877{,}19\,t$

$$F_G\,(h_1 \leq z \leq H) = \frac{619{,}04 \cdot 2877{,}19 \cdot 33{,}08}{661{,}32 \cdot 27{,}1/2 + 2877{,}19 \cdot 33{,}08} = 565{,}77\,t$$

$$f(z = 27{,}1\,m) = \frac{619{,}04 \cdot 661{,}32 \cdot 27{,}1/2}{661{,}32 \cdot \frac{27{,}1}{2} + 2877{,}19 \cdot 33{,}08} = 53{,}26\,t$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :

Cuve vide : $T(x) = -0{,}1105 \cdot x^2 + 349{,}49$

$M(x) = -0{,}0368 \cdot x^3 + 349{,}49 \cdot x - 10577{,}55$

Cuve pleine : $T(x) = -0{,}0725 \cdot x^2 + 565{,}77$

$M(x) = -0{,}0241 \cdot x^3 + 565{,}77 \cdot x - 19677{,}75$.

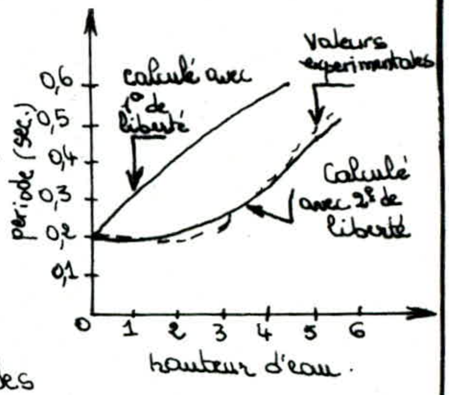
Z (m)	CUVE VIDE		CUVE PLEINE	
	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)
27,1	341,37	1838,78	560,44	4825,03
25	342,58	2415,3	561,24	5910,06
23,1	343,59	2957,94	561,9	6905,53
21	344,61	3579,06	562,57	8019,77
18,9	345,54	4220,63	563,18	9147,4
16,8	346,37	4880,61	563,72	10287,08
14,7	347,10	5556,94	564,2	11437,48
12,6	347,73	6247,59	564,62	12597,25
10,5	348,27	6950,5	564,97	13765,06
8,4	348,71	7663,64	565,26	14939,56
6,3	349,05	8384,96	565,48	16119,42
4,2	349,29	9112,42	565,64	17303,3
2,1	349,44	9843,96	565,74	18489,85
0,0	349,49	10577,55	565,77	19677,75

chapitre : 8

ETUDE DE L'EFFET HYDRODYNAMIQUE

Dans le cas d'un chateau d'eau d'une capacité au delà de 1000 m^3 (en zône II et III uniquement), il faudra tenir compte de l'effet hydrodynamique. Il s'agit (d'après les travaux de Blume et Boyce) d'affecter à une partie de l'eau un degré de liberté.

Ainsi il a eté demontré que l'erreur faite sur la periode (donc sur la reponse de la structure) dans le cas où il n'est pas tenu compte de ce degré de liberté supplementaire peut-être importante. (voir shema).



Remarque : - l'effet hydrodynamique peut majorer l'effort tranchant à la base de façon importante.

- 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 superieur à ceux trouvés, sous l'hypothese que l'eau et la cuve font un même corps.

Hypotheses de calcul :

- le liquide sera considéré comme incompressible.
- la dissipation d'energie dûe à la viscosité du fluide sera negligée.

Methode de "HOUSNER"

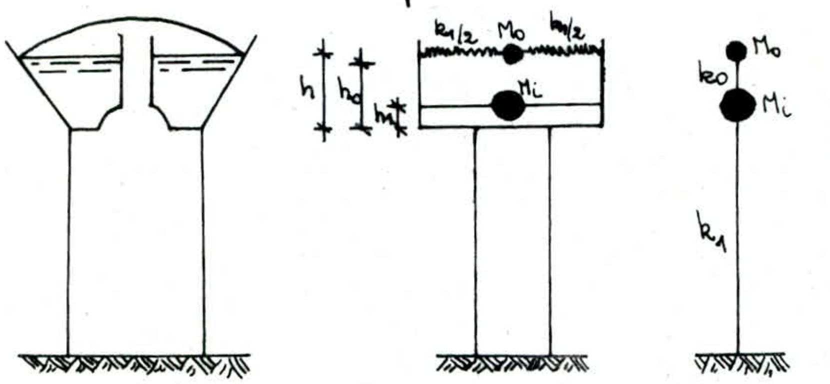
HOUSNER decompose l'action du liquide en deux :

- Action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- Action active " " " " d'oscillation.

La modelisation est representée par la fig. 1. La masse M_0 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, de raideur K_0.

Pour simplifier les calculs, on admettra que la cuve reelle peut-être remplacée par une cuve cylindrique. Son rayon est determiné par :

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



M_o : masse d'eau oscillante
M_i : " " " inerte
R : rayon du cylindre équivalent
k_1 : raideur de couplage M_o-M_i
k_o : " " de support

$$\left.\begin{aligned} V &= 2005{,}58\ m^3 \\ h &= 8{,}57\ m \end{aligned}\right\} \Rightarrow R = \sqrt{\frac{2005{,}58}{\pi . 8{,}57}} = 8{,}63\ m$$

Taux de remplissage . . . . . $\frac{h}{R} = 0{,}99 < 1{,}5$ donc on a une cuve profonde, la methode de Houzner est applicable.

Poids de l'eau . . . . $M_e = 2005{,}58 . 10^4\ N$

Poids du reservoir vide . . . . $M_r = 871{,}61\ 10^4\ N$

Poids de la tour . . . . $M_t = 661{,}32 . 10^4\ N$.

d'où les masses passives et actives :

$$M_i = M_e . \frac{th \sqrt{3} . R/h}{\sqrt{3} . R/h} + M_r + \frac{1}{2} . M_t = 2280{,}64 . 10^4\ N$$

$$M_o = M_e . 0{,}318 . \frac{R}{h} . th\left(1{,}84 . \frac{h}{R}\right) = 611{,}42 . 10^4\ N.$$

. Pulsation fondamentale de vibration du liquide (ω_o^2) :

$$\omega_o^2 = \sqrt{\frac{27}{8}} . \frac{g}{R} . th \sqrt{\frac{27}{8}} . \frac{h}{R} = 1{,}98\ (rd/s)^2$$

. Raideur du couplage entre M_o et M_i (k_1) :

$$k_1 = m_1 . \omega_o^2 = \frac{M_o}{g} . \omega_o^2 = \frac{611{,}42 . 10^4}{9{,}81} . 1{,}98 = 123{,}4 . 10^4\ N/m.$$

. Constante de rappel (k_o) :

$$k_o = \frac{P}{P'} . \frac{3EI}{\ell^3} = 2{,}86 . 10^8\ N/m$$

P : poids de la masse concentrée $= M_e + M_r = 2877{,}19 . 10^4\ N$
E : module d'elasticité $= 367{,}35 . 10^8\ N/m^2$
I : moment d'Inertie de la section transversale : $53{,}865\ m$
$P' = P + \frac{33}{140} . M_t = 3033{,}07 . 10^4\ N$
$\ell = 27{,}1\ m$

Pulsation propre des deux modes principaux de vibrations :

$$\omega^2_{I,II} = 0{,}5 \cdot \left[\frac{k_{00}}{m_0} + \frac{k_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{k_{00}}{m_0} - \frac{k_{11}}{m_1}\right)^2 + 4 \cdot \frac{k_{01} k_{01}}{m_0 \cdot m_1}} \right]$$

Où :

$$\left.\begin{array}{l} k_{11} = k_1 = 123{,}4 \cdot 10^4 \text{ N/m} \\ k_{01} = k_{10} = -k_1 = -123{,}4 \cdot 10^4 \text{ N/m} \\ k_{00} = k_0 + k_1 = 28723{,}4 \cdot 10^4 \text{ "} \\ m_1 = M_0/g = 62{,}33 \cdot 10^4 \text{ kg} \\ m_0 = M_i/g = 224{,}59 \cdot 10^4 \text{ kg} \end{array}\right\} \Rightarrow \left\{\begin{array}{l} \omega^2_I = 1{,}97 \,(\text{rd/s})^2 \\ \omega_I = 1{,}403 \,(\text{rd/s}) \\ T_I = 4{,}47 \text{ s} \\ \omega^2_{II} = 127{,}9 \,(\text{rd/s})^2 \\ \omega_{II} = 11{,}31 \\ T_{II} = 0{,}55 \text{ s} \end{array}\right.$$

Rapport d'amplitude :

$$\Phi_{0I,II} = \frac{-k_{01}/m_0}{\frac{k_{00}}{m_0} - \omega^2_{I,II}} \qquad \left\{\begin{array}{l} \Phi_{0,I} = 4{,}3 \cdot 10^{-3} \\ \Phi_{0,II} = -74{,}29 \end{array}\right.$$

d'où les facteurs de contributions :

$$\gamma_{I,II} = \frac{m_0 \cdot \Phi_{0I,II} + m_1}{m_0 \cdot \Phi^2_{0I,II} + m_1} \qquad \left\{\begin{array}{l} \gamma_I = 1{,}0156 \\ \gamma_{II} = -134{,}1 \cdot 10^{-4} \end{array}\right.$$

d'après le spectre de vitesse d'EL CENTRO (1940) on a :

$$\left.\begin{array}{l} T_I = 4{,}47 \text{ s} \\ \beta = 0{,}5\,\% \end{array}\right\} \Rightarrow S_{V_I} = 0{,}90 \qquad \left.\begin{array}{l} T_{II} = 0{,}55 \text{ s} \\ \beta = 2\,\% \ (2^e \text{ mode}) \end{array}\right\} \Rightarrow S_{V_{II}} = 0{,}74$$

Calcul des flèches :

1er Mode : $\bar{X}_{1I} = \frac{\gamma_I \cdot S_{VI}}{\omega_I} = 0{,}652$

$\bar{X}_{0I} = \Phi_{0I} \cdot \bar{X}_{1I} = 0{,}003$

2e mode : $\bar{X}_{1II} = \frac{\gamma_{II} \cdot S_{VII}}{\omega_{II}} = -0{,}88 \cdot 10^{-3}$

$\bar{X}_{0II} = \Phi_{0II} \cdot \bar{X}_{1II} = 0{,}0654$

On en deduit les forces horizontales :

Pour le 1er Mode : $P_{1I} = k_{11} \cdot \bar{X}_{II} + k_{10} \cdot \bar{X}_{0I} = 80{,}09 \cdot 10^4 \text{ N}$

$P_{0I} = -123{,}4 \cdot 10^4 \cdot 0{,}652 + 28723{,}4 \cdot 10^4 \cdot 0{,}003 = 5{,}71 \cdot 10^4$. $\underline{P_I = 85{,}8 \cdot 10^4 \cdot \text{N}}$

Pour le 2e mode : $P_{1II} = k_{11} \cdot \bar{X}_{1II} + k_{10} \cdot \bar{X}_{0II} = -8{,}18 \cdot 10^4 \text{ N}$

$P_{0II} = k_{01} \cdot \bar{X}_{1II} + k_{00} \bar{X}_{0II} = 1878{,}62 \cdot 10^4 \text{ N}$. $\underline{P_{II} = 1870{,}44 \cdot 10^4 \text{ N}}$

Calcul de l'effort tranchant : $P = \sqrt{P_I^2 + P_{II}^2} = 1872{,}41 \cdot 10^4 \text{ N}$

d'où la force reglementaire : $F_{reg} = \frac{1}{3} P = 624{,}13 \cdot 10^4 \text{ N}$.

Sans tenir compte de l'effet hydrodynamique , l'effort tranchant à la base était $V_p = 565{,}74$

On remarque que l'effet hydrodynamique a majoré cet effort de 9,35 % .

Pour la distribution de l'effort sismique , on adopte le shema de distribution dans le cas d'un support uniformement repartie.

$$F_G = \frac{624{,}13 \cdot 2877{,}19 \cdot 33{,}08}{661{,}32 \times \frac{27{,}1}{2} + 2877{,}19 \cdot 33{,}08} = 570{,}42\,t \qquad f_z = 53{,}71 \Rightarrow x = \frac{2 \cdot 53{,}71}{27{,}1} = 3{,}96\ t/m.$$

d'où les expressions de T et M : $T(x) = -0{,}073 \cdot x^2 + 624{,}13$

$$M(x) = 0{,}024 \cdot x^3 - 624{,}13 \cdot x + 19839{,}85.$$

z (m)	T (t)	M (t.m)
27,1	570,81	3403,58
25	578,50	4611,6
23,1	585,17	5718,28
21	591,937	6955,38
18,9	598,05	8205,82
16,8	603,52	9468,26
14,7	608,35	10741,37
12,6	612,54	12023,82
10,5	616,08	13314,27
8,4	618,98	14611,38
6,3	621,23	15913,83
4,2	622,84	17220,28
2,1	623,81	18529,4
0,0	624,13	19839,85

hauteur maximale des vagues :

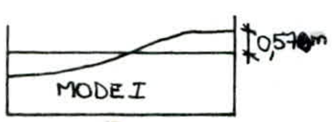
La hauteur maximale des vagues est donnée par :

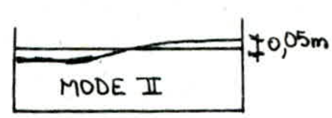
$$d_{max_n} = \frac{0{,}408 \cdot R}{\left(\frac{g}{\omega_1^2 \cdot \theta_{0n} \cdot R} - 1\right) \cdot th\left(1{,}84 \cdot \frac{h}{R}\right)}$$

$$\theta_{0n} = 1{,}53 \cdot \frac{A_{1n}}{R} \cdot th\left(1{,}84 \frac{h}{R}\right) = 1{,}53 \cdot \frac{X_{1n} - X_{0n}}{R} \cdot th\left(1{,}84 \cdot \frac{h}{R}\right) \Rightarrow \begin{cases} \theta_{01} = 0{,}109 \\ \theta_{02} = -0{,}0111 \end{cases}$$

d'où : $$\left.\begin{aligned} d_{max_1} &= \frac{0{,}408 \cdot 8{,}63}{\left(\frac{9{,}81}{1{,}403 \cdot 0{,}109 \cdot 8{,}63} - 1\right) th(1{,}84 \cdot 0{,}99)} = 0{,}57\,m \\ d_{max_2} &= \frac{0{,}408 \cdot 8{,}63}{\left(\frac{9{,}81}{1{,}403 \cdot (-0{,}0111) \cdot 8{,}63} - 1\right) th(1{,}84 \cdot 0{,}99)} = 0{,}05\,m \end{aligned}\right\} \Rightarrow d = \sqrt{d_{max_1}^2 + d_{max_2}^2} = 0{,}572\,m$$

$$d = 57{,}22\,cm.$$





On remarque que la contribution du second mode, en ce qui concerne la hauteur des vagues est négligeable devant celle du mode I, alors que sa contribution est beaucoup plus importante que celle du mode I quand il s'agit des sollicitations dynamiques.

Chapitre : 9

CALCUL DE LA TOUR

Combinaisons des efforts :

D'après Marius DIVER " Calcul pratique des tours en Béton Armé " et conformément aux regles B A-68 et R.P.A. 81 ; on fait les verifications suivantes :

1. Verification sous les actions du 1er genre :

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

$$S_1^1 = G + P + V$$

$$S_1^2 = G + P$$

$$S_1^3 = G + 1{,}2 . P$$

On doit verifier que : $\sigma'_{bm}(S_1^1 , S_1^3) \leqslant 0{,}30 . \sigma'_{28} = 0{,}30 \times 306 = 92 \ Kg/cm^2$

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

2. Verification sous les actions du 2e genre :

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

$$S_2^1 = 1{,}1 . G + 1{,}1 . P + 1{,}1 . W$$

$$S_2^2 = 0{,}9 . G + 0{,}9 . P + 1{,}1 . W$$

$$S_2^3 = 0, G + P + S$$

$$S_2^4 = 0{,}8 G + S_I$$

La contrainte du beton dans le sens vertical doit verifier :

$$\left.\begin{matrix} \sigma'_b(S_2^1) \\ \sigma'_b(S_2^3) \end{matrix}\right\} \leqslant 1{,}5 . (0{,}30 . \sigma'_{28}) = 0{,}45 . \sigma'_{28} = 0{,}45 . 306 = 138 \ Kg/cm^2$$

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

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

Nota : L'absence des gazs nocifs diminue les risques de corrosion 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 : $0{,}4 . \sigma'_{28}$
  sollicitations 2eme genre : $0{,}6 . \sigma'_{28}$

- Acier : sollicitations 1er genre : $0{,}67 . \sigma_{en}$ (en fissuration prejudiciable).
  sollicitations 2eme genre : σ_{en} .

