

51/86

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

«\*»

«\*»

Lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«\*»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

**CHATEAU D'EAU**

**1500 M<sup>3</sup>**

(CUVE SOUMISE A L'EFFET HYDRAUDYNAMIQUE)

Proposé par :

C. T. C.

Etudié par :

BOUGUERROUCHE S.  
BEZZI K.

Dirigé par :

Mr STRAKHOV  
Professeur à l'ENPA

PROMOTION : JUIN 1986

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



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

## PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

**CHATEAU D'EAU**

**1500 M<sup>3</sup>**

(CUVE SOUMISE A L'EFFET HYDRAUDYNAMIQUE)

Proposé par :

C. T. C.

Etudié par :

BOUGUERROUCHE S.

BEZZI K.

Dirigé par :

Mr STRAKHOV

Professeur à l'ENPA

PROMOTION : JUIN 1986

E.N.P. 10 . Avenue Hacén Badi — EL-HARRACH - ALGER





# \* REMERCIEMENTS \*

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

NOUS FORMULONS L'EXPRESSION DE NOTRE  
PROFONDE RECONNAISSANCE À MONSIEUR STRAKHOV,  
NOTRE PROMOTEUR POUR SON AIDE SI PRÉCIEUSE  
ET SES CONSEILS ÉCLAIRÉS.

NOUS REMERCIERONS ÉGALEMENT À  
TOUS LES INGÉNIEURS DU C.T.C POUR LEURS  
CONSEILS JUDICIEUX.

NOUS EXPRIMONS NOTRE GRATITUDE À  
TOUS LES ENSEIGNANTS QUI ONT CONTRIBUÉS  
DE LOIN OU DE PRÈS À NOTRE FORMATION.

BEZZI KAMAL

BOUGUERROUCHE SAÏD

# \* DEDICACES \*

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail

A ma mère et mon père en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard et pour leur soutien moral et matériel et leurs encouragements tout le long de mes ETUDES.

A mes frères et ma sœur

A ma grand mère et mon grand père

A mes tantes à mes oncles.

A toute ma famille

A tous mes amis

A tous mes frères croyants

KAMAL . BEZZI

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance à ma mère, pour son sacrifice consentis à mon égard, à mon père, pour son soutien moral et matériel et ses encouragements tout le long de mes études, à ma future femme, à mes frères et sœurs, à tous les membres de ma famille, et à tous mes frères croyants.

BOUGUERROUCHE Saïd

# SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## CHAPITRES

Pages

1	• INTRODUCTION . . . . .	01
2	• CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX . . . . .	04
3	• AVANT MÉTRÉ . . . . .	08
4	• CALCUL DES ÉLÉMENTS DE LA CUVE . . . . .	12
5	• ÉVALUATION DE LA PÉRIODE PROPRE . . . . . D'OSCILLATION .	31
6	• ETUDE AU VENT . . . . .	36
7	• ETUDE AU SEISME . . . . .	41
8	• ETUDE DE L'ÉFFET HYDRAUDYNAMIQUE . . . . . DE L'EAU	44
9	• CALCUL DE LA TOUR . . . . .	50
10	• ETUDE DE LA FONDATION . . . . .	71



# chapitre : 1

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## INTRODUCTION.

## Presentation de l'ouvrage:

Le projet qui nous à été proposé par le C.T.C. consiste à étudier et à calculer les éléments porteurs d'un château d'eau qui sera implanté à Alger, zone de moyenne sismicité.

Les caractéristiques de notre château d'eau sont les suivantes:

- Capacité :  $1500 \text{ m}^3$
- Hauteur totale (à partir du sol) :  $35.80 \text{ m}$ .
- Matériau utilisé : le béton armé
- Forme géométrique : -cône tronconique sur tronc cylindrique.
- Taux de travail du sol de fondation : 5 bars.

La forme géométrique et les coffrages des différents éléments du château d'eau sont représentés à la page (3).

## Importance du château d'eau:

Les châteaux d'eau sont classés parmi les constructions dites "ouvrages d'art". Pour les réservoirs, la question de leur aspect n'a pratiquement pas besoin d'être évoquée. Mais c'est dans le cas des châteaux d'eau que le souci esthétique doit être primordial, car un château d'eau est un ouvrage qui se remarque, il constitue un élément singulier aussi bien en milieu rural, qu'urbain. Il est donc nécessaire de concevoir une forme acceptable, mais dans les meilleures conditions économiques.

## Rôle du château d'eau:

Les châteaux d'eau remplissent les fonctions de régulation et d'emmagasinage dans les réseaux d'alimentation en eau des agglomérations et des entreprises industrielles.

Le réservoir doit contenir en tous temps une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants des services chargés de la lutte contre l'incendie.

Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un château d'eau

Un bon château d'eau doit satisfaire à différents impératifs :

- Résistance :

Le réservoir et la tour doivent dans toutes leurs parties équilibrer les effets auxquels ils sont soumis

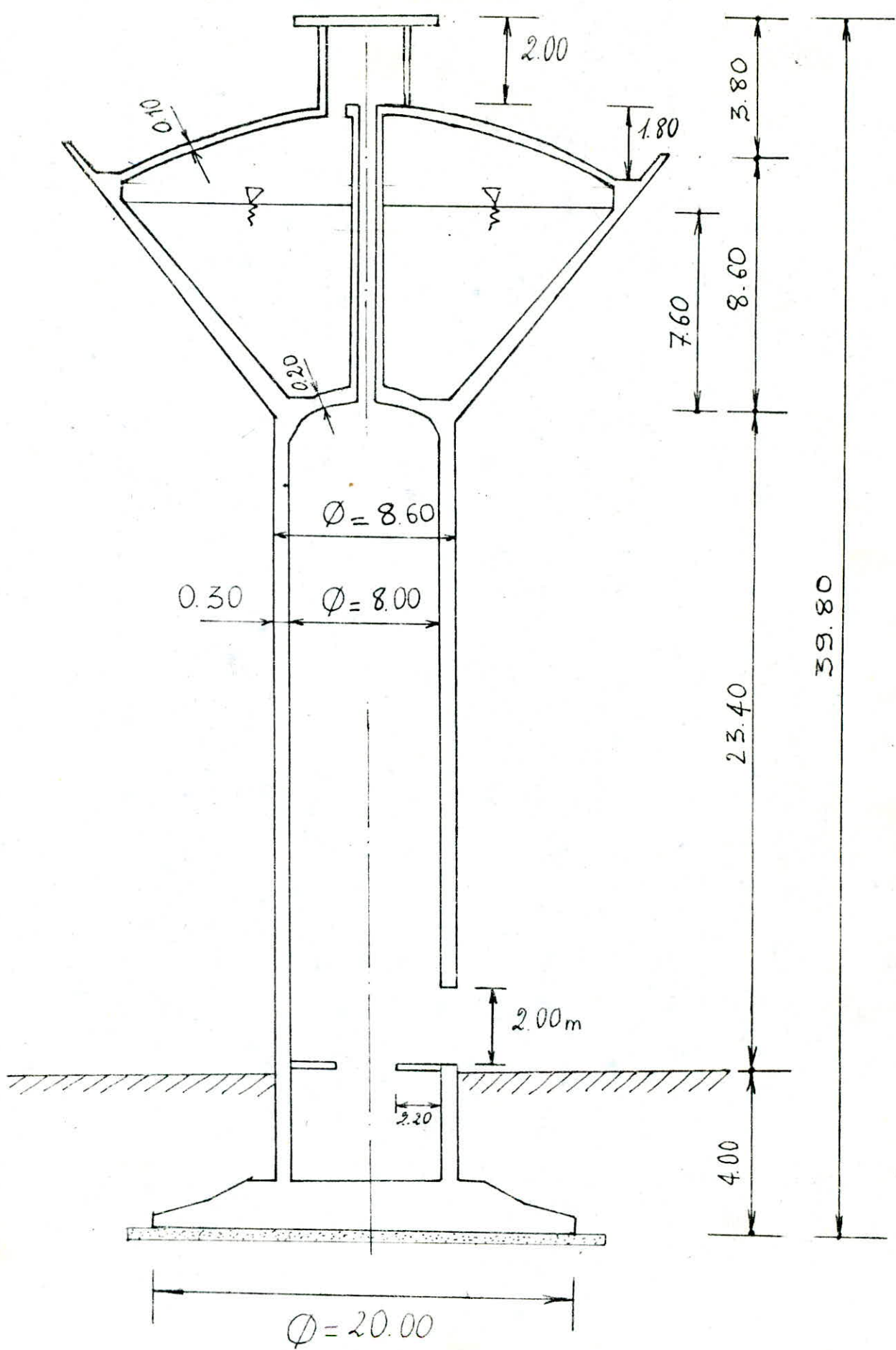
- Durabilité :