Tableau 1 — Sollicitation du 1er genre — Cuve vide

z (m)	G + P + V				G + P				G + 1,2. P			
	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)
27,1	70,30	925,86	12,45	0,076	70,30	871,61	12,47	0,080	0	936,71	0	0
25,0	97,70	975,97	13,65	0,100	97,70	921,72	13,65	0,106	"	986,82	"	"
23,1	127,34	1 030,45	14,58	0,123	127,34	974,26	14,58	0,130	"	1 041,30	"	"
21,0	158,91	1 082,99	15,49	0,146	158,91	1 026,80	15,49	0,154	"	1 093,84	"	"
18,9	192,37	1 131,16	16,38	0,170	192,37	1 076,91	16,38	0,178	"	1 142,01	"	"
16,8	227,67	1 181,27	17,24	0,192	227,67	1 127,02	17,24	0,202	"	1 192,12	"	"
14,7	264,15	1 238,19	18,08	0,213	264,15	1 182,00	18,08	0,223	"	1 249,43	"	"
12,6	303,69	1 286,36	18,88	0,236	303,69	1 232,11	18,88	0,246	"	1 299,54	"	"
10,5	344,15	1 336,47	19,38	0,257	344,15	1 282,22	19,38	0,268	"	1 349,65	"	"
8,4	386,21	1 393,38	20,40	0,277	386,21	1 337,41	20,40	0,290	"	1 404,62	"	"
6,3	429,79	1 441,55	21,11	0,298	429,79	1 387,30	21,11	0,310	"	1 454,73	"	"
4,2	474,82	1 491,66	21,78	0,318	474,82	1 437,41	21,78	0,330	"	1 504,84	"	"
2,1	521,21	1 541,77	22,41	0,338	521,21	1 487,52	22,41	0,350	"	1 554,95	"	"
0,0	568,90	1 591,88	23,00	0,357	568,90	1 537,63	23,00	0,370	"	1 605,06	"	"

Tableau 2 — **Sollicitation du 2e genre** — **Cuve vide**

$z_{(m)}$	1,1.(G+P+W)				0,9.(G+P)+1,1.W				G+P+S				0,8.G+S			
	$M_{(t.m)}$	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	$e_{(m)}$	$M_{(t.m)}$	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	$e_{(m)}$	$M_{(t.m)}$	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	$e_{(m)}$	$M_{(t.m)}$	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	$e_{(m)}$
27,1	135,30	1018,44	23,96	0,150	135,30	833,27	23,96	0,162	1839,78	925,86	341,37	1,986	1838,78	697,29	341,37	2,637
25,0	188,06	1073,56	26,27	0,175	188,06	878,37	26,27	0,214	2415,30	975,97	342,58	2,474	2415,30	737,37	342,58	3,275
23,1	251,73	1133,49	28,06	0,222	251,73	927,40	28,06	0,271	2957,94	1030,45	343,59	2,870	2957,94	779,41	343,59	3,795
21,0	297,11	1191,29	29,81	0,249	297,11	974,69	29,81	0,303	3579,06	1082,99	344,61	3,304	3579,06	821,44	344,61	4,357
18,9	370,30	1244,27	31,52	0,297	370,30	1018,04	31,52	0,363	4220,63	1131,16	345,54	3,731	4220,63	861,53	345,54	4,899
16,8	438,26	1299,39	33,18	0,337	438,26	1063,14	33,18	0,412	4880,61	1181,27	346,37	4,131	4880,61	901,61	346,37	5,413
14,7	508,48	1362,00	34,79	0,373	508,48	1114,37	34,79	0,456	5556,94	1238,19	347,10	4,488	5556,94	945,60	347,10	5,876
12,6	584,59	1414,99	36,34	0,413	584,59	1157,72	36,34	0,505	6247,59	1286,36	347,73	4,856	6247,59	985,69	347,73	6,338
10,5	662,48	1470,11	37,84	0,450	662,48	1202,82	37,84	0,550	6950,90	1336,47	348,27	5,200	6950,50	1025,77	348,27	6,776
8,4	743,44	1532,72	39,27	0,485	743,44	1254,04	39,27	0,592	7663,64	1393,38	348,71	5,500	7663,64	1069,75	348,71	7,164
6,3	829,54	1585,70	40,63	0,523	829,54	1297,39	40,63	0,639	8384,96	1441,55	349,05	5,816	8384,96	1109,84	349,05	7,555
4,2	914,02	1640,82	41,92	0,557	914,02	1342,49	41,92	0,680	9112,42	1491,66	349,29	6,109	9112,42	1149,93	349,29	7,924
2,1	1003,32	1695,94	43,13	0,591	1003,32	1387,59	43,13	0,723	9843,96	1541,77	349,44	6,384	9843,96	1190,01	349,44	8,272
0,0	1094,94	1751,06	44,27	0,625	1094,94	1432,69	44,27	0,769	10577,55	1591,88	349,49	6,644	10577,55	1230,10	349,49	8,599

Tableau 3

Sollicitations du 1er genre

Cuve pleine

Z (m)	G + P + V				G + V				G + 1,2 . P			
	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)
27,1	75,16	2 931,44	13,32	0,022	75,16	2 877,19	13,32	0,026	0	2 942,29	0	0
25,0	104,49	2 981,55	14,62	0,035	104,49	2 927,30	14,62	0,036	"	2 992,40	"	"
23,1	136,24	3 036,03	15,62	0,044	136,24	2 979,84	15,62	0,045	"	3 046,88	"	"
21,0	170,10	3 088,57	16,60	0,055	170,10	3 032,38	16,60	0,056	"	3 099,42	"	"
18,9	206,00	3 136,74	15,55	0,065	206,00	3 082,49	17,55	0,066	"	3 147,59	"	"
16,8	240,68	3 186,85	18,48	0,075	240,68	3 132,60	18,48	0,076	"	3 197,70	"	"
14,7	280,43	3 243,77	19,38	0,086	280,43	3 187,58	19,38	0,088	"	3 255,01	"	"
12,6	322,04	3 291,94	20,25	0,098	322,04	3 237,69	20,25	0,099	"	3 305,12	"	"
10,5	365,45	3 342,05	21,10	0,109	365,45	3 287,80	21,10	0,111	"	3 355,23	"	"
8,4	456,00	3 398,96	22,00	0,134	456,00	3 342,77	22,00	0,136	"	3 410,20	"	"
6,3	503,00	3 447,13	22,77	0,146	503,00	3 392,88	22,77	0,148	"	3 460,42	"	"
4,2	551,60	3 497,24	23,49	0,157	551,60	3 442,99	23,49	0,160	"	3 510,42	"	"
2,1	601,70	3 547,35	24,17	0,169	601,70	3 493,10	24,17	0,172	"	3 560,53	"	"
0,0	653,10	3 597,46	24,74	0,181	653,10	3 543,21	24,74	0,184	"	3 610,64	"	"

Tableau 4 — Sollicitations du 2ᵉ genre — Cuve pleine

$Z_{(m)}$	1,1.(G+P+W)				0,9.(G+P)+1,1.W				G+P+S				0,8G+S			
	$M_{(t.m)}$	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	$e_{(m)}$	$M_{(t.m)}$	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	$e_{(m)}$	$M_{(t.m)}$	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	$e_{(m)}$	$M_{(t.m)}$	$N_{(t)}$	$T_{(t)}$	$e_{(m)}$
27,1	144,68	3224,58	25,64	0,044	144,68	2638,29	25,64	0,054	3403,58	2931,44	570,51	1,161	3403,58	2301,75	370,51	1,478
25,0	201,13	3279,70	28,13	0,060	201,13	2683,39	28,13	0,075	4611,60	2981,55	578,50	1,546	4611,60	2341,84	578,17	1,969
23,1	262,26	3339,63	30,06	0,078	262,26	2732,42	30,06	0,093	5718,28	3036,03	585,17	1,883	5718,28	2383,87	585,17	2,398
21,0	327,43	3397,42	31,95	0,096	327,43	2779,71	31,95	0,117	6955,38	3088,57	591,94	2,252	6955,38	2425,90	591,94	2,867
18,9	396,55	3450,41	33,78	0,115	396,55	2828,06	33,78	0,140	8205,82	3136,74	598,05	2,616	8205,82	2465,99	598,05	3,327
16,8	463,24	3505,53	35,57	0,132	463,24	2868,16	35,57	0,161	9468,26	3186,85	603,52	2,971	9468,26	2506,08	603,32	3,778
14,7	539,82	3568,14	37,30	0,151	539,82	2919,39	37,30	0,185	10741,37	3243,77	608,35	3,311	10741,37	2550,06	608,35	4,212
12,6	619,93	3621,13	38,97	0,171	619,93	2962,74	38,97	0,210	12023,82	3291,94	612,54	3,652	12023,82	2590,15	612,54	4,642
10,5	703,48	3676,25	40,61	0,191	703,48	3007,84	40,61	0,233	13314,27	3342,05	616,08	3,983	13314,27	2630,24	616,08	5,062
8,4	867,90	3738,85	42,35	0,232	867,90	3059,06	42,35	0,283	14611,38	3398,96	618,98	4,298	14611,38	2674,21	618,98	5,464
6,3	968,27	3791,84	43,82	0,255	968,27	3102,41	43,82	0,312	15913,83	3447,13	621,23	4,616	15913,83	2714,30	621,23	5,863
4,2	1061,83	3846,96	45,21	0,276	1061,83	3147,51	45,21	0,337	17220,28	3497,24	622,84	4,924	17220,22	2754,39	622,84	6,252
2,1	1158,26	3902,08	46,52	0,296	1158,26	3192,61	46,52	0,367	18529,40	3547,35	623,81	5,223	18529,40	2794,48	623,81	6,630
0,0	1257,19	3957,20	47,62	0,317	1257,19	3237,71	47,62	0,388	19839,85	3597,46	624,13	5,515	19839,85	2834,57	624,13	6,999

Le noyau central d'une section annulaire de faible épaisseur est donné par un cercle concentrique à la section de rayon $e_1 = \frac{D_m}{4} = \frac{4,70}{4} = 1,425$ m

Sous les sollicitations du 1er genre (Cuve vide ou pleine), la section sur toute la hauteur de la tour est entierement comprimée car $(e < e_1)$.

La contrainte de compression dans le beton etant inferieur à la contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}'_b$ du beton (voir Tableau 5). Donc sous les sollicitations du 1er genre la tour sera feraillée 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 : $\Sigma(w_i + w_e) = 0,25\%$
- Sens vertical : $\Sigma(w_i + w_e) = 0,25\%$

L'effet le plus defavorable est obtenu sous les sollicitations du 2è genre, neamoins on a preféré, en ce qui concerne les sollicitations du 1er genre indique le pourcentage minimal d'acier qu'il aurait fallu adopté dans le cas où ces mêmes sollicitations auraient été preponderantes sur celle du 2è genre (avec biensûr pour les sollicitations du 1er genre - section entierement comprimée et $\sigma'_{bm} < \bar{\sigma}'_b$).

Donc les valeurs $\Sigma(w_i + w_e)$ données ci-dessous sont données seulement à titre indicatif.

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

$$\sigma'_{bm} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{W} \qquad W = \frac{I}{v}$$

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

$W = \pi . R_m^2 . h_0$ $\qquad$ $h_0 = 30$ cm (epaisseur du fût).

$\Omega = 2\pi . R_m . e$ $\qquad$ R_m = rayon moyen du fût.

Le tableau ci-dessous donne les contraintes σ'_{bm} ainsi calculées.

Tableau 5

	Caract. de la section		Sollicitation du 1er genre										SOLLICITATION DU 2e genre							
			CUVE VIDE					CUVE PLEINE					CUVE VIDE				CUVE PLEINE			
Z	Ω	I/v	G+P+V		G+V		G+1,2P	G+P+V		G+V		G+1,2P	1,1(G+P+W)		0,9(G+P)+1,1.W		1,1(G+P+W)		0,9(G+P)+1,1.W	
(m)	(cm²)	(cm³)	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}
27,1	95 504,41	18 145 839,17	10,08	9,307	9,51	8,73	9,80	31,1	30,28	30,54	29,71	30,80	11,41	9,91	9,47	7,97	34,56	32,96	28,42	26,82
25			10,75	9,680	10,19	9,11	10,33	31,79	30,64	31,22	30,07	31,33	12,27	10,20	10,23	8,16	35,45	33,23	29,20	26,99
23,1			11,49	10,087	10,90	9,50	10,90	32,54	31,03	31,95	30,45	31,9	13,25	10,48	11,09	8,32	36,41	33,52	30,05	27,16
21			12,21	10,464	11,62	9,87	11,45	33,27	31,4	32,69	30,81	32,45	14,11	10,83	11,84	8,56	37,37	33,76	30,91	27,3
18,9			12,90	10,784	12,33	10,21	11,95	33,97	31,7	33,41	31,14	32,95	15,07	10,98	12,70	8,61	38,31	33,94	31,74	27,37
16,8			13,623	11,114	13,05	10,54	12,48	34,69	32,04	34,12	31,47	33,48	16,02	11,19	13,54	8,71	39,25	34,15	32,58	27,47
14,7			14,42	11,509	13,83	10,92	13,08	35,51	32,42	34,92	31,83	34,08	17,06	11,45	14,47	8,86	40,33	34,38	33,54	27,59
12,6			15,14	11,795	14,57	11,22	13,60	36,24	32,69	35,67	32,12	34,60	18,03	11,59	15,34	8,90	41,33	34,5	34,43	27,60
10,5			15,89	12,097	15,30	11,54	14,13	37,00	32,98	36,44	32,41	35,13	19,04	11,74	16,24	8,94	42,37	34,61	35,37	27,61
8,4			16,71	12,461	16,13	11,87	14,70	38,10	33,07	37,51	32,49	35,7	20,14	11,95	17,22	9,03	43,93	34,7	36,81	27,24
6,3			17,46	12,725	16,89	12,15	15,23	38,86	33,32	38,29	32,75	36,23	21,17	12,03	18,15	9,01	45,04	34,36	37,82	27,14
4,2			18,235	13,002	17,66	12,43	15,75	39,65	33,57	39,09	33,01	36,75	22,21	12,14	19,09	9,02	46,13	34,42	38,8	27,10
2,1			19,01	13,271	18,44	12,70	16,28	40,46	33,82	39,89	33,26	37,28	23,28	12,23	20,05	8,99	47,24	34,47	39,81	27,04
0,0			19,80	13,533	19,23	12,96	16,80	41,26	34,07	40,70	33,50	37,8	24,36	12,30	21,03	8,96	48,36	34,5	40,83	26,97

— Rmqe : les contraintes (σ'_{b1}, σ'_{b2}) sont en Kg/cm² —

Pour les sollicitations du 2e genre données par :

$G + P + S \qquad\qquad 0{,}8.G + S$

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, (voir les tableaux).

Pour la presque totalité des sections considerées, l'excentricité "e" de la force verticale soit 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 2e genre qui est determinante pour le feraillage de la tour du support.

Le calcul se fait d'après "MARIUS DIVER"

Le principe est le suivant : on calcule $a = \frac{M}{N.R_m}$

avec : M : moment flechissant d'ensemble.

N : Effort normal.

R_m : rayon moyen du fût

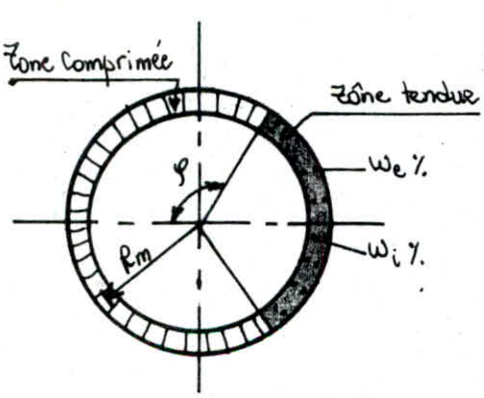
a : excentricité relative

On se donne : $\Sigma\omega = \omega_e + \omega_i$

On tire du tableau 4 le cas de charge A (sollicitation d'ensemble)

Sens vertical : φ, b, S

il en resulte : $\sigma'_{bm} = \frac{N.b}{R_m.h_0}$ $\qquad \sigma_{am} = n.S.\sigma'_{bm}$



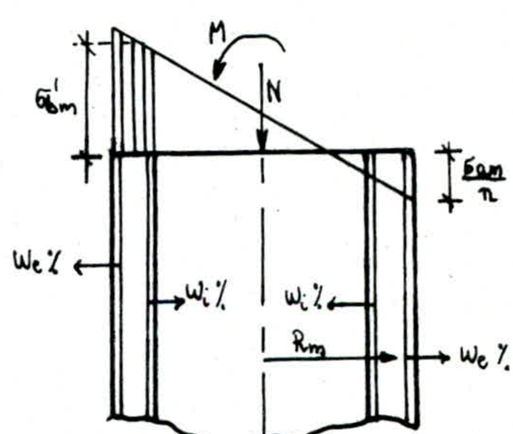


Tableau 6 :

	Z (m)	CUVE VIDE e (m)	a	Σω %	b	g	s	σbm Kg/cm²	σam Kg/cm²	CUVE PLEINE e (m)	a	Σω %	b	g	s	σbm Kg/cm²	σam Kg/cm²
G + P + S	27,1	1,986	0,522	0,25	0,313	161,2	0,0274	19,06	7,83	1,161	0,305	\	\	\	\	\	\
	25	2,474	0,651	"	0,369	124,44	0,277	23,69	98,44	1,546	0,407	\	\	\	\	\	\
	23,1	2,87	0,755	"	0,432	104,54	0,598	29,28	262,7	1,883	0,495	\	\	\	\	\	\
	21	3,304	0,869	"	0,52	88,37	1,058	37,05	587,98	2,252	0,592	0,25	0,341	138,5	0,143	69,29	148,62
	18,9	3,731	0,982	"	0,621	76,88	1,587	46,21	1100,03	2,616	0,688	"	0,39	116,8	0,379	80,48	457,54
	16,8	4,131	1,087	"	0,713	70,7	1,99	55,41	1654,01	2,971	0,782	"	0,452	100,16	0,7	94,76	995,05
	14,7	4,488	1,181	"	0,793	66,33	2,342	64,6	2269,3	3,311	0,871	"	0,522	88,12	1,067	111,39	1782,9
	12,6	4,856	1,277	"	0,879	63	2,665	74,39	2973,7	3,652	0,961	"	0,606	77,82	1,535	131,24	3021,9
	10,5	5,2	1,368	0,4	0,841	64,67	2,497	73,94	2769,63	3,983	1,048	0,3	0,648	72,93	1,831	142,67	3913,12
	8,4	5,5	1,447	"	0,894	62,95	2,67	81,95	3282,2	4,298	1,131	0,5	0,646	75,54	1,666	144,65	3609,95
	6,3	5,816	1,53	"	0,949	61,41	2,836	90	3828,6	4,616	1,214	0,6	0,67	74,91	1,704	151,94	3883,73
	4,2	6,109	1,607	0,5	0,942	63,43	2,62	92,44	3633	4,924	1,295	0,7	0,691	74,64	1,721	158,98	4104
	2,1	6,384	1,68	"	0,986	62,397	2,727	100,01	4091	5,223	1,374	0,9	0,687	76,29	1,621	160,33	3898,42
	0,0	6,644	1,748	0,6	0,975	64,19	2,542	102,11	3893,5	5,515	1,451	1,0	0,7	76,16	1,628	165,67	4045,7
0,8 G + S	27,1	2,637	0,694	0,25	0,393	115,6	0,397	18,03	107,36	1,478	0,389	\	\	\	\	\	\
	25	3,275	0,862	"	0,514	89,25	1,027	24,93	384,12	1,969	0,518	0,25	0,312	163	0,022	48,07	15,86
	23,1	3,795	0,998	"	0,632	76,18	1,628	32,41	791,38	2,398	0,631	"	0,359	128,89	0,228	56,3	192,55
	21	4,357	1,146	"	0,762	67,79	2,216	41,18	1368,82	2,867	0,754	"	0,432	104,73	0,594	67,75	603,67
	18,9	4,899	1,289	"	0,889	62,63	2,703	50,38	2043	3,327	0,875	"	0,525	87,67	1,085	83,79	1363,67
	16,8	5,413	1,424	"	0,999	61,3	3,089	59,25	2745,35	3,778	0,994	"	0,629	76,35	1,618	103,7	2516,9
	14,7	5,876	1,546	"	1,097	57,04	3,39	68,24	3470	4,212	1,108	"	0,731	69,61	2,07	122,63	3808
	12,6	6,338	1,667	0,4	1,039	59,36	3,08	67,37	3113	4,642	1,221	0,4	0,74	68,91	2,126	126,1	4021,3
	10,5	6,776	1,783	"	1,115	57,91	3,266	75,24	3686,3	5,062	1,332	0,6	0,738	71,45	1,933	127,7	3703
	8,4	7,164	1,885	0,5	1,109	60,06	2,996	78,05	3502,86	5,464	1,437	0,8	0,741	73,25	1,81	130,36	3539,5
	6,3	7,555	1,988	0,6	"	61,8	2,79	80,97	3388,78	5,863	1,543	0,9	0,769	73,04	1,824	137,32	3757
	4,2	7,924	2,085	0,7	1,11	63,31	2,632	83,97	3315,34	6,252	1,645	1,0	0,79	73,12	1,819	143,15	3906
	2,1	8,272	2,176	"	1,155	62,65	2,701	90,66	3673,1	6,63	1,744	1,1	0,815	73,12	1,82	149,83	4090
	0,0	8,599	2,263	0,8	1,155	63,96	2,565	93,47	3596,31	6,999	1,842	1,2	0,835	73,28	1,79	155,7	4180

Le ferraillage de la tour (Armatures dans le sens vertical) est donné par le tableau ci-dessous. Nous avons retenu les valeurs des pourcentages d'armatures les plus défavorables pour un niveau donné.

Cote Z (m)	We %	Wi %	Ae (cm²)	Ai (cm²)	Ae adopté	Ai (cm²) adopté
27,1	0,125	0,125	124,09	124,09	124T14	124T14
25	"	"	"	"	"	"
23,1	"	"	"	"	"	"
21	"	"	"	"	"	"
18,9	"	"	"	"	"	"
16,8	"	"	"	"	"	"
14,7	"	"	"	"	"	"
12,6	0,2	0,2	190,91	190,91	"	"
10,5	0,3	0,3	286,37	286,37	124T20	124T20
8,4	0,4	0,4	381,82	381,82		"
6,3	0,45	0,45	429,55	429,55	62T25 +62T20	62T25 +62T20
4,2	0,5	0,5	477,28	477,28	6 "	"
2,1	0,55	0,55	525	525	124T25	124T25
0,0	0,6	0,6	572,73	572,73	"	"

<u>Exemple de Calcul de A_e et A_i</u>

La section totale A d'acier correspondante au pourcentage total d'acier est donnée par :

$$A = \frac{\Sigma\omega \cdot 2\pi \cdot R_m \cdot h_o}{100} \quad \begin{cases} R_m = 380 \text{ cm.} \\ h_o = 40 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow A = 954{,}56 \cdot \Sigma\omega .$$

Donc pour $\Sigma\omega = 0{,}25\ \%$ par exemple, on a $A = 954{,}56 \cdot 0{,}25 = 248{,}18 \text{ cm}^2$

d'où $A_e = A_i = 124{,}09 \text{ cm}^2$.

La longueur de recouvrement $\ell_1 = 50\,\phi$

On prendra dans le sens transversal $\omega_e + \omega_i = 0{,}6\%$ car $\sigma_{om} = 4116 \leqslant 4200$

Ferraillage dans le sens transversal : (Cerces)

. L'effort tranchant (H) engendre des cisaillements dans le beton :

$$\tau_b = H / b.z = H / 1{,}6.D_m.h_o$$ on a considéré que $\left\{ \begin{array}{l} z = 0{,}8.D_m \\ b = 2h_o \end{array} \right.$ h_o: epaisseur du fût

. Le cisaillement fissure le beton à 45° ; l'equilibre etant assuré par les bielles comprimées à 45° et les armatures transversales ; il en resulte des tractions dans les cerces : $\sigma_{am} = \dfrac{100.H}{1{,}6.D_m.\Sigma\omega.h_o}$

. Cette contrainte maximale dûe à l'effort tranchant (H) correspond à la face laterale de la tour.

. L'effort tranchant le plus important est dûe au seisme, dans le cas ou la cuve est pleine $(G+P+S_1)$ en consequence le ferraillage est calculé d'aprés $H = T = 624{,}13\,t$ (Etude hydrodynamique).

. Dans le cas des sollicitations du 2ᵉ genre T est majoré de 1,925 (donné par M.Diver). d'où : $T_{maj} = 1007{,}19\,t$ On prendra $\Sigma\omega = 96\%$

d'où la contrainte de traction dans les cerces :

$$\sigma_{am} = \frac{100 . 1201{,}45 . 10^3}{1{,}6 . 760 . 0{,}6 . 40} = 4116{,}9\ Kg/cm^2 < 4200\ Kg/cm^2.$$

. La section d'acier necessaire est : $A = \Sigma\omega . h_o = 0{,}6 . 40 = 24\ cm^2/ml$

$$\Rightarrow A_i = A_e = \frac{24}{2} = 12\,cm^2/ml \Rightarrow (2\times6\,T16\ /ml).$$

On prendra sur toute la hauteur de la tour $2\times6\,T16/ml$ de hauteur ; avec un espacement de $t = 16\,cm$

. On oubliera pas de placer les épingles pour maintenir le ferraillage en place lors du coulage, on placera donc $4\phi8/m^2$ disposés en losange.

Verification de la tour aux effets secondaires (moments d'ovalisations).

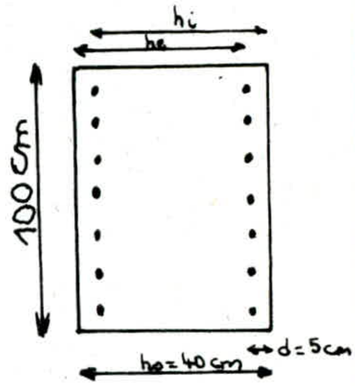
. La section la plus sollicitée de la tour est celle située à :

Vent Normal	Vent extrême
$M_{oi} = 0{,}338\ Kg.m/ml$	$M_{oi} = 591\ Kg.m/ml$
$M_{oe} = 292\ Kg.m/ml$	$M_{oe} = 511\ Kg.m/ml$

. Rappelons que chaque tronçon de l'ouvrage, de section annulaire est en equilibre sous l'action de la pression locale du vent (P) et des cisaillements (τ) engendrés dans l'epaisseur de la paroi . (P) et (τ) produisent les moments d'ovalisation

. La verification sera faite à l'aide des moments d'ovalisations dûs au vent extrême

. Nous avons evalué precedemment le ferraillage transversal à 2x6 T16



$M_{oe} = 511$ Kg.m/ml

$\bar{\sigma}'_b = 1{,}5 . \bar{\sigma}'_b(SP_1) = 225$ Kg/cm²

$h_e = h_0 - d = 40 - 5 = 35$ cm ; $\bar{\sigma}_a = 4200$ Kg/cm²

$\alpha = \dfrac{n\bar{\sigma}'_b}{n\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0{,}4455$

$M_{rb} = \frac{1}{2} . \bar{\sigma}'_b . b . \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) . h_0^2 = 68281{,}7$ Kg.m $\gg M_{oe} = 511$ Kg.m/ml

On a pas d'armatures comprimées :

$A_{necess} = \dfrac{M_{oe}}{\mathfrak{z} \bar{\sigma}_a} = \dfrac{511 . 10^3}{\frac{7}{8} . 35 . 4200} = 0{,}39$ cm² $\ll$ 6T16

Donc les aciers prevus sont suffisants pour reprendre les moments d'ovalisation.

Calcul des dalles de repos :

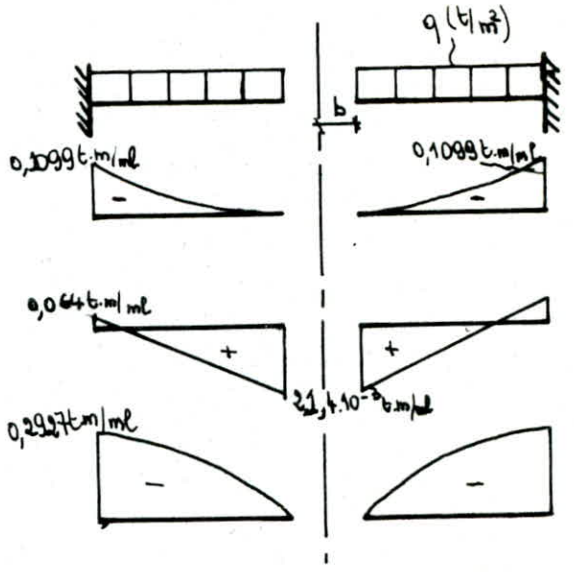
Cette dalle est assimilée à une plaque circulaire encastrée sur le pourtour interieur du fût ; ouverte en son centre de rayon b .

La plaque est sollicitée par son poids propre plus une surcharge d'exploitation (palier d'escaliers + ouvrier) estimée à 150 Kg/m².

. poids propre : 0,1 . 2,5 = 0,25 t/ml

Surch. d'expl. : 1,2 . 1,5 = 0,18 t/ml

$\Rightarrow q = G + 1{,}2P = 0{,}43$ t/ml



Les efforts sont calculés à l'aide des tables de BARES (Calcul des dalles et des parois p. 443).

[a = 3,6 m ; b = 2,6 m] :

Effort tranchant : $T_{rad} = -q \frac{a}{2} \left(\rho - \beta^2 . \frac{1}{\rho}\right)$

Moment radial : $M_r = q.\frac{a^2}{16}.\left[(1+\mu).(1-K)+4\beta^2-(3+\mu).\rho^2-(1-\mu).K.\frac{1}{\rho^2}+4.(1+\mu).\beta^2.\log\rho\right]$

Moment tangentiel : $M_\rho = q.\frac{a^2}{16}\left[(1+\mu).(1-K)+4\mu.\beta^2-(1+3\mu).\rho^2+(1-\mu).K\frac{1}{\rho^2}+4(1+\mu)\beta^2.\log\rho\right]$

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

$\rho = \frac{R}{a}$: distance relative du pt considéré.

$\beta = \frac{b}{a}$: grandeur relative de l'ouverture de la dalle.

$\mu = 0,15$ coef$\underline{t}$ de poisson.

$\beta = \frac{2,6}{3,6} = 0,722 \Rightarrow K = 0,292$.

$R_{(m)}$	T_R (t/ml)	M_r (t.m/ml)	M_ρ (t.m/ml)
R=b=3,6	0	$13.10^{-5} \simeq 0$	214.10^{-3}
R=a=2,3	0,2927	−0,1099	−0,0164

Calcul des Armatures :

a) Armatures radiales :

$M_R = -0,1099$ t.m/ml

$h_t = 10$ cm $\Rightarrow h = 8$ cm.

$b = 100$ cm $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800$ Kg/cm^2

$\mu = \frac{15.M_R}{\bar{\sigma}_a.b.h^2} = 0,009 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9573 \\ K = 102 \end{cases}$

$\bar{\omega} = 0,06$

$A = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a.\varepsilon.h} = 0,522$ cm^2 (2T8 /ml)

b) Armatures tangentielles : la section sera faible ; on adoptera donc un ferraillage minimum de 0,25% ainsi que pour T_r, M_r.

Donc $A = 0,25.10 = 2,5$ cm^2/ml soit : 5T8/ml = 2,51 cm^2

d'où On adoptera un quadrillage 5T8/ml.

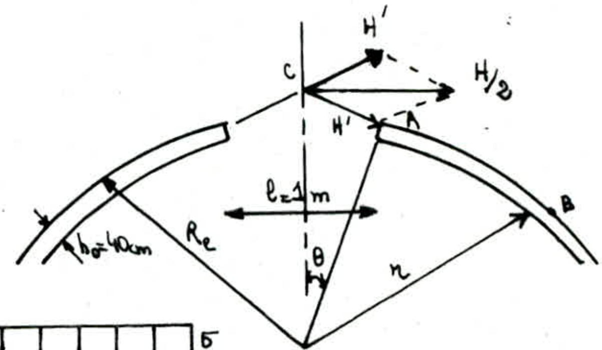
Verification de l'effort tranchant :

$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{0,292.10^3}{100.\frac{7}{8}.8} = 4,17$ Kg/cm^2

$\tau_b < 3,5.\bar{\sigma}_b = 21,8$ c'est verifié.

Etude au niveau des ouvertures (sans renforts).

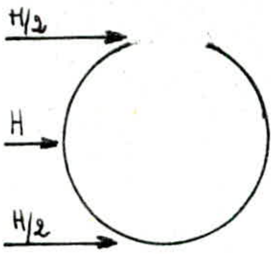
Autour des ouvertures dans les voiles, seront disposés des cadres incorporés ; formés par deux linteaux et deux poteaux (renforts, qui doivent resister et transmettre les sollicitations (M, N, T) exterieures dans les sections du fût ; comme si celui-ci n'etait pas percé.



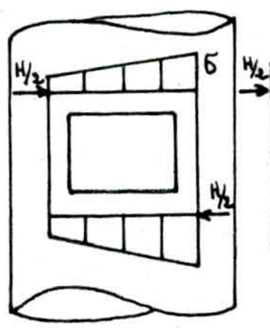
Etude du cadre incorporé

On considere 2 hypotheses.

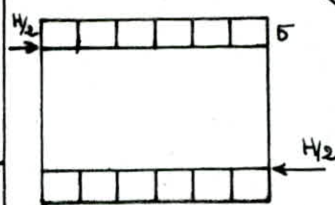
Hypothese 1 :



Sens de l'effort.



Shema reel.



Shema de Calcul.

On considere le renfort comme un cadre fermé devant equilibrer les efforts horizontaux. On devra s'assurer que les elements verticaux et horizontaux sont capables de resister au moment flechissant et à l'effort tranchant.