Le château d'eau doit durer dans le temps, c'est à dire que le matériau : béton, dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau.

- Étanchéité :

Le réservoir doit constituer pour l'eau un volume clos sans fuite. Il doit être étanche, c'est à dire non fissuré, ou fissuré dans des conditions acceptables.

- Le revêtement intérieur du réservoir doit protéger l'eau de l'influence du béton.



Remarque : Le schéma n'est pas à l'échelle.

chapitre : 2

CARACTERISTIQUES

DES

MATERIAUX.

A. Béton :

Béton dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de CPA325. Contrôle atténué.

Contraintes admissibles :

• Compression :  $\bar{\sigma}'_b = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot E \cdot \sigma'_{28}}{\rho'_b}$

-  $\alpha$  . . . . dépend de la classe du ciment : CPA325  $\alpha = 1$

-  $\beta$  . . . . tient compte de la qualité de contrôle

$\beta = \begin{cases} 1 & \text{pour un béton strictement contrôlé} \\ 5/6 & \text{pour un contrôle atténué} \end{cases}$  d'où  $\beta = 5/6$

-  $\gamma = \begin{cases} 1 & \text{si } h_m/4c_g > 1 \\ \frac{h_m}{4c_g} & \text{sinon} \end{cases}$

$h_m$  : épaisseur minimale de l'élément de construction considéré

$c_g$  : la grosseur du plus gros granulat.

Dans notre cas  $\frac{h_m}{4c_g} > 1$  d'où  $\gamma = 1$

-  $\delta$  dépend de la distribution des contraintes dans la section.

$\delta = \begin{cases} 0.3 & \text{compression simple} \\ 0.6 & \text{flexion simple + flexion composée (traction)} \\ \min \begin{cases} 0.30(1 + e_0/3e_1) \\ 0.60 \end{cases} & \text{flexion composée (compression).} \end{cases}$

avec :  $e_0$  : Excentricité de l'effort normal par rapport au CdG de la section du béton.

$e_1$  : le rayon vecteur situé dans le plan de symétrie, de même signe que  $e_0$ , du noyau central de la section complète du béton seul.

-  $E$  dépend de la nature des sollicitations et de la forme de section. Dans notre cas on prend  $E = 1$

Nous obtenons :

a) Sous  $SP_1$  :

• En compression simple :  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1,03 \cdot 1 \cdot 300 = 75 \text{ bars.}$

• En flexion simple . . . :  $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1,06 \cdot 1 \cdot 300 = 150 \text{ bars}$

b) Sous  $SP_2$

• En compression simple :  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b0}(SP_1) = 113 \text{ bars}$

• En flexion simple :  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b(SP_1) = 225 \text{ bars}$



$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{e}{\phi}} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b$  contrainte de fissuration accidentelle.

-  $k$ : coefficient de pondération des conséquences de la fissuration

$k = \begin{cases} 1.5 \times 10^6 & \text{si la fissuration est peu nuisible} \\ 10^6 & \text{si la fissuration est préjudiciable} \\ 0.5 \times 10^6 & \text{si la fissuration est très préjudiciable.} \end{cases}$

Nous prenons  $k = 10^6$  car nous sommes dans un cas où la fissuration est préjudiciable.

-  $\eta$ : coefficient de fissuration  $\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1.6 & \text{pour les barres à H.A} \end{cases}$

-  $\bar{\sigma}_b$ : contrainte de traction de référence du béton en bars

-  $\phi$ : diamètre nominal, en millimètres, de la plus grosse des barres tendues

-  $\omega_f$ : pourcentage de fissuration  $\omega_f = A / B_f$   
 $A$ : section d'aciers tendus  
 $B_f$ : section d'encastrement

Les valeurs de  $\bar{\sigma}_b$  sont données par le tableau suivant [kg/cm<sup>2</sup>]:

$\phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
R. lisse	2671	2441	2112	1889	1726	1596	1493	1337	1195	1056	946
HA	3379	3088	2672	2390	2183	2019	1889	1691	1512	1336	1197

La contrainte de fissuration systématique  $\sigma_1$  n'est pas prise en compte car elle est toujours inférieure à  $\sigma_2$ . d'où le tableau donnant les contraintes admissibles de l'acier en [kg/cm<sup>2</sup>]:

$\phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
R. lisse	1600	1600	1600	1600	1600	1596	1493	1337	1195	1056	946
H. A	2800	2800	2672	2390	2183	2019	1889	1691	1512	1336	1197

Paroi du réservoir:

Les parois du réservoir étant constamment en contact avec l'eau,



la fissuration sera très préjudiciable ( $k = 0.5 \times 10^6$ ) et les contraintes de fissuration systématique et accidentelle seront majorées de 300g. d'où le tableau des valeurs de  $\bar{\sigma}_a$

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
R. lisse	1600	1600	1600	1600	1520	1428	1355	1245	1145	1046	969
H.A	2800	2663	2369	2169	2023	1907	1815	1675	1549	1424	1326

b) Contrainte admissible de compression ( $\bar{\sigma}_a'$ ):

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} \quad (\sigma_{en} = \sigma_{cn})$$

Dans le cas des pièces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilisé serait tel que  $\sigma_{en} < 3300$  bars, la valeur de  $\bar{\sigma}_a'$  doit être réduite à:

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en} \times \frac{\sigma_{en}}{3340}$$

d'où

- Acier HA:  $\bar{\sigma}_a' = 2800 \text{ kg/cm}^2$  pour  $\Phi \leq 20 \text{ mm}$ .  
 $= 2670$  " pour  $\Phi > 20 \text{ mm}$ .
- Acier doux:  $\bar{\sigma}_a' = 1150 \text{ kg/cm}^2$ .