Elements de calcul :

$b = \frac{l}{2} = 0{,}5\ m$; $R_e = \frac{D_e}{2} = 4\ m$; $r = R_e - h_0 = 3{,}6\ m$.

$\Rightarrow \lambda = \frac{1}{R_e^2} \cdot \left[r \cdot \sqrt{R_e^2 - b^2} - b \cdot \sqrt{R_e^2 - r^2} \right] = 0{,}838$

$\mathcal{L} = 2 \cdot \sqrt{R_e^2 - r^2} = 3{,}48\ m$

Effort tranchant $H = 624{,}13\ t \Rightarrow H' = \frac{H}{4\lambda} = 186\ t$

Moment flechissant agissant sur chaque poteau du cadre incorporé :

$M_f = H' \cdot \frac{d}{2} = 186 \cdot \frac{2}{2} = 186\ t.m$ ($d = 2m$ hauteur de l'ouverture).

bras de levier des forces interieures dans le poteau $z_1 = \frac{2}{3} \cdot \mathcal{L} = 2{,}32\ m$.

On obtient le ferraillage vertical qui borde l'ouverture $A_{1v} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z_1}$

$\bar{\sigma}_a = 4200\ Kg/cm^2$ (SP2) $\Rightarrow A_1 = 9{,}08\ m^2$.

On prevoit 6T20 en bordure sur une largeur de $0{,}15\ \mathcal{L} = 52{,}2\ cm$ de part et d'autre de l'ouverture (repartis en 2 nappes 6T20)

Le ferraillage courant vertical est : $1{,}2 . \Sigma\omega = 1{,}2 . 1{,}2 = 1{,}44$ %

ce pourcentage rapporté à $h_0 = 40$ cm ; la section d'acier sur la largeur $0{,}85 . \ell = 2{,}958$ m est $0{,}85 . 348 . \frac{40}{100} . 1{,}44 = 170{,}38 \text{ cm}^2 > 1{,}5 . A_{1V} = 28{,}2 \text{ cm}^2$

On garde donc $170{,}38 \text{ cm}^2$ c.a.d : 54T20 repartis en 2 nappes sur une largeur de 296 cm.

Longueur des armatures $d + 4\,\ell_d = 3{,}8$ m.

Moment flechissant dans le linteau du cadre incorporé M_f sera équilibré par A_{2H} :

$A_{2H} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a . z_2}$; $z_2 = \frac{2}{3} . \ell = 1{,}33$ m $\Rightarrow A_{2H} = 30 \text{ cm}^2$ soit 10T20

A_{2H} sera repartie sur la hauteur $0{,}15 . \ell = 33$ cm.

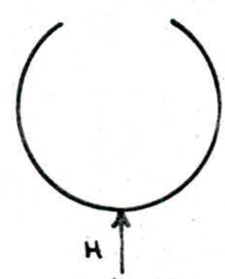
La section d'acier courante sur $0{,}85 . \ell = 187$ cm est : $0{,}85 . \ell . \frac{h_0}{100} . \Sigma\omega_H$ avec $\Sigma\omega_H = 0{,}6\%$

$\ell = 2{,}2$ m $\Rightarrow 0{,}85 . 22 . \frac{h_0}{100} . \Sigma\omega_H = 44{,}9 \text{ cm}^2 \leq 1{,}5 . A_{2H} = 45 \text{ cm}^2$

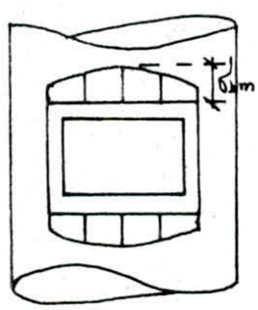
soit 15 T20 sur une hauteur de 187 cm en deux nappes.

longueur des armatures $d + 4 . \ell_d = 3{,}6$ m.

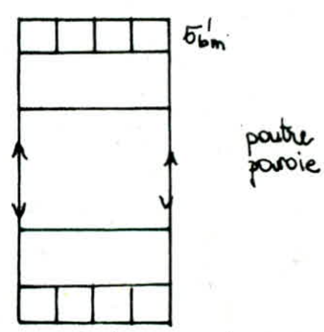
Hypothese 2 :



Sens de l'effort



Shema reel



Shema de calcul.

Le linteau est soumis à une compression $p = \sigma'_{bm}(\max) = 165{,}67 \text{ kg/cm}^2$ (voir tableau 6).

$\Rightarrow M_0 = p' \frac{\ell^2}{8}$ avec $p' = p h_0$: charge sur la poutre paroi.

$p' = 662{,}68$ t/ml $\Rightarrow M_0 = p' . \frac{\ell^2}{8} = 82{,}83$ t.m d'où $A = 14{,}82 \text{ cm}^2 < 30 \text{ cm}^2 = A_e$

donc 10T20 disposés sur une hauteur $= 0{,}15 . \ell = 33$ cm dont 5T20 prolongés sur la circonference du fût.

On retient ce ferraillage important c.a.d : $A = 30 \text{ cm}^2$: 10T20

De plus sur la hauteur de 0,85. $l = 187$ cm du linteau on prevoit la section $1{,}5 . A_2 = 45\ cm^2$ soit 15T20 en deux nappes sur une longueur de 3,6m.

<u>Contrainte de cisaillement :</u>

$$H = T_{max} = p' . \frac{l}{2} = 662{,}7 . \frac{1}{2} = 331{,}34\ t/ml$$

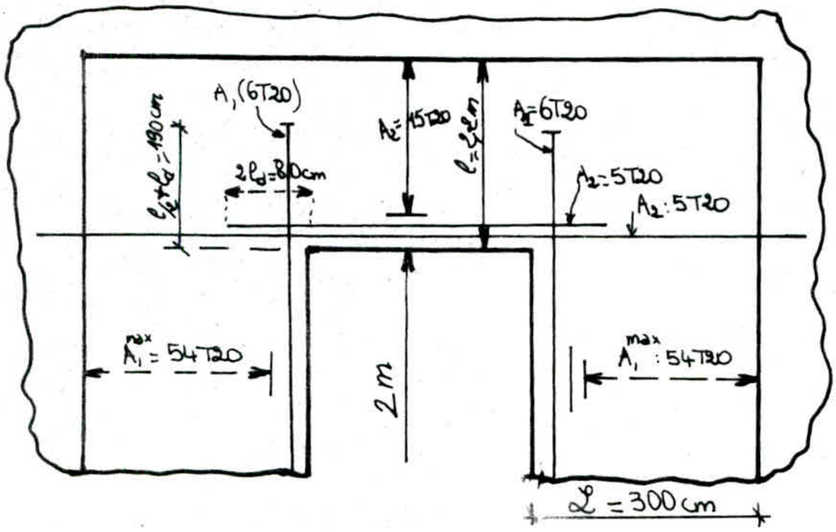
$$\tau_{max} = \frac{T}{b.z_2} = \frac{331{,}34 . 10^3}{40 . 0{,}875 . 220} = 43\ Kg/cm^2$$

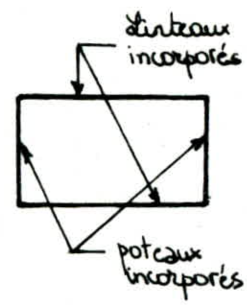
Contrainte de cisaillement tolerable:

$$\bar{\tau} = 5.6{,}25 = 31{,}25\ Kg/cm^2 . \text{ sous } SP_2\ 1{,}5 . \bar{\tau} = 46{,}88\ kg/cm^2$$

donc $\tau_{max} \leqslant \bar{\tau} = 46{,}88\ Kg/cm^2$

Recouvrement : $l_d = \frac{\Phi}{4} . \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{2}{4} . \frac{1219}{18} \simeq 40$ cm





Pour les ouvertures au niveau des dalles de repos ; elles auront des dimensions de 0,5 x 0,5 m et tout autour des côtes le feraillage sera renforcé par des barres de même diametre que le feraillage courant.

Chapitre : 10

FONDATION

Introduction :

La paroi cylindrique d'epaisseur $h_0 = 0,4\,m$ et de diametre moyen $D_m = 7,6\,m$ transmet les sollicitations de la superstructure à la fondation. Cette dernière est destinée à transmettre à son tour ces charges au sol porteur sans desordres :

- qui peuvent nuire à la superstructure (fissuration, ...)
- " " destabiliser la structure sous l'action des forces horizontales

Rapport du sol :

a) Notre ouvrage sera implanté dans la region de CHIFFA ; lieu ou les sondages realisés par l'equipe "ENAGEO" ont relevés les resultats suivants :

- Couche de terre vegetale d'epaisseur 1,3 m ; de couleur jaune.
- Marne parfois limoneuse de couleur jaune.
- Marne plastique de couleur grise à partir de 10 m de profondeur, aucun niveau d'eau n'a eté detecté.

Soit en conclusion, ce site est constitué par le plaisancier marneux ou argileux formation du pliocene inferieur. On peut s'assurer donc d'une homogeneité du sol jusqu'à 17 m de profondeur.

b) Les essais de consistance des sols montrent que ces derniers sont mi-durs à durs.

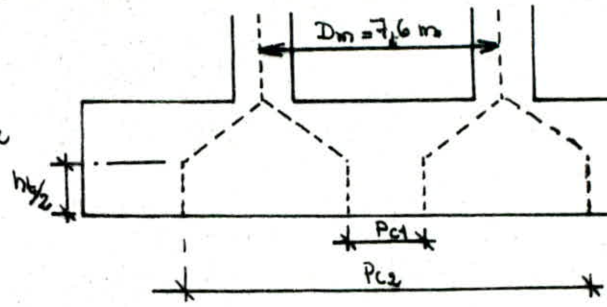
c) Parametres mecaniques du sol : $\varphi = 21°$; $c = 65\,KN/m^2$ (sol coherent)
$\gamma = 20\,KN/m^3$; $\bar{\sigma}_a = 3\,b$

d) La teneur du sol en carbonates et en chlorures montre que le sol est peu agressif et on peut donc mettre une couche de beton de propreté d'épaisseur minimale = 5 cm

Choix du type de fondation :

Pour ce genre de construction, lourde et soumise à des moments de renversement importants, on optera pour un radier general.

Dimensionnement du radier



1) La hauteur du radier (h_t) se détermine d'après la condition de non poinçonnement :

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

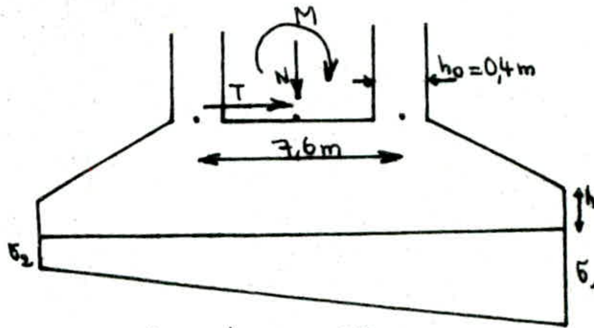
$$\left.\begin{array}{l} P_{c_1} = (D_m - h_t).\pi \\ P_{c_2} = (D_m + h_t).\pi \end{array}\right\} \Rightarrow P_c = P_{c_1} + P_{c_2} = 2\pi . D_m$$

$$Q = G + 1{,}2 P = 3610{,}64$$

$$\Rightarrow h_t \geqslant \frac{1{,}5 . 3610{,}64}{2\pi . 7{,}6 . 1{,}2 . 62{,}5} = 1{,}51 \text{ m}$$

On prendra $h_t = 2{,}50$ m

2) Diametre du radier :



• Efforts à la base du fût $\left\{\begin{array}{l} N_1 = 3597{,}46 t \\ M_1 = 19839{,}85 t.m \\ T_1 = 624{,}13 t \end{array}\right.$

$\gamma_t = 2 t/m^3$; $\gamma_b = 2{,}5 t/m^3$

$$N_t = \gamma_t . \left[\frac{\pi}{4}.(D^2 - 64).2{,}1 + \frac{1}{2}\left(\frac{2}{3}.h_t\left(\frac{D-8}{2}\right).\left(\frac{D+4}{3}\right)\right).2\pi\right]$$

$$N_{fond} = \gamma_b . \left[\frac{\pi}{4}.D^2 h_t - \frac{1}{2}\left(\frac{2}{3}.h_t\left(\frac{D-8}{2}\right)\left(\frac{D+4}{3}\right)\right).2\pi\right]$$

$$\Rightarrow N_t + N_f = D^2.(3{,}3 + 1{,}78 . h_t) + D.(0{,}69 . h_t) + 5{,}58 . h_t - 211$$

$$\Rightarrow N = N_1 + N_t + N_f = D^2.(3{,}3 + 1{,}78 . h_t) + D.(0{,}69 . h_t) + 5{,}58 . h_t + 3386{,}46$$

Etant donné que le sol n'admet pas de traction, on doit donc avoir $\sigma_2 \geqslant 0$

$$\sigma_2 (min) = \frac{D^2.(3{,}3 + 1{,}78 . h_t) + D.(0{,}69 . h_t) + 5{,}58 . h_t + 3386{,}46}{\frac{\pi . D^2}{4}} - \frac{19839{,}85 + 624{,}13 h_t}{\pi D^3 / 32} \geqslant 0$$

Soit $h_t = 2{,}5$ m $\Rightarrow D = 23$ m et $N_t + N_f = 3942 t$

Calcul de la capacité portante du sol.

La relation de TERZAGHI $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \dfrac{0{,}6 . R . \gamma . N_\gamma + \gamma . D . (N_q - 1) + 1{,}3 . C . N_c}{F} + \gamma_D$

$R = 11{,}5$ m
$\gamma = 20$ KN/m²
$C = 65$ KN/m²

$\left.\begin{array}{l} N_\gamma = 5{,}76 \\ N_q = 7{,}07 \\ N_c = 15{,}8 \end{array}\right\}$ pour $\varphi = 21°$

$\left.\begin{array}{l} F = 3 \\ D : \text{profondeur d'encastrement} = 4{,}6 \text{ m} \end{array}\right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 9{,}8 b$

La capacité portante admissible sera limitée à 3b ; en tenant compte des valeurs du tassement et de la resistance à la compression simple.

On travaille donc avec $\bar{\sigma}_a = 3$ bars $= 30 t/m^2$

Verification des contraintes dans le sol :

Aire en contact du sol : $S = \pi . \frac{D^2}{4} = 415{,}26 m^2$

Module de resistance : $W = \frac{\pi . D^3}{32} = 1193,88 \ m^3$

Les contraintes sont données par : $\sigma_{1,2} = \frac{N_t + N_f + N_1}{S} \pm \frac{M_1 + 2,5 . T_1}{W}$

• Combinaison du 1er genre :

Cuve vide	G + V	G+P+V	G+1,2.P
σ_1 (t/m^2)	13,72	13,87	13,38
σ_2 (t/m^2)	12,68	12,83	13,38

Cuve pleine	G+V	G+P+V	G+1,2P
σ_1 (t/m^2)	18,64	18,77	18,21
σ_2 (t/m^2)	17,46	17,59	18,21

• Combinaison du 2e Genre :

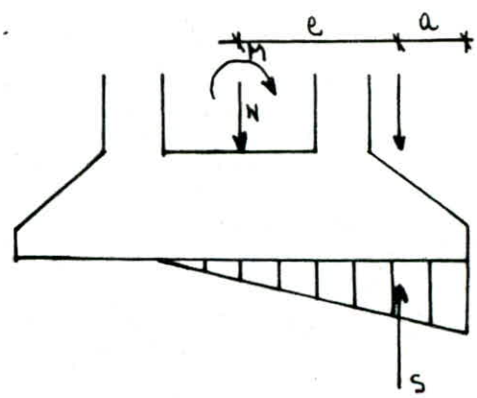
Cuve vide	0,9(G+P)+1,1W	1,1(G+P+W)	G+P+S	0,8G+S
σ_1 (t/m^2)	13,96	14,73	22,94	22,06
σ_2 (t/m^2)	11,96	12,73	3,76	2,88

Cuve pleine	0,9.(G+P)+1,1W	1,1.(G+P+W)	G+P+S	0,8G+S
σ_1 (t/m^2)	18,46	20,19	36,1	34,26
σ_2 (t/m^2)	16,16	17,89	0,26	-1,6

Verifications :

a) Pour $\sigma_2 \geq 0$ $\Rightarrow \bar{\sigma} = \frac{3 . \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 . \bar{\sigma}_a = 39,9$ (Sol mi-dur).

Cette condition est verifiée pour toutes les combinaisons soit en particulier pour (G+P+S, 2e genre) où $\bar{\sigma} = 27,14 \ t/m^2 \leq 39,9 \ t/m^2$.



b) pour $\sigma_2 < 0$

En regle general, il suffit de verifier que

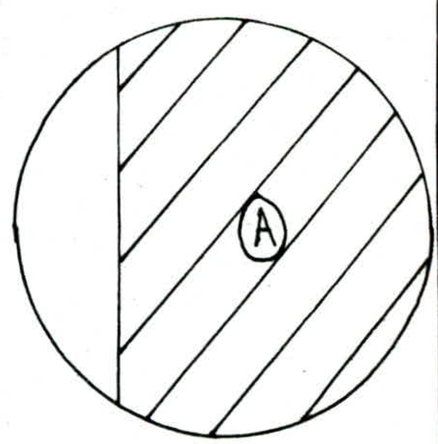
$\boxed{\sigma_1 \leq 1,33 \ \bar{\sigma}_s}$

soit $\sigma_1 = 34,26 \leq 39,9 \ t/m^2$ (pour le cas cuve pleine, second genre, 0,8.G+S).

Mais comme verification supplementaire on doit avoir :

$\frac{3}{4} . \sigma_1' = \left(\frac{2N}{A}\right) . \frac{3}{4} \leq 1,33 . \bar{\sigma}_s$

A : aire de la partie comprimée, le calcul graphique donne $A = 375 \ m^2$.



$\frac{3}{4} . \sigma_1' = \frac{3}{4} . \left(\frac{2 . 6776,6}{375}\right) = 27,1 \ t/m^2 \leq 1,33 . \bar{\sigma}_s$. C'est verifié

Calcul de la plaque de Fondation

Le radier general circulaire se calcule par la theorie des "plaques et coques" de Timoshenko.

Le radier sera assimilé à une plaque fonctionnant en plancher renversé, uniformément chargé par la réaction du sol, et simplement appuyé sur la circonférence moyenne du fût

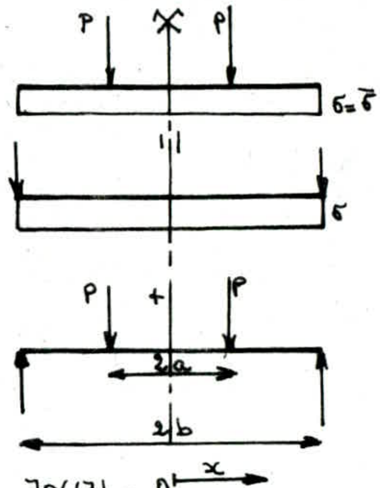
vérifions que : $\dfrac{\sigma_1\,(\max)\,[2^e \text{ genre}]}{\sigma_1(\max)\,[1^{er} \text{ genre}]} > 1,5 \cdot \dfrac{\bar\sigma_a\,[2^e \text{ genre}]}{\bar\sigma_a\,(1^{er} \text{ genre})}$

Combinaisons (G+P+S) : $\dfrac{36,1}{18,77} = 1,92 > 1,5$ c'est vérifié

Donc le radier se calculera sous une contrainte moyenne qui sera uniformisée :

$\bar\sigma = \dfrac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ sollicitations du 2e genre (G+P+S)

$\sigma = \bar\sigma = \dfrac{3\cdot 36,1 + 0,26}{4} = 27,14\ t/m^2$



Evaluation des efforts

1er Cas de charge :

. Moment radial : $M^1_{rad} = -\dfrac{\sigma}{16}\cdot(3+\nu)\cdot(b^2 - x^2)$

. Moment tangentiel, $M^1_{tg} = -\dfrac{\sigma}{16}\left[b^2\cdot(3+\nu) - x^2\cdot(1+3\nu)\right]$

ν : Coeft de poisson = 0,15 (beton) ; $\sigma = \bar\sigma = 27,14\ t/m^2$
$a = 3,8\ m$; $b = 11,5\ m$

A.N :

. Au centre $x = 0 \Rightarrow M^1_r = M^1_t = -\dfrac{\sigma}{16}(3+\nu)\cdot b^2 = -\dfrac{27,14}{16}\cdot(3,15)\cdot 11,5^2 = -706,63\ t.m$

. En $x = a = 3,8\,m \Rightarrow \begin{cases} M^1_r = -\dfrac{\sigma}{16}\cdot(3+\nu)\cdot(b^2 - a^2) = -\dfrac{27,14}{16}\cdot(3,15)(11,5^2 - 3,8^2) = -629,48\ t.m \\ M^1_t = -\dfrac{\sigma}{16}\cdot\left[b^2\cdot(3+\nu) - a^2\cdot(1+3\nu)\right] = -\dfrac{27,14}{16}\cdot\left[11,5^2\cdot(3,15) - 3,8^2\cdot(1,45)\right] = -671,12\ t.m \end{cases}$

2e Cas de charge :

Valeur de P : On a $\pi\cdot b^2\cdot\sigma = p\cdot 2\pi\cdot a \Rightarrow P = \dfrac{b^2}{2a}\cdot\sigma = 314,85\ t/ml$ de circonférence du fût.

. Pour $x \leq a$ $\quad M^{(2)}_r = M^{(2)}_t = \dfrac{\sigma}{4}\left[(1-\nu)\cdot\dfrac{(b^2 - a^2)}{2} + b^2\cdot(1+\nu)\cdot\log_e\dfrac{b}{a}\right]$

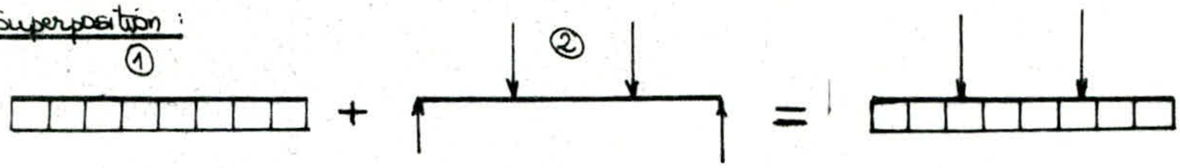
. Pour $x > a$ et $x = b$: $\begin{cases} M^{(2)}_r = 0 \\ M^{(2)}_t = \dfrac{Pa}{2}\cdot(1-\nu)\cdot\left(1 - \dfrac{a^2}{b^2}\right) \end{cases}$

A.N :

Pour $x \leq a = 3,8\,m \Rightarrow M^2_r = M^2_t = \dfrac{27,14}{4}\cdot\left[0,85\dfrac{(11,5^2 - 3,8^2)}{2} + 11,5^2\cdot(1,15)\cdot 1,1\right] = 1474,82\ t.m$

Pour $x = b = 11,5\,m \Rightarrow \begin{cases} M^2_r = 0 \\ M^2_t = \dfrac{314,85\cdot 3,8}{2}\cdot 0,85\cdot\left(1 - \dfrac{3,8^2}{11,5^2}\right) = 453\ t.m \end{cases}$

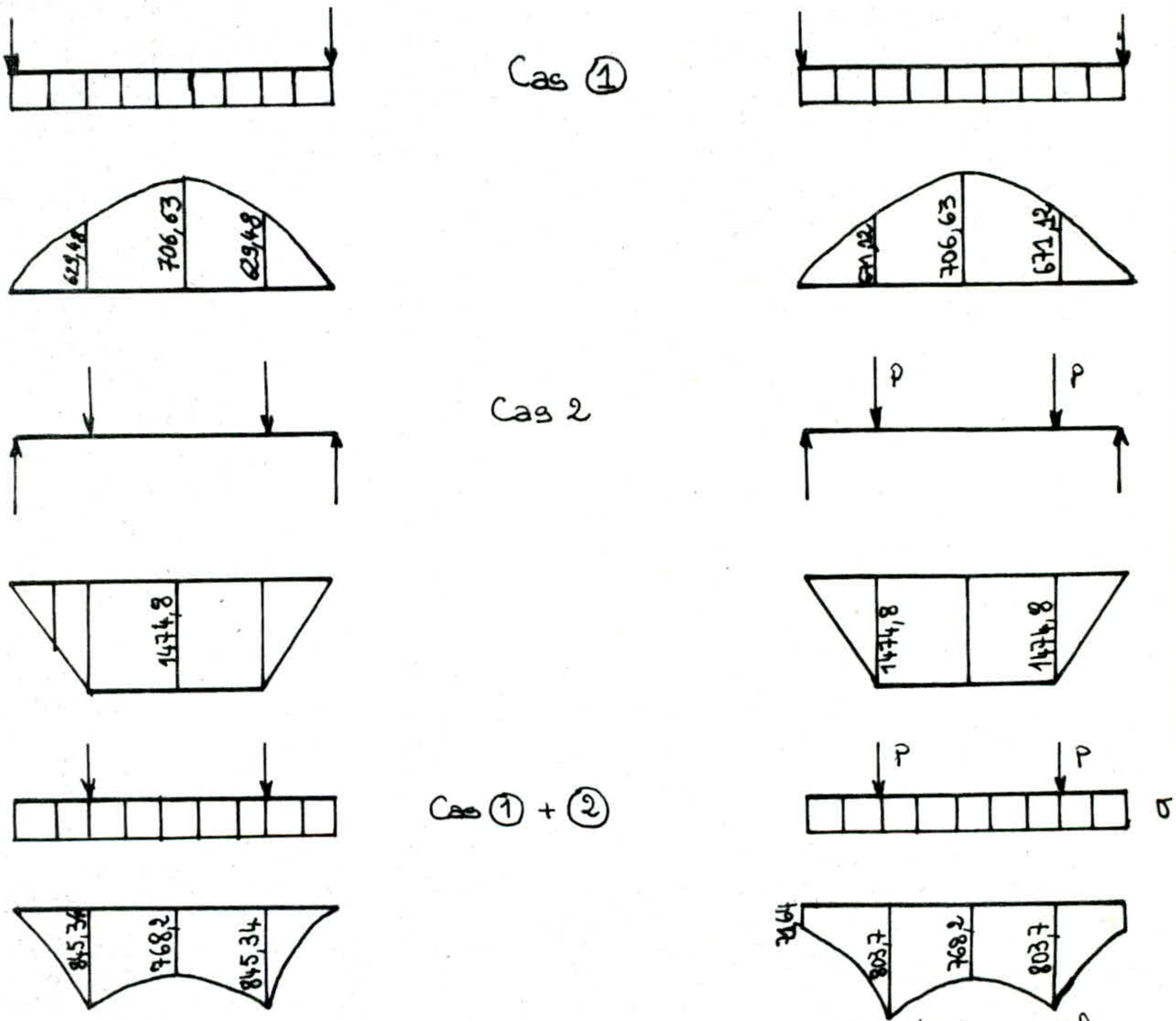
Superposition :



- $M_r = M_{r_1} + M_{r_2} \Rightarrow$ $\begin{cases} x=0 & M_r = -706{,}63 + 1474{,}82 = 768{,}19\ t.m \\ x=a & M_r = -629{,}48 + 1474{,}82 = 845{,}34\ t.m \\ x=b & M_r = 0 \end{cases}$

- $M_t = M_{t_1} + M_{t_2} \Rightarrow$ $\begin{cases} x=0 & M_t = -706{,}63 + 1474{,}82 = 768{,}19\ t.m \\ x=a & M_t = -671{,}12 + 1474{,}82 = 803{,}71\ t.m \\ x=b & M_t = -381{,}36 + 453 = 71{,}64\ t.m \end{cases}$

Diagrammes:



Moments Radiaux

Moments tangentiels.

Calcul des armatures inferieures :

a) Armatures radiales :

$M_r^{max} = M_r = 845{,}34\ t.m/ml$

$\bar{\sigma}_a = 4000\ kg/m^2\ (\phi \geq 25\,mm)$; SP2 $\Rightarrow A_r = \dfrac{M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h}$

$b = 100\ cm \quad h = 245\ cm$

$$\mu = \frac{15 . M_r}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 . 845{,}34 . 10^5}{4000 . 100 . 245^2} = 0{,}0528 \Rightarrow \begin{cases} K = 37 \\ \varepsilon = 0{,}9038 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_r = \frac{845{,}34 . 10^5}{4000 . 0{,}9038 . 245} = 95{,}84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $12T32/\text{ml}$ $(96{,}5 \text{ cm}^2/\text{ml})$; $e = 8$ cm.

. Contrainte de compression dans le beton $\sigma_b' = \frac{4000}{K} = \frac{4000}{37} = 108 < \bar{\sigma}_{b\,r}'$

b) Armatures tangentielles :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 803{,}7 \text{ t.m/ml} \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ h = 245 - 3{,}2 - \frac{3{,}2}{2} = 240{,}2 \text{ cm} \end{cases}$$

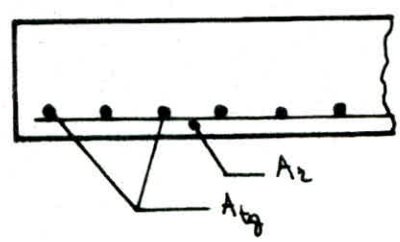
$$\mu = \frac{15 . 803{,}7 . 10^5}{4000 . 100 . 240{,}2^2} = 0{,}052 \Rightarrow \begin{cases} K = 37{,}4 \\ \varepsilon = 0{,}9046 \end{cases}$$

$$A_{tg} = \frac{803{,}7 . 10^5}{4000 . 0{,}9046 . 240{,}2} = 92{,}47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$ soit $12T32/\text{ml}$: $(96{,}5 \text{ cm}^2/\text{ml})$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{37{,}4} = 106{,}95 < (\bar{\sigma}_b')_2$$

Donc :

$$\boxed{\begin{array}{l} A_r = 12T32/\text{ml} \\ A_t = 12T32/\text{ml} \end{array}}$$



Armatures superieures : On dispose également des armatures superieures de constructions qui auront pour rôle de s'opposer au retrait vu la masse importante du radier

de servir de support aux barres longitudinales de la tour.

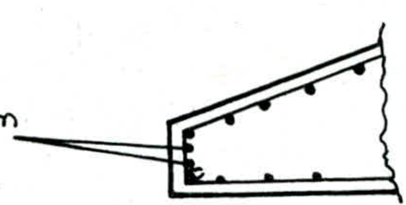
d'equilibrer d'eventuels efforts de traction ou de torsion en cas d'excentrement accidentel.

Armatures superieures : on peut prendre $A_{sup} = \frac{A_{inf}}{8}$

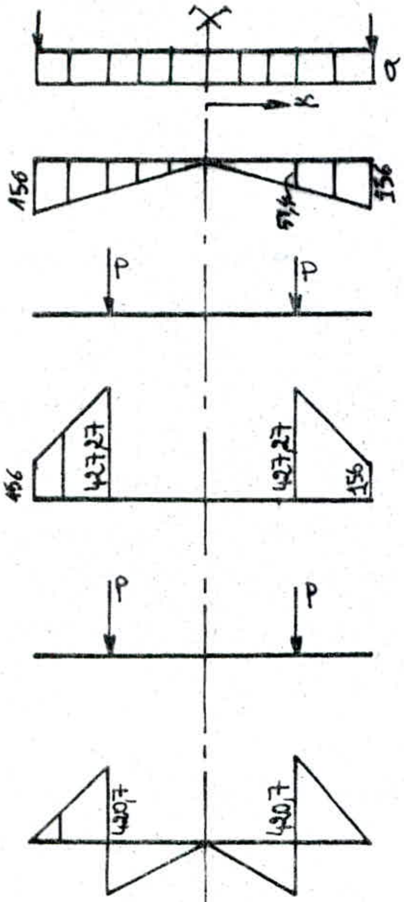
d'où $\boxed{\begin{array}{l} A_r = 6T16/\text{ml} \\ A_t = 6T14/\text{ml} \end{array}}$ d'où quadrillage au niveau de la base du fût

Comme armatures de chapeau :

On prend en cerces 2T14 espacés de 25 cm



Verification à l'effort tranchant :



Cas 1 : $T_r = -0,5 \cdot \sigma_b \cdot \rho \quad ; \; \rho = \frac{x}{b}$

$x = 0 \Rightarrow T_r^1 = 0$

$x = a = 3,8\,m \Rightarrow T_r^1 = -0,5 \cdot 27,14 \cdot 11,5 \cdot \frac{3,8}{11,5} = -51,56\,t/ml$

$x = b = 11,5\,m \Rightarrow T_r^1 = -0,5 \cdot 27,14 \cdot 11,5 \cdot \frac{11,5}{11,5} = -156,05\,t/ml$

Cas 2 :

$0 \leq x \leq a = 3,8\,m \Rightarrow T_r^2 = 0$

$a \leq x \leq b = 11,5\,m \Rightarrow T_r^2 = \frac{\sigma \cdot b^2}{2 \cdot x}$

$x = a = 3,8\,m \Rightarrow T_r^2 = \frac{27,14 \cdot 11,5^2}{2 \cdot 3,8} = 472,27\,t/ml$

$x = b = 11,5\,m \Rightarrow T_r^2 = \frac{27,14 \cdot 11,5}{2} = 156,055\,t/ml$

Cas ① + ② : Superposition

- $x = 0 \Rightarrow T_r = 0$
- $x = 3,8\,m \Rightarrow T_r = -51,56 + 472,27 = 420,7\,t/ml$
- $x = 11,5\,m \Rightarrow T_r = -156 + 156 = 0$.

Verification de la contrainte de cisaillement dans le beton:

$$T_{max} = 420,7\,t/ml$$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{420,7 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 245} = 19,62\,Kg/cm^2 \\ \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 6,25 = 21,9\,Kg/cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

donc l'effort tranchant est verifiée.