Contrainte d'adhérence admissible ( $\bar{\tau}_d$ ):

Cette contrainte est donnée, pour les armatures en barres, par:

$$\bar{\tau}_d = 1.25 \gamma_d^2 \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma_d : \text{coefficient de scellement} = \begin{cases} 1 & \text{pour Acier doux} \\ 1.5 & \text{pour HA} \end{cases}$$

$$\text{d'où : } \bar{\tau}_d = \begin{cases} 8 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour Acier doux} \\ 18 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour Acier H.A} \end{cases}$$

Recouvrement des barres droites :

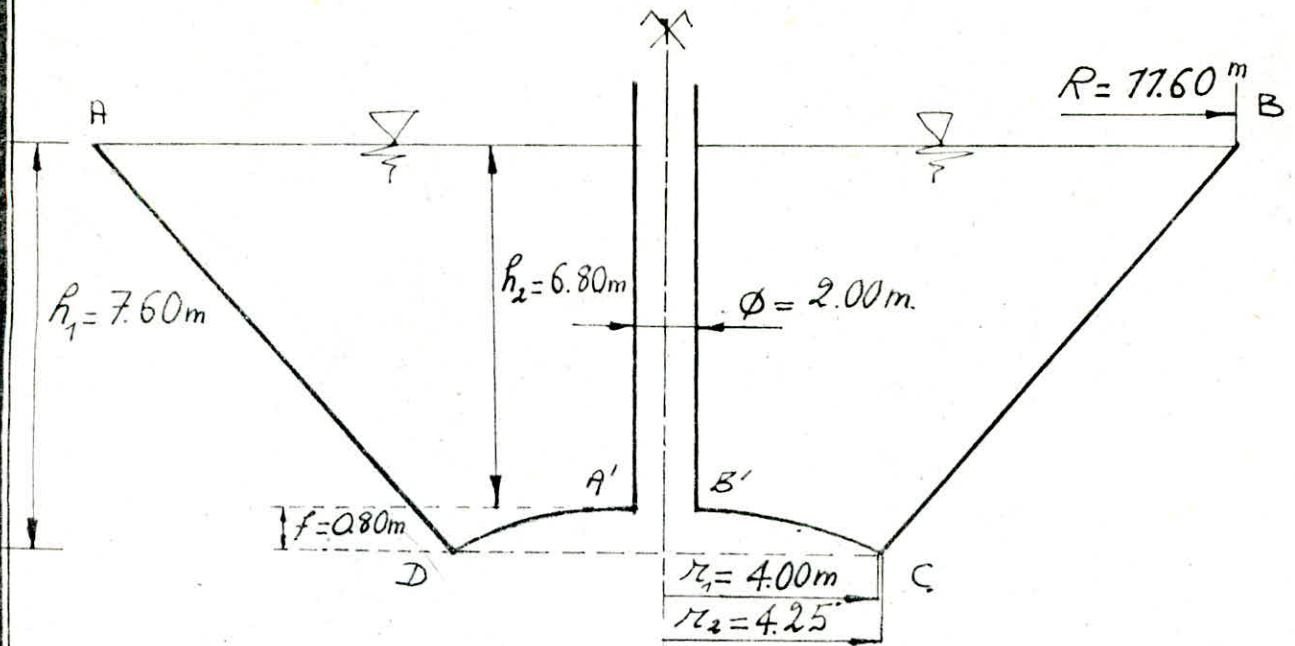
La longueur de scellement droit est la longueur  $l_d$  nécessaire pour qu'une barre droite, de diamètre  $\Phi$ , soumise à sa contrainte maximale admissible, puisse transmettre au béton la totalité de l'effort qu'elle est susceptible de supporter.

$$\text{Si } \bar{\tau}_d \text{ est la contrainte d'adhérence : } l_n = l_d = \frac{\bar{\sigma}_a \cdot \Phi}{\bar{\tau}_d \cdot 4}$$

# chapitre: 3

AVANT METRE.

# Détermination du volume d'eau utile



Volume du cône ABCD :  $V_1 = (R^2 + r_1^2 + r_1 R) \cdot \pi \cdot \frac{h_1}{3} = 1567.55 \text{ m}^3$

Volume de la calotte sphérique A'B'CD :  $V_2 = f^2 (3r_2 - f) \frac{\pi}{3} = 8.01 \text{ m}^3$

Volume de la cheminée :  $V_3 = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot h_2 = 21.36 \text{ m}^3$

Volume utile de la cuve :  $V = V_1 - (V_2 + V_3) = 1538.18 \text{ m}^3$

## Détermination du poids total de l'ouvrage :

Remarque : Le poids volumique du béton  $\rho_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

### Poids du lanternneau : (P<sub>1</sub>)

Dalle :  $P_d = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot e \cdot \rho_b$  [  $\phi = 4.20 \text{ m}$   
 $e = 0.12 \text{ m} \rightarrow P_d = 4.156 \text{ t}$

étanchéité + enduit...  $0.05 \text{ t/m}^2 \rightarrow 0.693 \text{ t}$

surcharge d'exploitation...  $1.2 \times 0.1 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1.663 \text{ t}$

Voile :

$P_v = (\phi_1^2 - \phi_2^2) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot h \cdot \rho_b$

donc  $P_1 = P_d + P_v = 12.986 \text{ t}$

$\phi_1 = 3.90 \text{ m}$

$\phi_2 = 3.60 \text{ m} \rightarrow P_v = 8.83 \text{ t}$

$h = 2.00 \text{ m}$

### Poids de la coupole supérieure (P<sub>2</sub>)

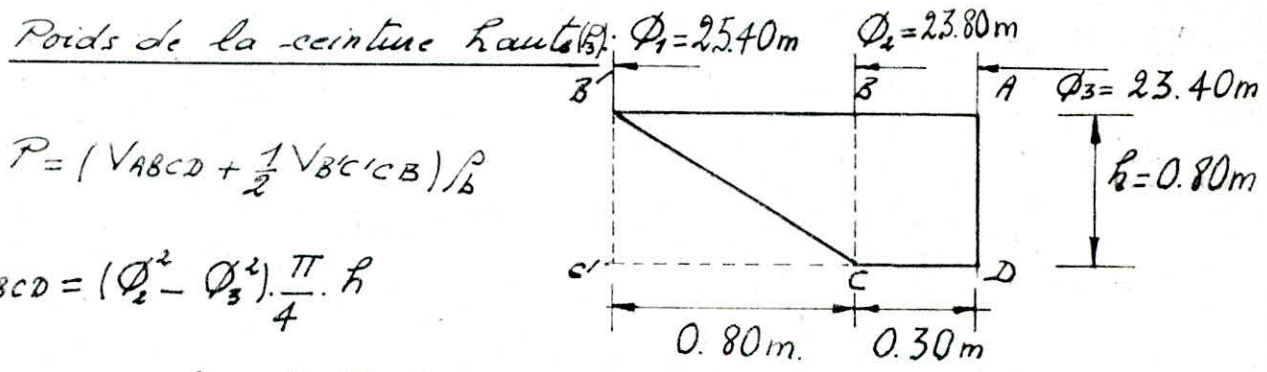
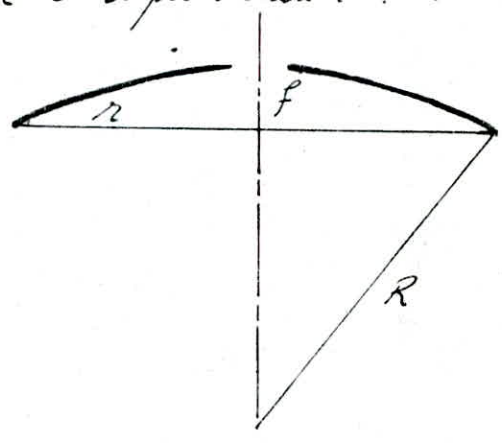
La coupole sphérique est caractérisée par :  $f, r, R$ . (voir figure)

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} \quad \left[ \begin{array}{l} r = 17.60 \text{ m} \\ f = 2.00 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow R = 34.64 \text{ m}$$

Surface de la coupole considérée comme pleine :  $S_1 = 2\pi R \cdot f = 435.30 \text{ m}^2$   
 Surface de la base de la cheminée :  $S_2 = \frac{\pi \Phi^2}{4} = 2.01 \text{ m}^2$   
 Surface du trou d'homme :  $S_3 = 0.70 \times 0.70 = 0.49 \text{ m}^2$   
 Surface de la coupole :  $S = S_1 - (S_2 + S_3) = 432.58 \text{ m}^2$

donc  $P_2 = S \cdot e \cdot \rho = 108.20 \text{ t}$

Etauchéite multicouche auto protégée :  $0.05 \text{ t/m}^2 \rightarrow 21.629 \text{ t}$   
 Surcharge d'exploitation :  $1.2 \times 0.16 \text{ t/m}^2 \rightarrow 5.191 \text{ t}$



$$P = (V_{ABCD} + \frac{1}{2} V_{BCC'B}) \rho$$

$$V_{ABCD} = (\Phi_2^2 - \Phi_3^2) \cdot \frac{\pi \cdot h}{4}$$

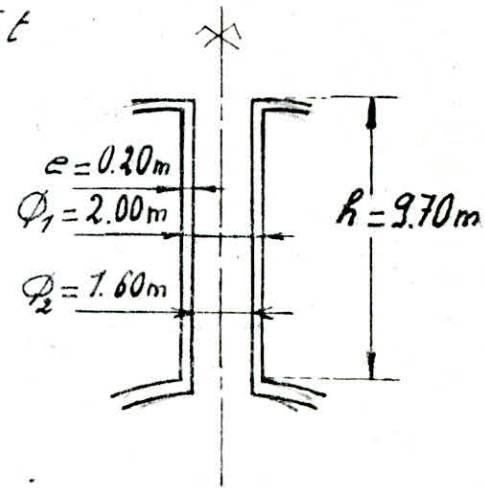
$$V_{BCC'B} = (\Phi_1^2 - \Phi_2^2) \cdot \frac{\pi \cdot h}{4} \quad \text{donc} \quad P_3 = 106.123 \text{ t}$$

Etauchéite :  $0.050 \text{ t/m}^2 \rightarrow 2.915 \text{ t}$

Poids de la cheminée : (P<sub>4</sub>)

$$P_4 = (\Phi_2^2 - \Phi_1^2) \cdot \frac{\pi \cdot h \cdot \rho}{4} = 27.426 \text{ t}$$

Etauchéite :  $0.050 \text{ t/m}^2 \rightarrow 3.046 \text{ t}$



Poids de la coupole de fond ( $P_5$ ) (même schéma que celui de la coupole supérieure)

$$\left[ \begin{array}{l} r = 4,00 \text{ m} \\ f = 0,60 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow R = 13,63 \text{ m}$$

Surface de la coupole - considérée comme pleine  $S_1 = 2\pi R f = 51,384 \text{ m}^2$

Surface de la base de la cheminée  $S_2 = \frac{\pi \phi^2}{4} = 2,01 \text{ m}^2$

Surface de la coupole:  $S = S_1 - S_2 = 49,374 \text{ m}^2$

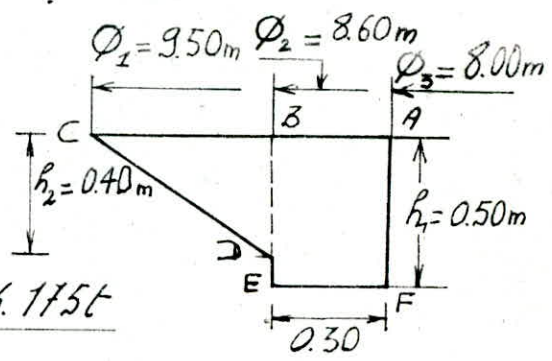
donc  $P_5 = S \cdot e \cdot \rho = 24,687 \text{ t}$   
 étaoucheite:  $0,050 \text{ t/m}^2 \rightarrow 2,467 \text{ t}$

Poids de la ceinture basse: ( $P_6$ )

$$P = (V_{ABEF} + V_{BCD}) \cdot \rho_b$$

$$V_{ABEF} = (\phi_2^2 - \phi_3^2) h_1$$

$$V_{BCD} = \frac{1}{2} (\phi_1^2 - \phi_2^2) h_2 \rightarrow P_6 = 16,175 \text{ t}$$



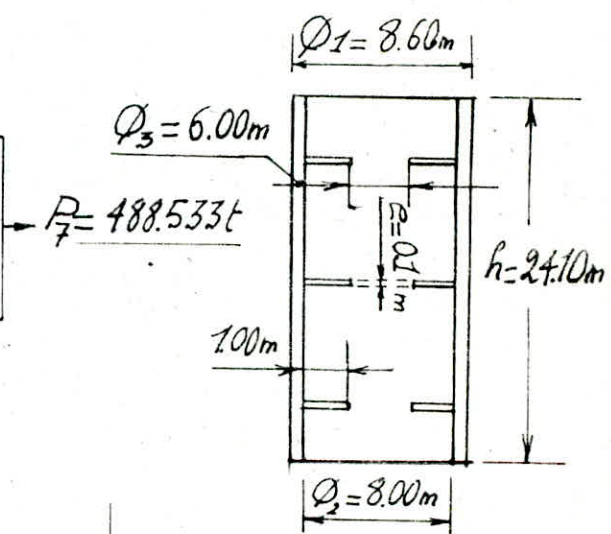
Poids de la tour ( $P_7$ )

Fût:

$$P_1 = (\phi_1^2 - \phi_2^2) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot h \cdot \rho_b = 472,048 \text{ t}$$

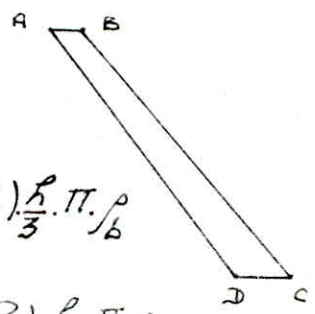
Dalles de repos:

$$P_2 = 3 \cdot \frac{\pi}{4} (\phi_2^2 - \phi_3^2) e \cdot \rho_b = 16,485 \text{ t}$$