Entrainement des armatures radiales :

$\tau_d = \frac{T}{n\,p \cdot z}$.

n : nbre de barres : 12

p : perimetre d'une barre : $3,2 \cdot \pi = 10,048\,cm$

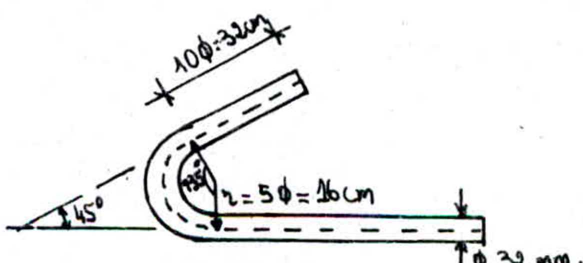
$z \simeq \frac{7}{8} \cdot h = 214,37\,cm$.

$$\Rightarrow \tau_d = \frac{420,7 \cdot 10^3}{12 \cdot 10,048 \cdot 214,4} = 16,27\,Kg/cm^2 < 3,75 \cdot \bar{\sigma}_b = 23,4\,Kg/cm^2$$

C'est verifié .

Dispositions constructives :

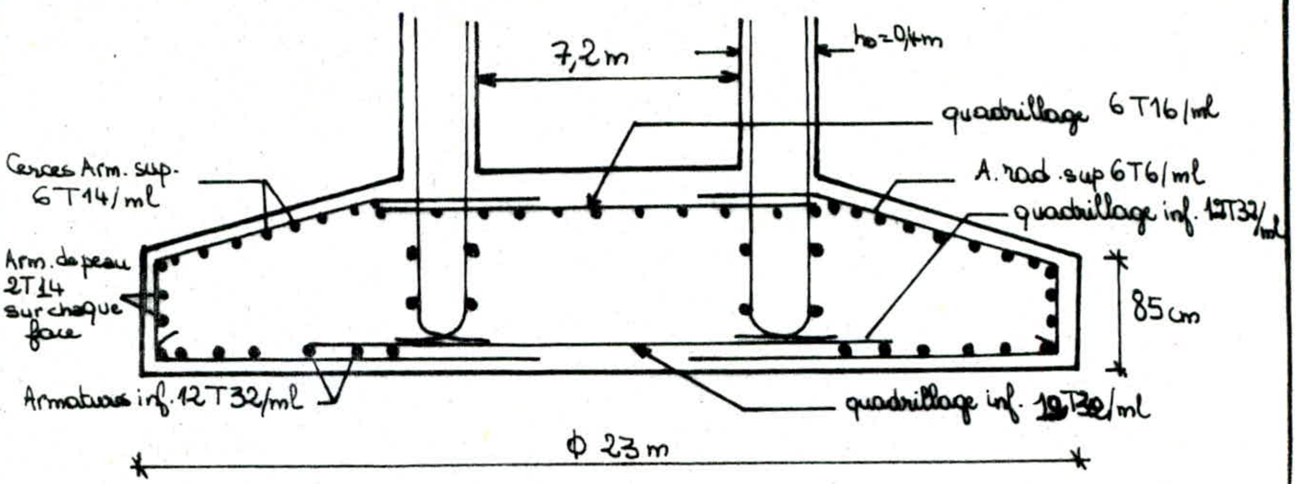
a) Ancrage courbe :



Crochet à 45°

b) Recouvrement des barres :

$l_r = 40 \cdot \phi$ (barres H.A droites) . $l_r = 130\,cm$



Calcul des Tassements :

1) A partir de la formule de BOUSSINESQ : profondeur du chargement : $\sigma_z \leq 0,3\,q$

$: \sigma_z = \eta \cdot q \Rightarrow \frac{\sigma_z}{q} = \eta$.

a) profondeur d'influence du chargement :

Cette profondeur est obtenue par la formule de BOUSSINESQ : $\frac{\sigma_z}{q} = 0,736$.

quand $\frac{z}{R} = 0,58$ donc $z = 0,58 \cdot R = 0,58 \cdot 11,5 = 6,67\,m$.

b) Calcul des tassements

hypotheses : - sol homogene est normalement consolidé - Fondation rigide.

A partir de la formule de BOUSSINESQ : $\Delta S = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{(1-\nu^2)}{E} \cdot q \cdot R$

$$\left.\begin{array}{l} \nu = 0,37 \\ E = 31,1\,KN/m^2 \\ R = 11,5\,m \end{array}\right\} \Rightarrow \Delta S = 0,5 \cdot q \left\{\begin{array}{l} q = 300\,KN/m^2 \rightarrow \Delta S = 0,15\,m = 15\,cm \\ q = 271,4\,KN/m^2 \rightarrow \Delta S = 0,13\,m = 13\,cm. \end{array}\right.$$

A partir de la formule de WINTERKORN : $\Delta S = \frac{\Delta e \cdot z}{1+e_0}$ avec $\Delta e = C_c \cdot \log_{10}\left(\frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_0'}\right)$

- $\Delta\sigma_z$ se calcule à l'aide de la formule suivante :

pour un chargement uniforme circulaire $\rightarrow \Delta\sigma_z = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{r}{z}\right)^2}\right)^{3/2}\right] \cdot q$

pour $r = z \rightarrow \Delta\sigma_z = 0,646 \cdot q$

$$\left.\begin{array}{l} \text{si } q = 300\,KN/m^2 \rightarrow \Delta\sigma_z = 193,8\,KN/m^2 \\ \text{si } q = 271,4\,KN/m^2 \rightarrow \Delta\sigma_z = 175,32\,KN/m^2 \end{array}\right\} \quad \sigma_0' = 82,4\,KN/m^2$$

* $\sigma_0' = 82,4\,KN/m^2$; $q = 300\,KN/m^2 \rightarrow C_c = \overline{C_c} = 0,0778 \Rightarrow \Delta e = 0,04$

$q = 271,4\,KN/m^2 \rightarrow C_c = \overline{C_c} = 0,07778 \Rightarrow \Delta e = 0,038$

$e_0 = \overline{e_0} = 0,582 \longrightarrow \Delta S = 0,168\,m = 16,8\,cm$

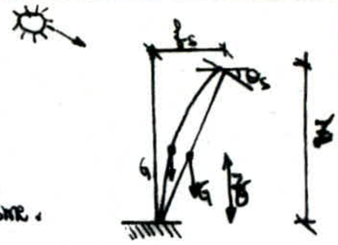
$\longrightarrow \Delta S = 0,16\,m \Rightarrow 16\,cm$

- Les 2 formules ont donné des resultats proches.

- Les tassements (ΔS) calculés sont des tassements sous charges appliquées uniformement $\Rightarrow$ ils sont uniformes

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 : $M_s = C_s . G$; $C_s = f_s \left(\frac{\mathfrak{z}}{Z}\right)^2$

G : poids de l'ouvrage, la deformée est parabolique.
f_s : fleche au sommet : $Z . \theta_s / 2$ θ_s : rd.
θ_s : rotation dûe à l'ensoleillement.
$\theta_s = \mu . \frac{T . Z}{De}$ T : difference de temperature entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée ; $T = 30°C$.
$\mu = 10^{-5}$; module de dilatation lineaire
$De = 8\,m$.

$Z = 41{,}8\,m \Rightarrow \theta_s = \frac{10^{-5} . 30 . 41{,}8}{8} = 1{,}569 . 10^{-3}\,rd$.

$f_s = Z . \frac{\theta_s}{2} = 41{,}8 . \frac{1{,}569 . 10^{-3}}{2} = 3{,}28 . 10^{-2}\,m$

Calcul de $\mathfrak{z}$ (centre de gravité de l'ouvrage : cuve pleine et cuve vide).

$\Rightarrow \mathfrak{z}_p = 19{,}42\,m$

$\mathfrak{z}_v = 11{,}22\,m$

Donc $C_s = 18{,}772 . 10^{-6} . \mathfrak{z}^2 \Rightarrow \begin{cases} \text{soit } \mathfrak{z} = \mathfrak{z}_p = 19{,}42\,m \Rightarrow C_s^P = 7 . 10^{-3}\,m. \\ \mathfrak{z} = \mathfrak{z}_v = 11{,}22\,m \Rightarrow C_s^V = 2{,}36 . 10^{-3}\,m. \end{cases}$

a) Cuve vide : $C_s = 2{,}36 . 10^{-3}\,m$

$$M_s = (N_f + N_{G+P+S}) . C_s = 7{,}8\,t.m$$

moment secondaire dû à l'action du seisme

$f_G = 9 . 10^{-3}\,m$ (courbe deformée).   (G+P+S) 2e genre donne $\begin{cases} N = 1591{,}48\,t \\ T = 349{,}5\,t \\ M = 10577{,}55\,t.m \end{cases}$

$N_f = 1712{,}3\,t$; $D = 23\,m$

$M_{VS} = (N_f + 1591{,}48) . f_G = 29{,}73\,t.m$.

d'où $M_{renv} = (M_s + M_{VS} + 10577{,}55) = 10615{,}1\,t.m$.

* Moment Stabilisant : $M_{stab} = (N_f + 1591{,}48) . \frac{D}{2} = 37993{,}5\,t.m$.

Prenons un coef^t de securité de $F_s = 2$

$F = \frac{M_{stab}}{M_{renv.}} = \frac{37993{,}5}{10615{,}1} = 3{,}58 > 2$ c'est verifié sous la sollicitation G+P+S.

* Sous 0,8G+S $\begin{cases} N = 1230{,}1\,t \\ M = 10577{,}5\,t.m \\ T = 349{,}5\,t \end{cases}$ d'où $M_s = (1712{,}3 + 1230{,}1) . 2{,}36 . 10^{-3} = 6{,}94\,t.m$

$M_{VS} = (1712{,}3 + 1230{,}1) \cdot 9 \cdot 10^{-3} = 26{,}48\ t.m$

$M_{renv} = (6{,}94 + 26{,}48 + 10577{,}5) = 10610{,}92\ t.m.$

$M_{stab} = (1712{,}3 + 1230{,}1) \cdot \frac{23}{12} = 33837{,}6\ t.m$

$\Rightarrow F = \frac{M_{st.}}{M_{rev}} = \frac{33837{,}6}{1060{,}92} = 3{,}18 > 2$ C'est verifié

b) Cuve pleine : $C_S = 7 \cdot 10^{-3}\ m$ $\quad f_G = 5{,}2 \cdot 10^{-2}\ m$

* Combinaisons G+P+S :

$M = 19839{,}85\ t.m$

$N = 3597{,}46\ t$

$T = 624{,}13\ t$

$\Rightarrow$ $M_S = (1712{,}3 + 3597{,}46) \cdot 7 \cdot 10^{-3} = 37{,}17\ t.m$

$M_{VS} = (1712{,}3 + 3597{,}46) \cdot 5{,}2 \cdot 10^{-2} = 276{,}1\ t.m$

$M_{renv} = (37{,}17 + 276{,}1 + 19839{,}85) = 20153{,}1\ t.m$

$M_{st} = (1712{,}3 + 3597{,}46) \cdot \frac{23}{2} = 61062{,}24\ t.m.$

$\Rightarrow F = \frac{M_{st}}{M_{renv}} = \frac{61062{,}24}{20153{,}1} = 3{,}03 > 2$

Combinaison : 0,8G + S (Cuve pleine) : $M_S = (1712{,}3 + 2834{,}57) \cdot 7 \cdot 10^{-3} = 31{,}82\ t.m.$

$M_{VS} = (1712{,}3 + 2834{,}57) \cdot 5{,}2 \cdot 10^{-3} = 23{,}64\ t.m$

$\left.\begin{array}{l} N = 2834{,}57\ t \\ T = 624{,}13\ t \\ M = 19839{,}85\ t.m \end{array}\right\} \Rightarrow$ $M_{renv} = (31{,}82 + 23{,}64 + 19839{,}85) = 19895{,}3\ t.m$

$M_{stab} = (1712{,}3 + 2834{,}57) \cdot \frac{23}{2} = 52289\ t.m$

$\Rightarrow F = \frac{M_{st}}{M_{renv}} = \frac{52289}{19895{,}3} = 2{,}63 > 2$ C'est verifié.

Verification au glissement :

La force resultante doit etre inferieure à la force de frottement sol-Beton donc on verifiera que $\frac{f_h}{f_v} < \bar{f}$

f_h : resultante des forces horizontales

f_v : " " " verticales

$\bar{f}$: coeft de frottement sol-Beton pris égal à 0,7.

Cuve vide (sollicitation : G+P+S 2^e genre) : $\left.\begin{array}{l} f_h = 349{,}43\ t \\ f_v = 3304{,}18\ t \end{array}\right\}$ $\frac{349{,}43}{3304{,}18} = 0{,}105 \ll 0{,}7$

Cuve pleine : $\left\{\begin{array}{l} f_h = 624{,}13\ t \\ f_v = 5309{,}76\ t \end{array}\right.$ $\Rightarrow \frac{624{,}13}{5309{,}76} = 0{,}11 \ll 0{,}7$

La stabilité par rapport au glissement est assurée.

NB : $f_v = N_f + N$.

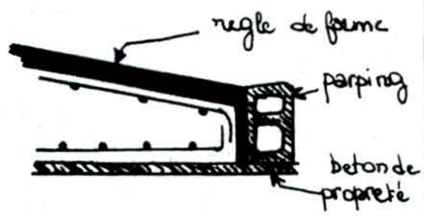
Chapitre : 11

ELEMENTS DE COFFRAGE

Coffrage des elements principaux de la superstructure

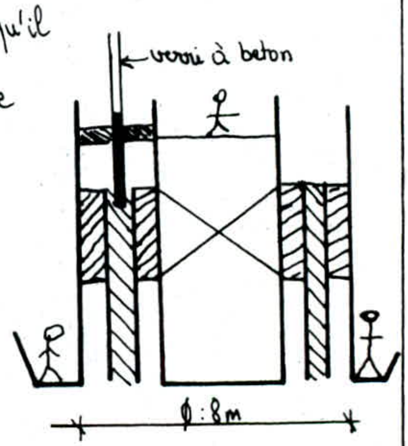
1) Fondation:

La realisation du Radier n'exige aucun coffrage ; après avoir posé une couche circulaire de beton de proprété d'epaisseur 5cm on realise un mur circulaire en parping suivant la hauteur $\frac{h_t}{3}$. Ce mur va servir de coffrage du radier de dimension $(D = 23m ; h = \frac{h_t}{3} = 0{,}83m)$. après on betonne sur le quadrillage inferieur jusqu'à la hauteur $\frac{h_t}{3}$. Le quadrillage superieur est tenu en place en s'appuyant sur des chaises en aciers (⊓). Le reste du radier se betonne tout en respectant la pente $(h_t \div \frac{h_t}{3})$ en installant des règles ".



2) Tour de support (Fût):

On utilise ici le coffrage glissant de hauteur (1,2m à 1m) suspendu à des barres verticales prenant appuis sur le beton au fur et à mesure qu'il durcit. On fait monter le coffrage en même temps que s'effectue le betonnage. Le travail se fait par équipes de jours et de nuits (24h/24h) pendant 4,5 jours jusqu'à ce que le fût soit terminé.



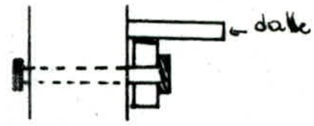
Signalons que les levées du coffrage se font à raison de 25cm/h ce qui veut dire pour h = 27,10 m on a 108,5 heures de travail jours et nuits soit : 5 jours et 4 nuits.

Pour la realisation des dalles de repos :

- On fait sortir le ferraillage radial de la dalle, de l'epaisseur du fût simplement en piquant la legere couche d'enrobage du beton ou par brossage. Le ferraillage tangentiel sera mis en place.
- Pour coffrer la dalle, on met en place la table formée d'elements circulaires ou des secteurs qui sera appuyée sur des elements qui sont eux mêmes tenus en place par

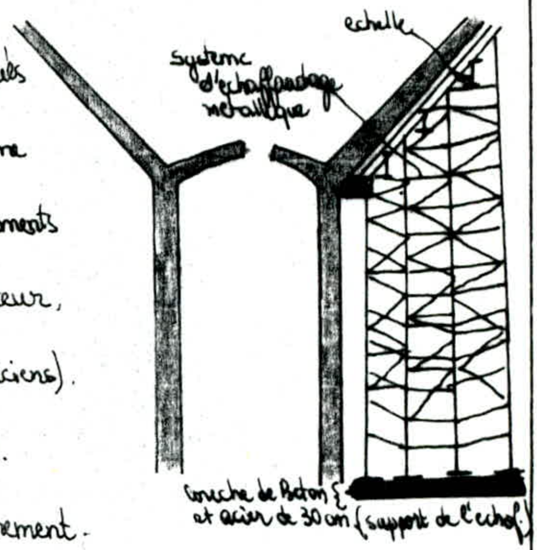
des boulons, dans l'epaisseur du fût. Apres la prise, on decoffre pour la reutiliser.