Poids de la cure: ( $P_8$ )

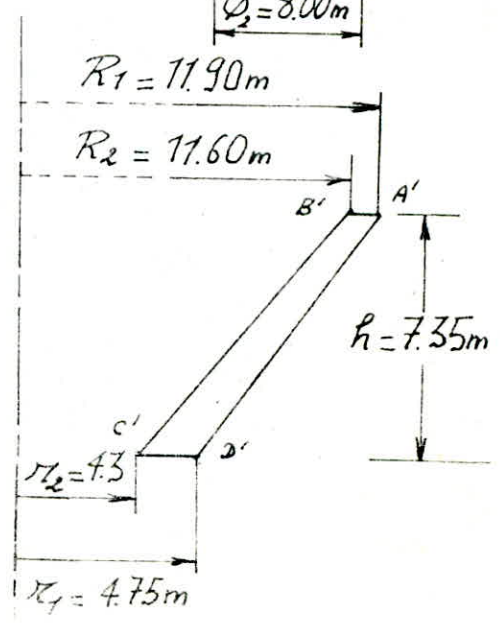
$$P_7 = (V_{ADD'A'} - V_{BCC'B'}) \cdot \rho_b$$



$$V_{ADD'A'} = (R_1^2 + r_1^2 + r_1 \cdot R_1) \cdot \frac{h}{3} \cdot \pi \cdot \rho_b$$

$$V_{BCC'B'} = (R_2^2 + r_2^2 + r_2 \cdot R_2) \cdot \frac{h}{3} \cdot \pi \cdot \rho_b$$

donc  $P_8 = 341,887 \text{ t}$



Aire de la cuve:  $S = \sqrt{2} \cdot R \cdot \pi (R_1 + R_2) = 518.06 \text{ m}^2$

Enduit étanche ..... 0.050 t/m<sup>2</sup>

Isolation thermique... 0.095 t/m<sup>2</sup>

$\Sigma 0.145 \text{ t/m}^2 \rightarrow 75.118 \text{ t.}$

Le poids total au niveau des fondations est:

$P = \sum_1^8 P_i + (\text{Etanchéité, enduit, isolation})$

donc:

Cuve vide  $\rightarrow P = 1231.885 \text{ t}$

Cuve pleine  $\rightarrow P = 2770.065 \text{ t}$



# chapitre : 4

## CALCUL DES ELEMENTS DE LA CUVE.

## LANTERNEAU et DALLE DE COUVERTURE

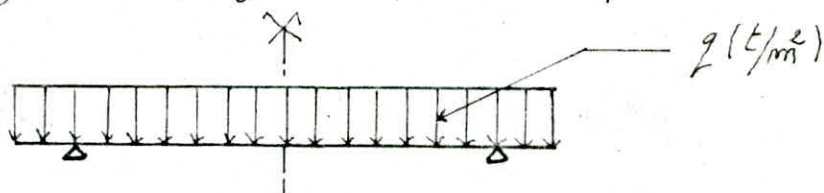
Dalle de Couverture du Lanterneau :

Diametre ..... 4,20 m

Epaisseur ..... 0,12 m

Nous calculerons cette dalle comme une plaque circulaire uniformement chargée et appuyée sur une circonférence.

schema statique



valeur de q

On considère la combinaison  $G + 1,2 P$  ;  $G$  : charge permanente  
 $P$  : surcharge (NEIGE)

Pour Alger : surcharge Normale  $P_{no} = 35 \text{ kg/m}^2$   
 Extreme  $P_{no} = 60 ["]$

Poid propre .....  $0,12 \cdot 2,5 \text{ t/m}^2$

Enduit .....  $0,05 \text{ t/m}^2$

$0,35 \text{ t/m}^2$

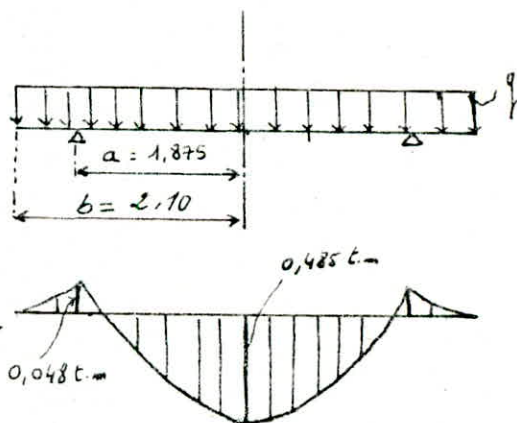
$$q = G + 1,2 P = 0,35 + 1,2 \cdot 0,35 = 0,77 \text{ t/m}^2$$

Calcul du Moment Radial

on utilise la formule des plaques se trouvant dans le livre BARES page 431

- pour la partie interieur ( $r \leq a$ )

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



- pour la partie exterieure ( $r > a$ )

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



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

$$\mu = 0,15 \text{ (coef de poisson)}$$

$$q = 0,77 \text{ t/m}^2$$

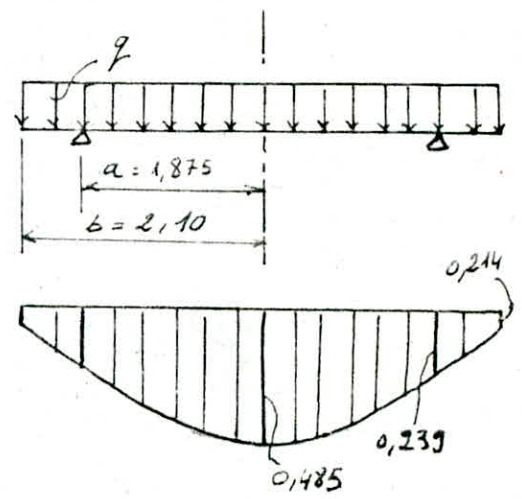
$$\beta = \frac{b}{a} = 1,12$$

r (m)	e = r/a	Mr (tm/ml)
0	0	0,485
a = 1,875	1	-0,048
b = 2,1	1,12	0

### Calcul du Moment Tangentiel

- pour la partie interieur (r ≤ a)

$$M\varphi = \frac{q a^2}{16} \left[ (1+3\mu)(\beta^2 - e^2) + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \log \beta \right]$$



- pour la partie exterieure (r ≥ a)

$$M\varphi = \frac{q a^2}{16} \left\{ \left[ 2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \log \beta \right] - (1+3\mu)e^2 + 2(1-\mu)\frac{\beta^2}{e^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \log e \right\}$$

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

$$\mu = 0,15$$

$$q = 0,77 \text{ t/m}^2$$

$$\beta = 1,12$$

r	e = r/a	Mφ (tm/ml)
0	0	0,485
a = 1,875	1	0,239
b = 2,1	1,12	0,214

### Ferraillage de la dalle du Lanterneau.

#### 1) Armatures Radiales

##### • Armatures inferieures

$$Mr = 0,485 \text{ tm/ml}$$

$$h_f = 12 \text{ cm}$$

$$\text{L'entrobaya} = 3 \text{ cm} \rightarrow h = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Le ferraillage est calculé d'après La Methode de P. Charron

$$\text{on fixe des T10} \dots \bar{\sigma}_a = 1723 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 Mr}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0521 \rightarrow \epsilon = 0,9044 \text{ et } K = 37,30$$

section d'acier  $A = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 3,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{6T10/ml}$

- Armatures superieures

$M_{r_{max}} = 0,048 \text{ tm/ml}$

$h = 9 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$\rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0051$

$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9673 \\ k = 138 \end{array} \right.$

$A = 0,32 \text{ cm}^2$

Armatures effectives  $\boxed{6T10/ml}$

2) Armatures Circulaires (Cercles)

$M_{\phi_{max}} = 0,485 \text{ tm/ml}$

$h = 12 - 3 - 1 = 8 \text{ cm}$

$\rightarrow \mu = \frac{15 M_{\phi}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0659$

on fixe des T10  $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 1723 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8943 \\ k = 32,3 \end{array} \right.$

$A = \frac{M_{\phi}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 3,93 \text{ cm}^2$

on choisit  $\boxed{6T10/ml}$

NOTA: Les armatures radiales et tangentielles (cercles) seront remplacé par un quadrillage pour des raisons pratiques (voir plan)

Calcul du Lanterneau (support de la dalle)

on neglige l'effet du vent sur cet element cylindrique, La Tou est alors comprimée sous les charges et surcharge suivantes

- poids de la dalle ..... 4,156t

- Enduit ..... 0,693t

- Surcharge ponderée (Neige) .....  $0,05(\pi \cdot 2,1)^2 = 0,582$

- poids propre de la Tou de Support ..... 8,83

      
Tot = 14,261t

La Contrainte de Compression maximale dans le beton  $\sigma'_{b0} = \frac{14,261 \cdot 10^3}{\pi(1,95^2 - 1,8^2)}$

$\sigma'_{b0} = 0,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 76 \text{ kg/cm}^2$

donc le beton suffit pour reprendre l'effet de compression, Neanmoins on adoptera une section d'acier = 0,3% de la section du Beton

Soit  $A = 0,3 \cdot C = 4,5 \text{ cm}^2$  d'acier

$\boxed{\begin{array}{l} \text{Aciers VERTICAUX} \dots\dots\dots 6T10/ml/mappis \\ \text{Cercles} \dots\dots\dots 6T10/ml/mappis \end{array}}$

## Coupole de Couverture

Nous calculerons notre coupole (voile de révolution) d'après la théorie de l'équilibre de membrane exposée à « théorie des plaques et coques » par TIMOSHENKO et « Cours de voûtes minces » de ANDRÉ COIN

### Aperçu sur La METHODE

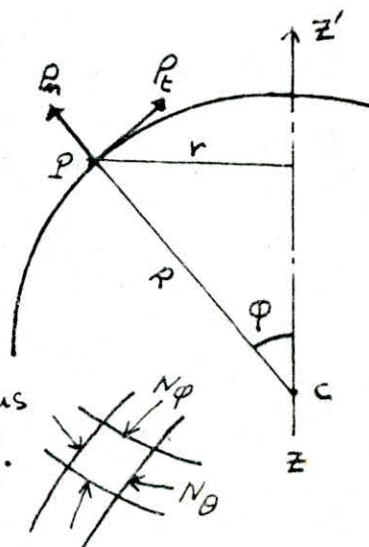
soit P un point quelconque de la surface de révolution d'axe  $ZZ'$  ;  
La fig ci dessous représente une coupe suivant le méridien passant par P. On désigne par R le rayon de la sphère, et par r le rayon de la parallèle passant par P.

En chaque point d'une parallèle agissent une pression  $P_m$  normale à la surface et un effort  $P_t$  tangent au méridien.

on calcule les tensions normales  $N_\theta$  et  $N_\varphi$  (effort normal par unité de longueur de méridien et de parallèle) ;

Les cisaillements sont nuls par suite de la symétrie.

soit Q la résultante de la charge totale qui agit sur la partie de coque située au-dessus de la parallèle passant par le point P.



- L'équation d'équilibre de translation verticale donne :

$$2\pi r N_\varphi \sin^2 \varphi + Q = 0 \Rightarrow N_\varphi = -\frac{Q}{2\pi R \sin^2 \varphi}$$

- L'équation d'équilibre de translation

suivant la normale au point P donne :

$$\frac{N_\varphi}{R} + \frac{N_\theta}{R} + P_m = 0 \Rightarrow N_\theta = \frac{Q}{2\pi R \sin^2 \varphi} - P_m R$$

il faut signaler que pour les coques

sphériques :  $N_\varphi$  est toujours une compression

$N_\theta$  est une compression pour  $0 < \varphi < 52^\circ$   
et une traction pour  $\varphi > 52^\circ$

### Calcul de La Coupole

La Coupole de Couverture est une coupole sphérique

Les charges à prendre en compte sont les suivantes

A - Poids mort + surcharges y compris La neige

poids propre .....	250 kg/m <sup>2</sup>
Étanchéité .....	100 kg/m <sup>2</sup>
Protection .....	10 kg/m <sup>2</sup>
surcharges pondérées .....	120 kg/m <sup>2</sup>

$$p = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

B - charge répartie par mètre linéaire de circonférence [P/ml]

poids de la dalle circulaire	4,156
poids du Lanterneau .....	8,830
surcharges pondérées .....	$120 \cdot \pi \cdot 2,1^2 = 1,663$
Étanchéité .....	0,693
	<hr/>
	15,342 t

$$P = \frac{15342}{2\pi \cdot 1,875} = 1302,27 \text{ kg/ml}$$

Calcul de  $\varphi_0$  et  $\varphi_1$  :  $\varphi_0$  : au bord sup de la coupole  
 $\varphi_1$  " " INF " " "

Cas A :  $\text{tg } \varphi_1 = \frac{r}{R-f} = 0,355 \rightarrow \varphi_1 = 19,56^\circ$

$$\sin \varphi_0 = \frac{0,8}{R} = 0,0231 \rightarrow \varphi_0 = 1,32^\circ$$

Cas B :  $\sin \varphi_0 = \frac{R_m}{R} = 0,0541 \rightarrow \varphi_0 = 3,1^\circ$

( $R_m$  : Rayon moyen du Lanterneau)

$\varphi_1$  : le même que précédemment

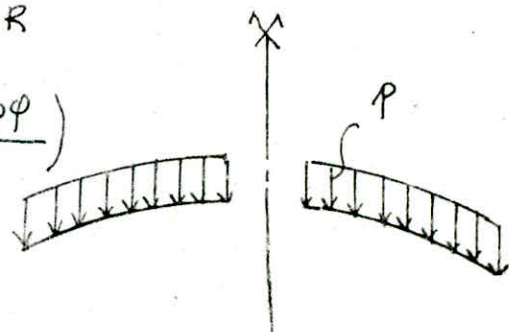
Expression de  $N_\varphi$  et  $N_\theta$