N.B: Actuellement on encastre lors du betonnage des plaques d'aciers ; puis sur lesquelles on vient souder les paliers de repos metalliques.



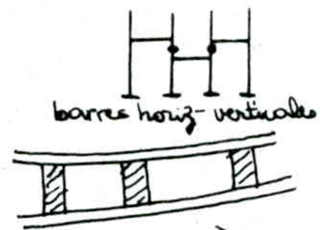
3) la cuve.

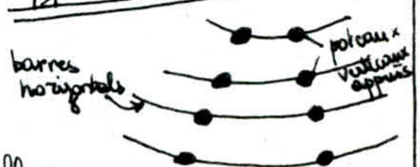
Le coffrage de la cuve se fait à l'aide de contre-plaqués deformable de hauteur 0,5m ÷ 1m reposant sur un système de chevrons eux-mêmes appuyés à la base sur des elements boulonnés sur la paroi du fût et suivant la hauteur, sur le systeme d'echaffaudage (etudié par les techniciens). Ce systeme repose à la base sur une couche de B.A. d'epaisseur environ 30cm de façon à eviter le poinçonnement.



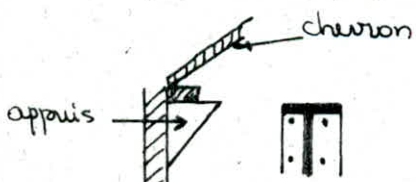
Details des elements.

Echelle peripherique en bois servant d'appuis de coffrage sur l'element horizontal de l'echaffaudage.

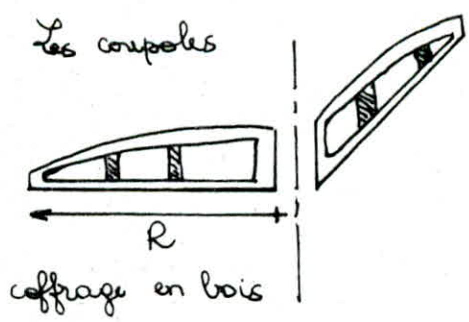


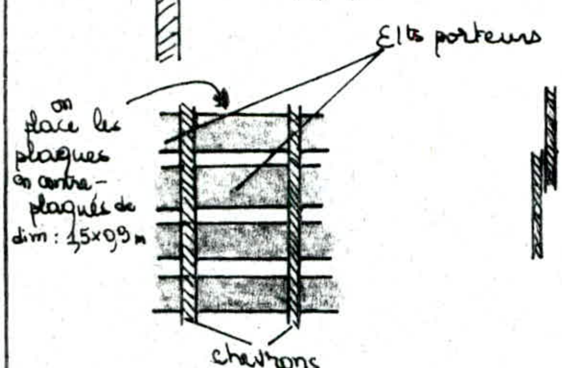


appuis metalliques peripheriques disposés à la base de la cuve (en tête du fût) qui supportent les chevrons du coffrage.

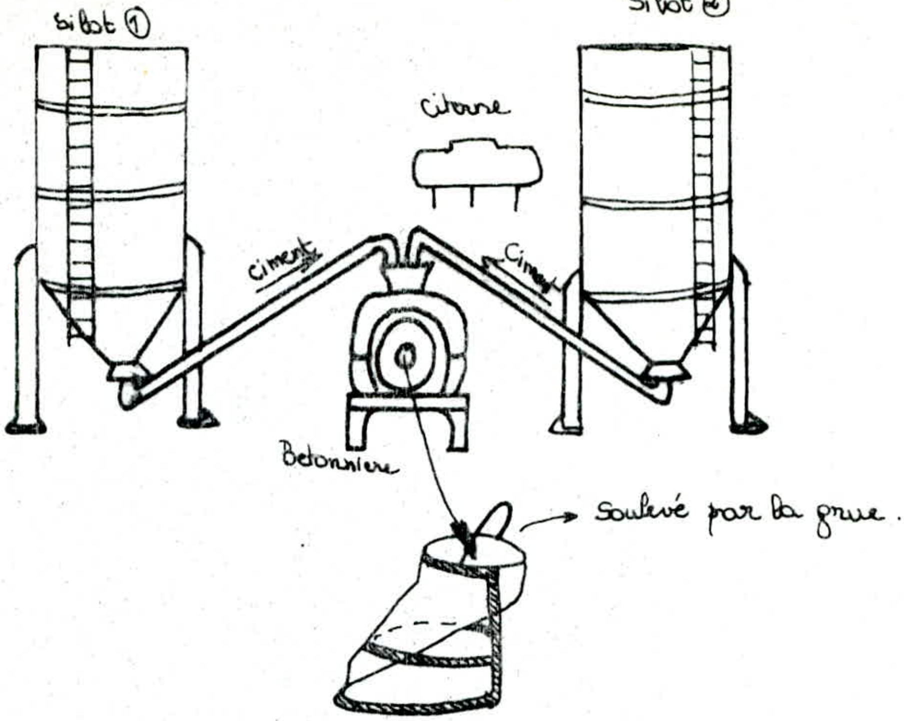


Les coupoles





Materiel utilisé



Dans les silos est stocké le ciment qui sera pompé vers la betonnière, elle même reçoit les granulats bien appropriés (Sable - Gravier calibrée).
Le tout est malaxé en presence d'eau. Le beton est prêt, il sera deversé dans le cylindre qui sera soulevé par la grue et emmené vers le lieu du betonnage.

Le materiel ennumeré precedemment absorbe l'energie necessaire à l'aide de groupes electrogènes.

- Conclusions -

Le projet de fin d'etudes nous a permis de mettre une èvidence toutes les connaissances acquises pendant la durée de formation.

C'est une porte d'accès à de nouvelles connaissances qui concernent ce projet, et qui par la suite nous seront comme outils de travail pendant la vie professionelle.

L'etude de ce projet nous a aussi permi de constater que :

- Le phenomène hydraudynamique a des effets non negligeables sur la superstructure, dont il faut tenir compte pour les reservoirs ou château d'eau de capacité depassant $1000\ m^3$.
- L'effort tranchant dû à ce phenomène majore generalement l'effort tranchant dû au seisme ; Dans notre cas cet effort a eté calculé à partir du spectre (d'El Centro) pris comme reference. En realité ce n'est pas juste car il doit y avoir un spectre propre à notre pays.
- L'etude au niveau des ouvertures est une approche, qui conduit à prevoir des sections d'aciers enormes dans les linteaux et les poteaux servant d'appuis à ces derniers.
- Pour la fondation : Le radier general opté est de grandes dimensions d'où une masse importante de beton, ce qui n'est pas èconomique, d'où :
- Refaire la conception du radier ; par exemple radier à double pente pour economiser du beton.
- Utiliser une methode de calcul de la plaque plus precise afin d'economiser de l'acier bien sûr tout en tenant compte de la resistance et la stabilité de la superstructure
- Sinon construire 2 chateaux d'eau côte à cote de $1000\ m^3$ chacun.

Bibliographie

1- Traité de B.A. Tome 6 (A. GUERRIN).

2- Theorie des plaques et coques (TIMOSHENKO).

3- Calcul des plaques (A. BARES).

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

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

7- Calcul pratique des reservoirs en zone sismique (V. DAVIDOVICI et A. HADDADI - Annales ITBTP 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° 208 Avril 1971

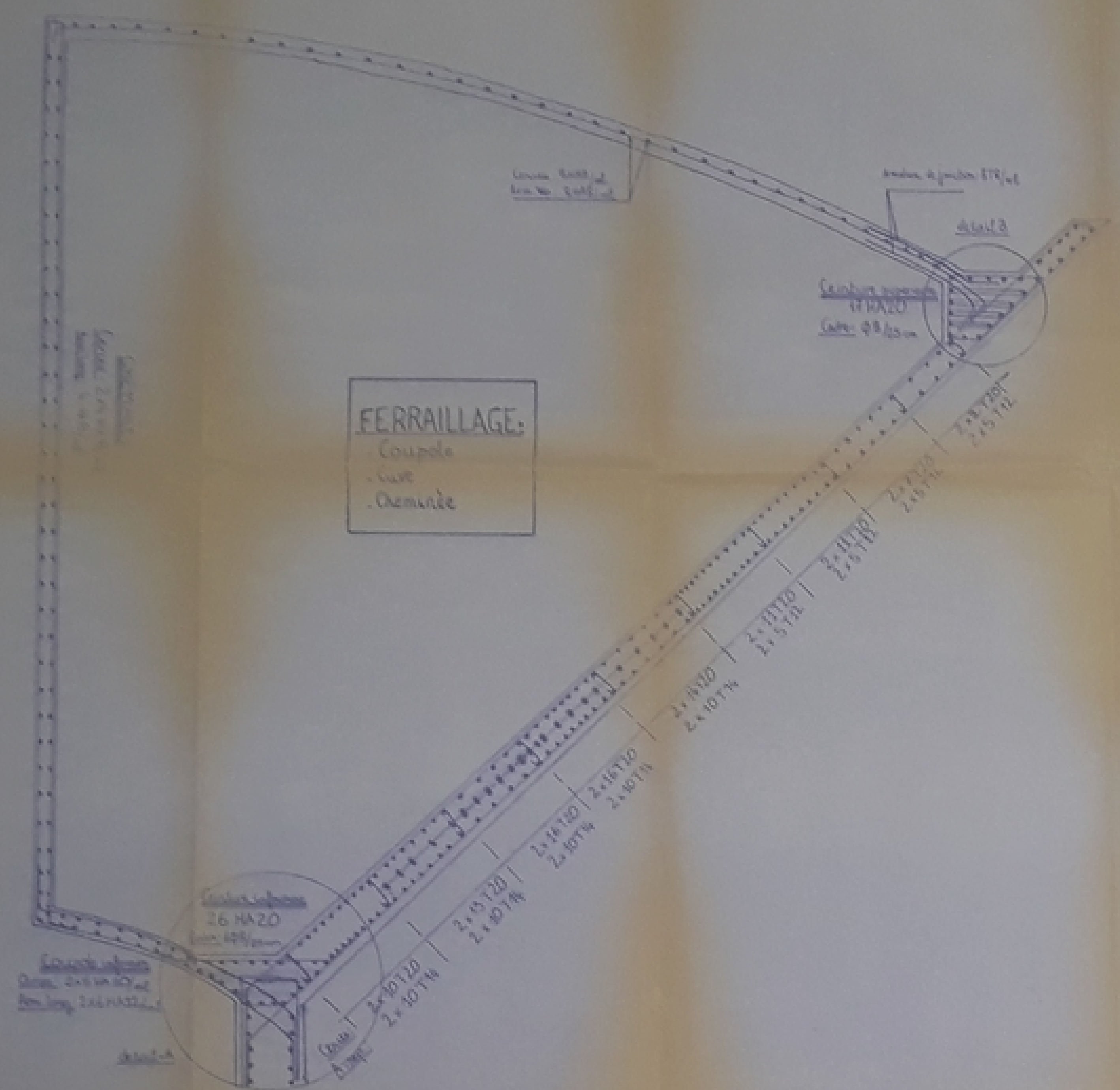
10 - Cours de Beton Armé Tome II (M. BELAZOUGUI)

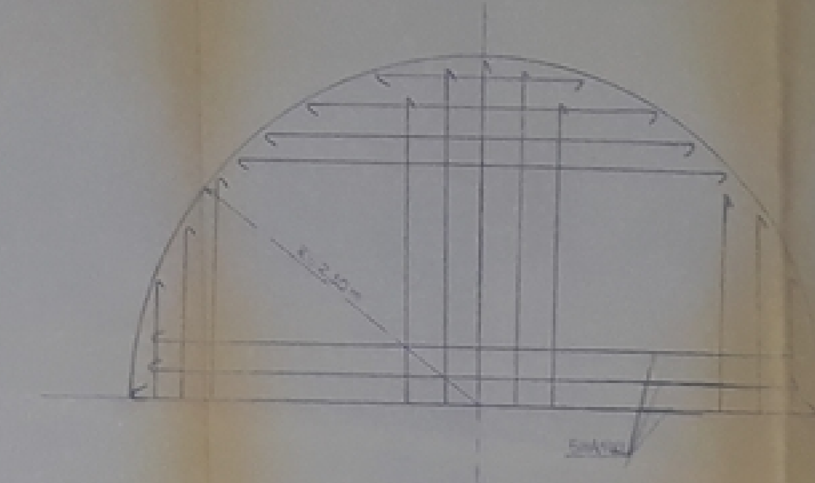
11- Regles: CCBA 68

R.P.A 81

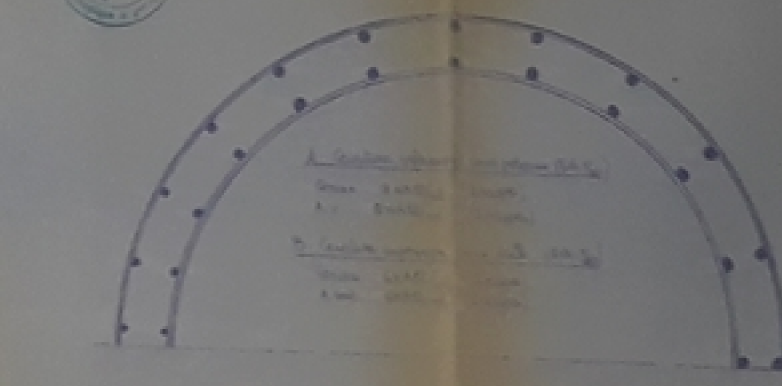
N.V 65

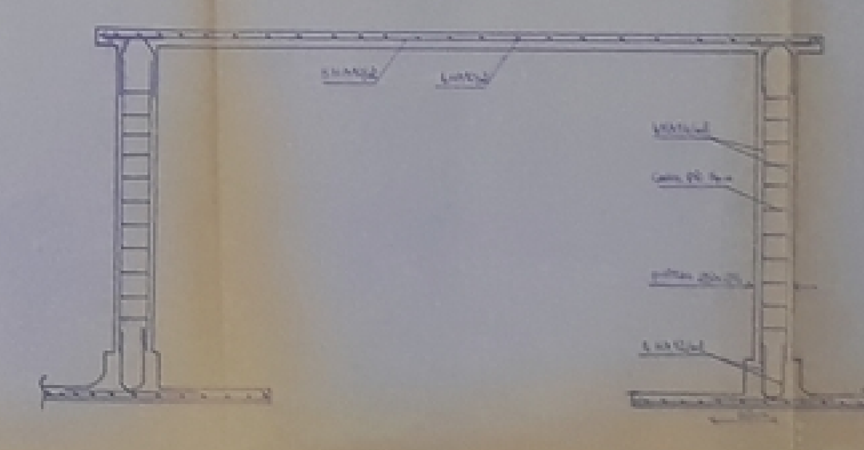
D.T.U.