Cas A :  $P_m = p \cos \varphi$

$$Q = 2\pi R^2 (\cos \varphi_0 - \cos \varphi) R$$

$$N_\theta = -pR \left( \cos \varphi - \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} \right)$$

$$N_\varphi = -pR \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi}$$

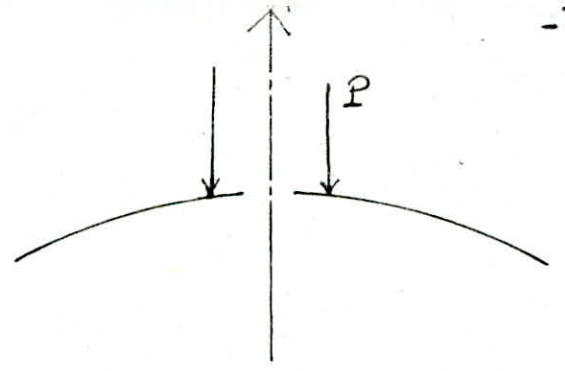


### Cas B

$$P_m = 0$$

$$\varphi = 2\pi R P \sin \varphi_0$$

$$N_\varphi = N_\theta = -P \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$



Valueur de  $N_\varphi$  et  $N_\theta$  au Bord inferieur ( $\varphi = \varphi_1$ )

	$N_\varphi$ (t/ml)	$N_\theta$ (t/ml)
Cas A	-8,337	-7,331
Cas B	-6,285	+6,285

Le signe (-) indique une compression

$$N_\varphi = N_{\varphi A} + N_{\varphi B} = -14,622 \text{ t/ml}$$

$$N_\theta = N_{\theta A} + N_{\theta B} = -1,046 \text{ t/ml}$$

Contrainte de compression maximale dans le Beton

$$\sigma'_b = \frac{N_\varphi}{100e} = \frac{14,662 \cdot 10^3}{1000} = 14,662 < \overline{\sigma}_b$$

$\text{kg/cm}^2$

Contrainte de cisaillement du beton

La Composante verticale de  $N_\varphi$  aux retombées

$$V = N_\varphi \sin \varphi_1 = 4908,84 \text{ kg/ml}$$

$$\text{d'où } \tau_b = \frac{V}{100e} = \frac{4908,84}{1000} = 4,909 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\tau}_b$$

Le beton seul suffit de reprendre les efforts, mais nous mettons des armatures destinées à résister aux effets de Temperature et de Retrait, et aux effets dissymétriques. La Coupole de Couverture est considérée comme faiblement chargée: D'après le "cahier des charges" applicables à la construction des Caves et réservoirs en beton armé, on adoptera comme ferrailage:

meridiennes:  $A' = 0,3\% e = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

cercles:  $\frac{1}{2} A' \quad A'' > \frac{1}{3} A' \rightarrow A'' = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

d'où

Meridiennes...	6T8/ml
cercles.....	6T8/ml

Le ferrailage est renforcé au voisinage de l'appui sur une distance de 2m

- donc on dispose suivant les Meridiens

}	face inf	6T8/ml
	face sup	6T8/ml

### CEINTURE SUPERIEUR :

Elle equilibre la composante horizontale de la poussée de la coupole de couverture, soit  $Q_1$  cette poussée

$$Q_1 = Nq \cos \varphi_1 = 13,778 \text{ t/ml}$$

Et une poussée  $Q_2$  - du poids de l'eau dans le cus où cette dernière (eau) atteint un niveau supérieur

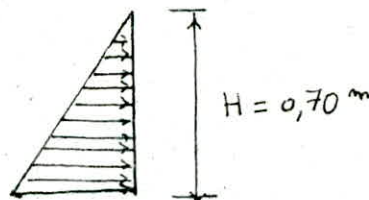
$$Q_2 = \tilde{\omega} \frac{H^2}{2} = 0,294 \text{ t/ml}$$

$$(\tilde{\omega} = 1,2 \text{ t/m}^3)$$

L'effort de traction dans la ceinture est

$$F = (Q_1 + Q_2) \cdot r$$

$$= (13,778 + 0,294) \cdot 11,6 = 163 \text{ t}$$



### Ferailage de la ceinture

La section d'acier  $A = \frac{F}{\sigma_a}$

on adopte des T25  $\rightarrow A = \frac{163}{1700} = 95,88 \Rightarrow 20 \text{ T25}$   
(Areal = 98 cm<sup>2</sup>)

donc :	Cerces .....	20 T25
	Armatures de repartition .....	5 cadres $\phi$ 10/ml

### verification de la contrainte de traction :

$$\sigma_b = \frac{F}{B + m A}$$

$B = 6000 \text{ cm}^2$  (on considere une petite partie de chaque elements convergent vers la partie centrale)

$$\sigma_b = \frac{163 \cdot 10^3}{6000 + 15 \cdot 98,17} = 21,8 < \bar{\sigma}_b = 22,4 \text{ kg/cm}^2$$

### CHEMINÉE

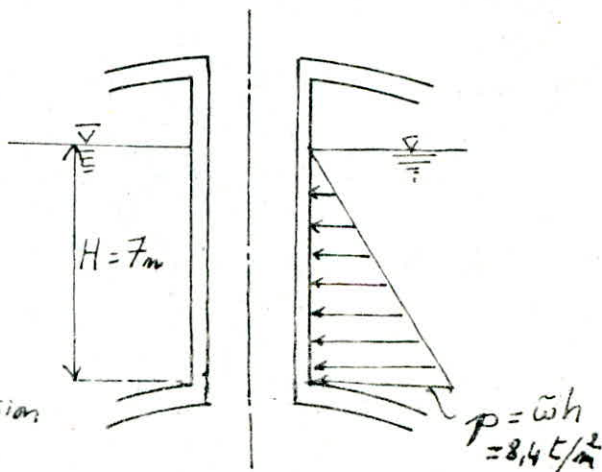
rayon exterieure ..... 1,00 m

rayon interieure ..... 0,80 m

epaisseur ..... 0,20 m

hauteur d'eau ..... H = 7 m

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



2

L'effort de Compression Resultant :  $H = p \cdot r = 8,4 \cdot 1 = 8,4 \text{ t/m}$   
Contrainte de Compression dans le beton

$$\sigma'_b = \frac{H}{100 \cdot e} = \frac{8,4 \cdot 10^3}{100 \cdot 20} = 4,2 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}'_{b0}$$

Ferraillage : Le Ferraillage est forfaitaire : Cerces :  $A' = 0,3 \cdot 20 = 6 \text{ cm}^2$   
Armat. verticales :  $A'' = \frac{1}{2} A' = 3 \text{ cm}^2$