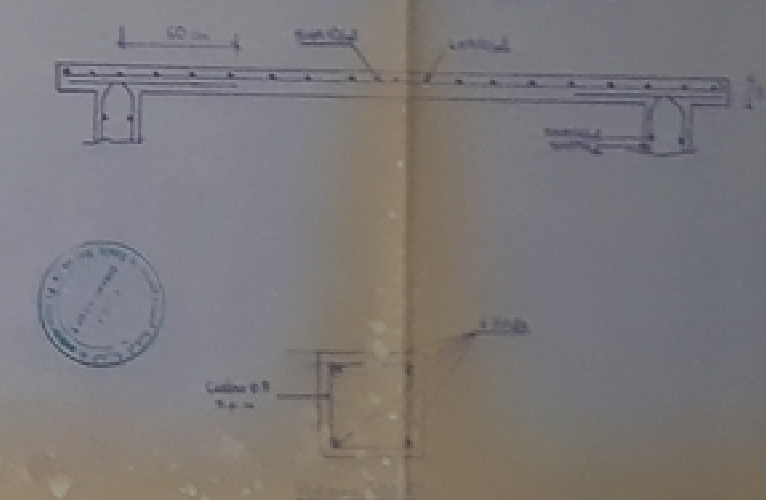
Vue en plan de la dalle (1/20)



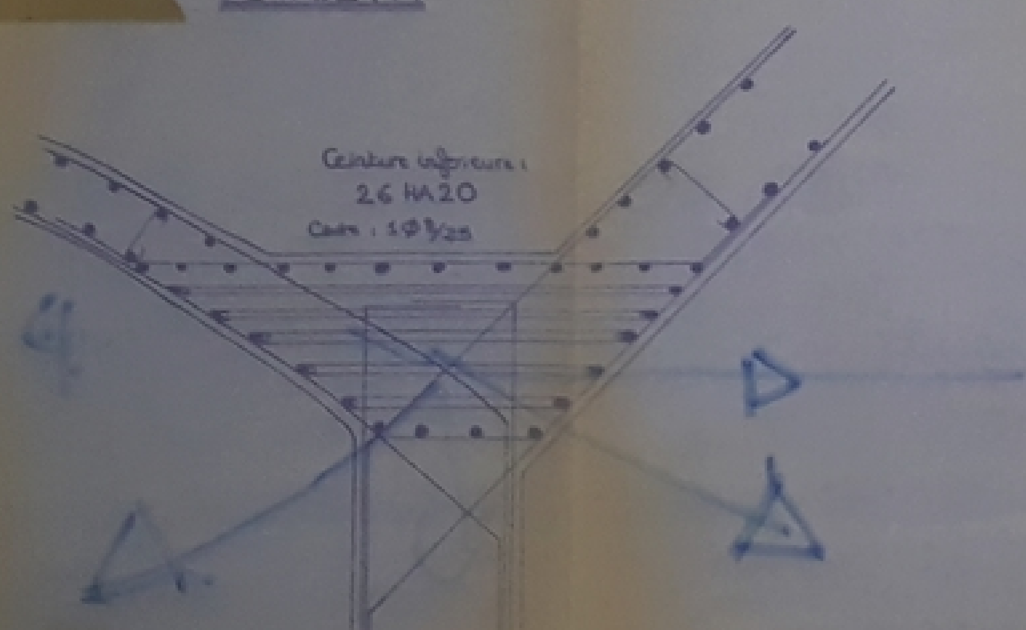


Plan d'ensemble du lanterneau

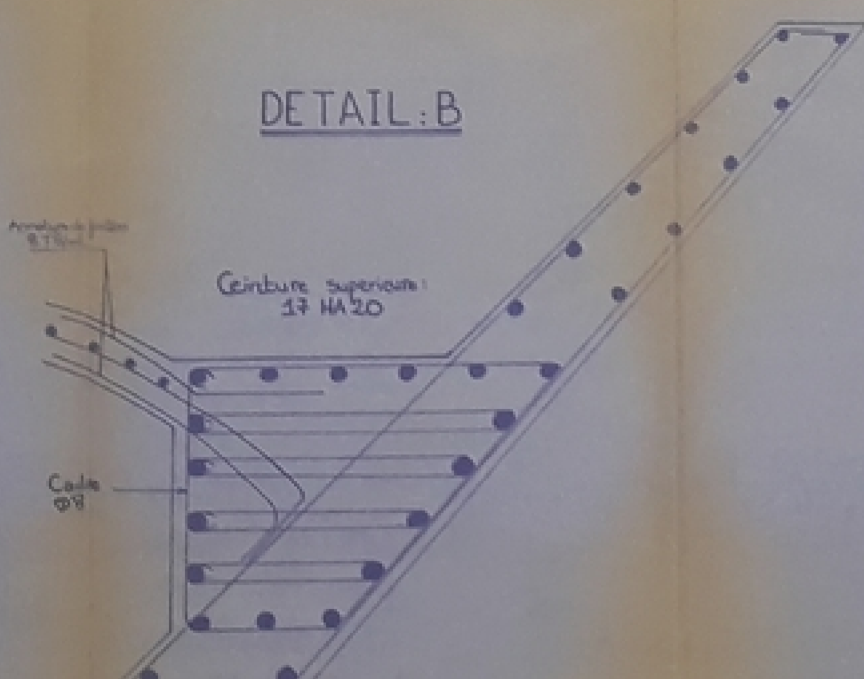
Coupe transversale d'une dalle



DETAIL : A



DETAIL : B



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

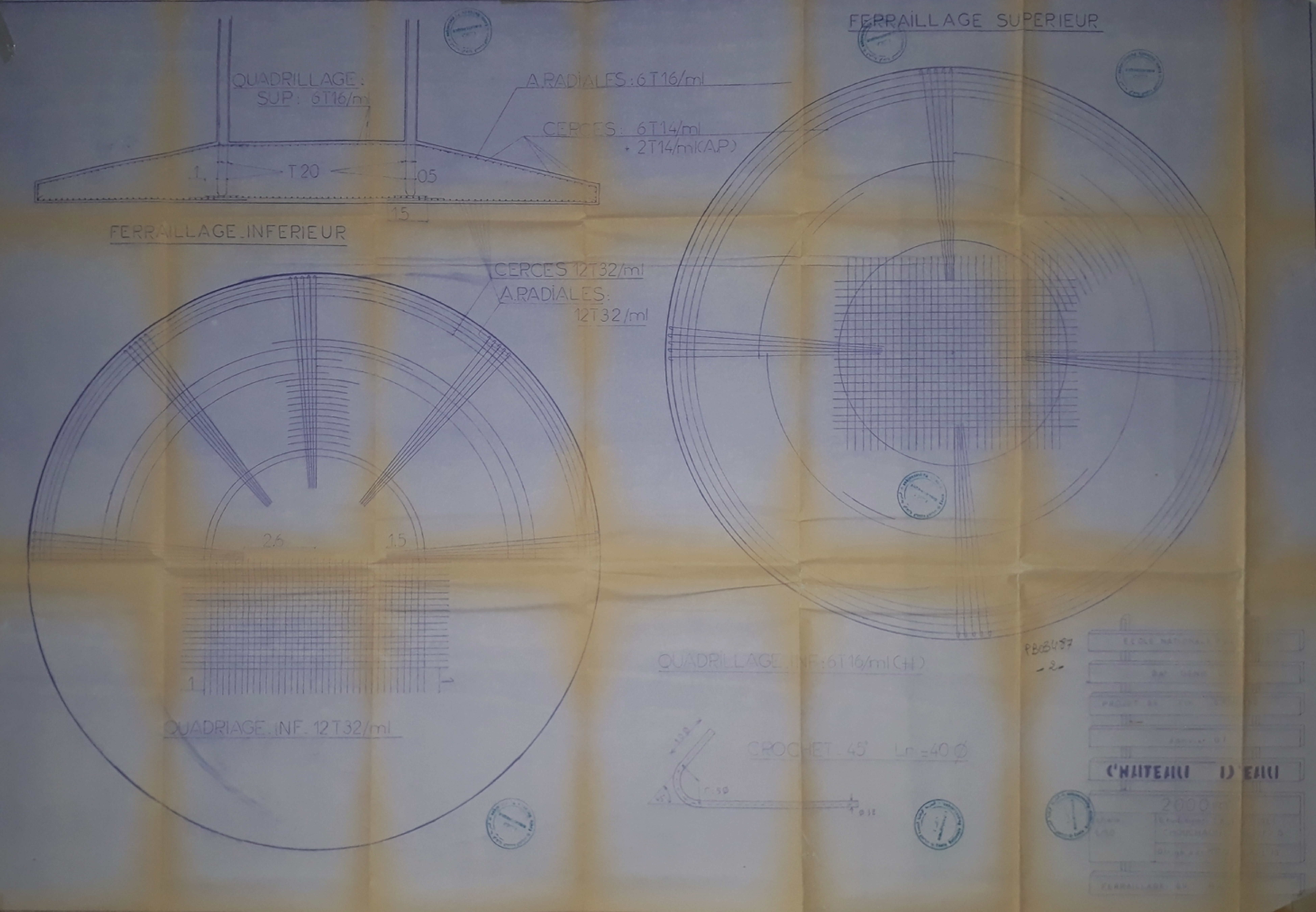
PROJET DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU 2000M³

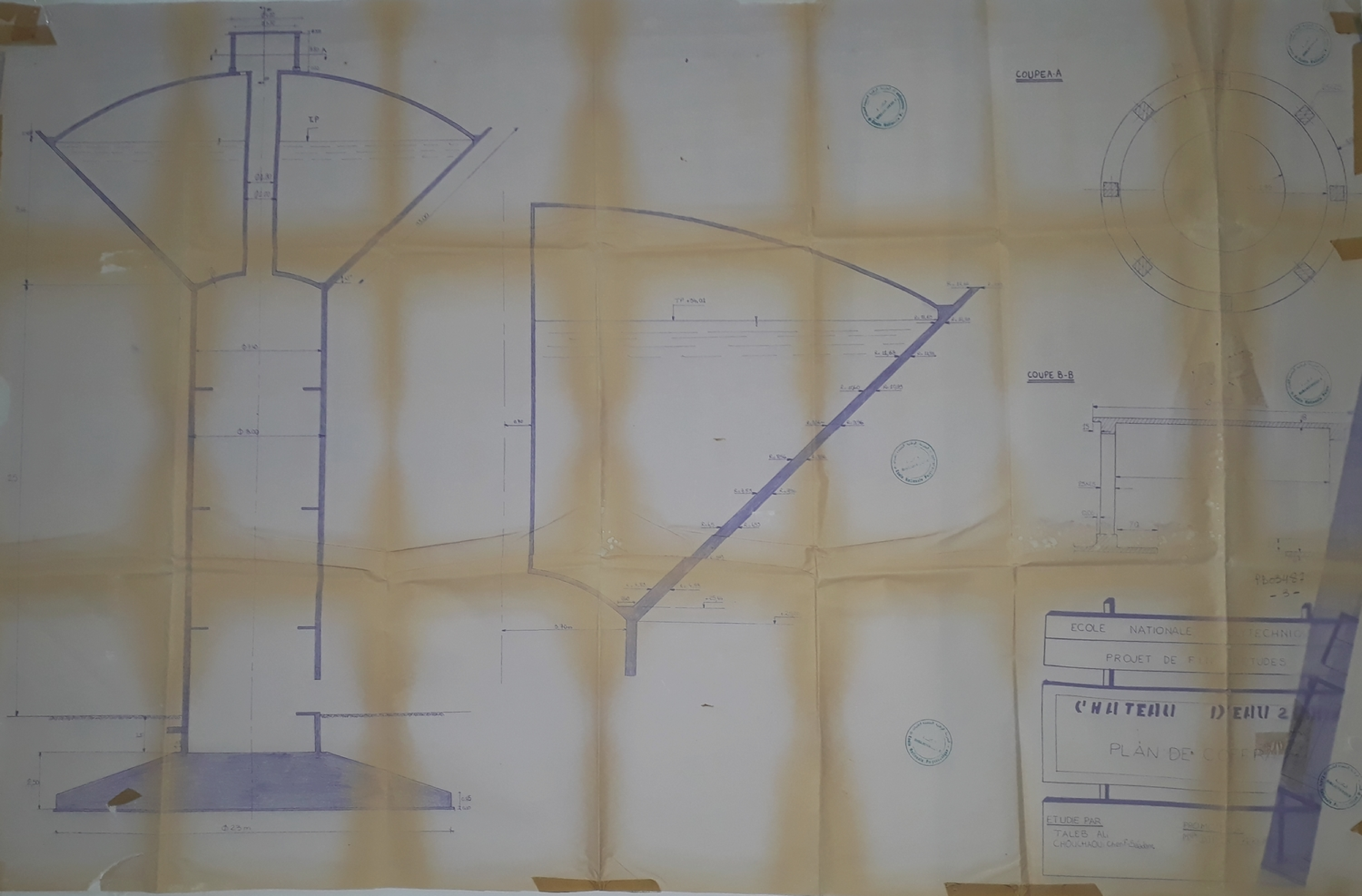
FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CUVE

ETUDE PAR
TALEB ALI
CHOUCHAOUI

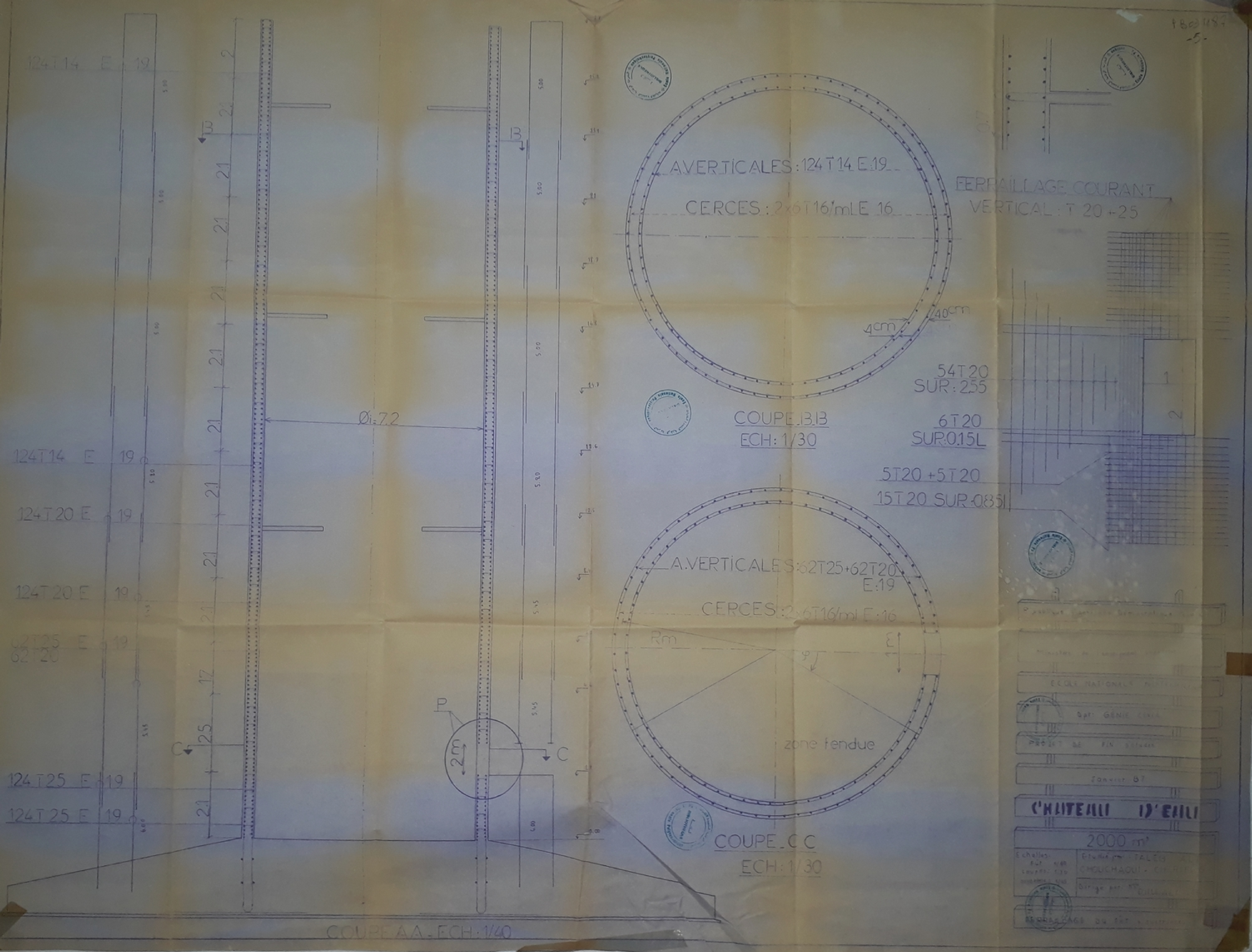
PROMOTEUR
Mr BERKANE



QUADRILLAGE :
SUP : 6T16/ml
A.RADIALES : 6T16/ml
CERCES : 6T14/ml
+ 2T14/ml(A.P)
1.
T20
05
1.5
FERRAILLAGE. INFERIEUR
FERRAILLAGE SUPERIEUR
CERCES 12T32/ml
A.RADIALES :
12T32/ml
2.6
1.5
1
1
QUADRIAGE. INF. 12T32/ml
QUADRILLAGE. INF. 6T16/ml (H)
CROCHET 45° Lr =40 Ø
PB03457
-2-
CHATEAU D'EAU
2000


COUPE A-A
COUPE B-B
T.P
ECOLE NATIONALE
PROJET DE F
ETUDES
PLAN DE
ETUDIE PAR
TALEB Ali

FERRAILLAGE - COUPOLE - SUP
DETAIL
CERCES: 8T8/ml 2
A.RADIALES 8T8/ml 1
FERRAILLAGE - COUPOLE - INF
CERCES 2x6T10/ml
A.RADIALES 2x6T12/ml
ECH: 1/80
A.D'APPUIS: 8T8/ml/FACE
E: 12cm
DALLE . DE. FOND
1 VIDANGE
2 DISTRIBUTION
3 ALIMENTATION
ECH: 1/17
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
PROJET DE FIN D'ETUDES
CHATEAU D'EAU
2000



124T14 E 19
124T14 E 19
124T20 E 19
124T20 E 19
62T25 E 19
62T20
124T25 E 19
124T25 E 19
Øi:7.2
P
2m
COUPE A.A. ECH: 1/40
A.VERTICALES: 124T14 E.19
CERCES: 2x6T16/ml E.16
40cm
4cm
COUPE B.B
ECH: 1/30
A.VERTICALES: 62T25+62T20 E:19
CERCES: 2x6T16/ml E:16
Rm
zone fendue
COUPE C.C
ECH: 1/30
FERRAILLAGE COURANT
VERTICAL: T 20 + 25
54T20
SUR: 2.55
6T20
SUR: 0.15L
5T20 + 5T20
15T20 SUR: 0.85L
ECOLE NATIONALE
Dpt GÉNIE CIVIL
PROJET DE FIN d'études
Janvier 87
CHATEAU D'EAU
2000 m³
Echelles:
CHOUCHAOUI