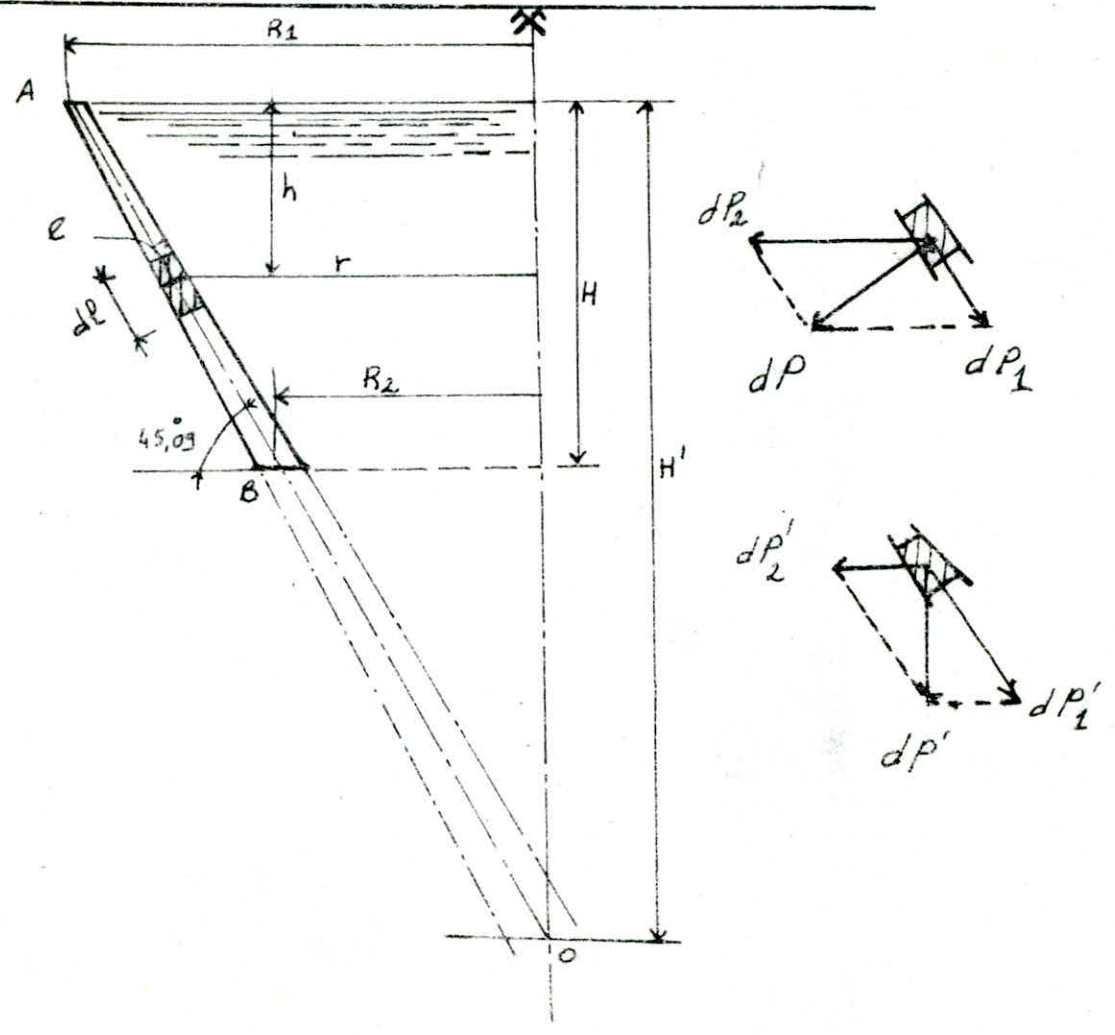
Cerces ..... 2 x 6 T8 / ml  
Armat. Verticales ... 2 . 6 T8 / ml

Ces armatures sont destinées à combattre le retrait et à empêcher la fissuration.

PAROIS DE LA CUVE

Les parois de la cuve sont tronconique inclinées à  $45^\circ$   
L'épaisseur varie de 45 cm à 30 cm (de bas en haut)

Aperçu sur la théorie et la Méthode de Calcul



on considère un élément petit  $ds$ , de rayon moyen ( $r$ ) et d'épaisseur moyenne ( $e$ ); cet élément est surmonté en centre d'une hauteur d'eau ( $h$ ). L'élément considéré est sollicité par la pression ( $dP$ ) et son poids ( $dP'$ )

si on pose  $\rho_e$ : poids volumique de l'eau

$\rho_b$ : " " du Béton armé

on aura :

$$dP = \rho_e h ds \quad \left\{ \begin{array}{l} dP_1 = \frac{\rho_e \cdot h}{\sin \alpha} ds \\ dP_2 = \frac{\rho_e \cdot h}{\tan \alpha} ds \end{array} \right.$$

$$dP' = \rho_b \cdot e \cdot ds \quad \left\{ \begin{array}{l} dP'_1 = \frac{\rho_b \cdot e}{\tan \alpha} \cdot ds \\ dP'_2 = \frac{\rho_b \cdot e}{\sin \alpha} \cdot ds \end{array} \right.$$

Les efforts  $dP_1$  et  $dP'_1$  sont des compressions dans la paroi  
Les efforts  $dP_2$  et  $dP'_2$  donnent une composante tangente ( $dT$ )

$$dT = \left( \frac{\rho_e h}{\sin \alpha} + \frac{\rho_b \cdot e}{\tan \alpha} \right) \cdot r \cdot ds \quad (*)$$

L'effort  $T_e$  dû à l'eau (soit  $\frac{\rho_e \cdot h \cdot r}{\sin \alpha}$ ) est nul aux deux points

A ( $h=0$ ) et O ( $r=0$ ); il est maximum entre ces 2 points en un point (C)....  $T_e = \frac{\rho_e \cdot h \cdot r}{\sin \alpha} = \frac{H-h}{\tan \alpha} \cdot \frac{\rho_e h}{\sin \alpha}$ ;

on remarque que  $T_e$  est max quand la Dérivée de  $T_e = 0$   
c'est à dire à  $h = H/2$

La part de  $T$  due au poids propre et étanchéité est nulle en (O) et maximale en (A)

Compte tenu de ceci on voit que le maximum de l'effort de traction global  $T$  se produit un peu au-dessus de  $H/2$ .

Dans la formule (\*) on doit tenir compte de l'étanchéité

$$\begin{array}{l} \text{Étanchéité} \dots\dots 40 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{ENDUITS} \quad \quad \quad 10 \text{ kg/m}^2 \end{array} \rightarrow \underline{T_{OT} = 50 \text{ kg/m}^2}$$



La Formule devient :  $dT = \left( \frac{\rho_e h}{\sin \alpha} + \frac{0,05}{\tan \alpha} + \frac{\rho_b \cdot e}{\tan \alpha} \right) r \cdot ds$

### Calcul

$$\alpha = 45,09^\circ$$

$$ds = \frac{dr}{\sin \alpha} = 1,412 dr$$

$$h = H' - \frac{r}{\tan \alpha} \rightarrow h = (11,79 - 0,997 r)$$

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

$$\rho_b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$T = (28,257 - 2,385 r + 3,519 e) r \cdot dr$$

On découpe la paroi en tranche de 1 m  $\Rightarrow dr = \frac{1}{\tan \alpha} = 0,997$

La 1<sup>ère</sup> tranche à partir du haut  $\approx 0,35 \text{ m} \Rightarrow dr = 0,349$

$e$  = épaisseur moyen de la tranche considérée

$r$  = rayon moyen de la tranche considérée

$dr$  = la variation du rayon

### FERRAILLAGE

Le ferrailage est calculé à partir de

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$$

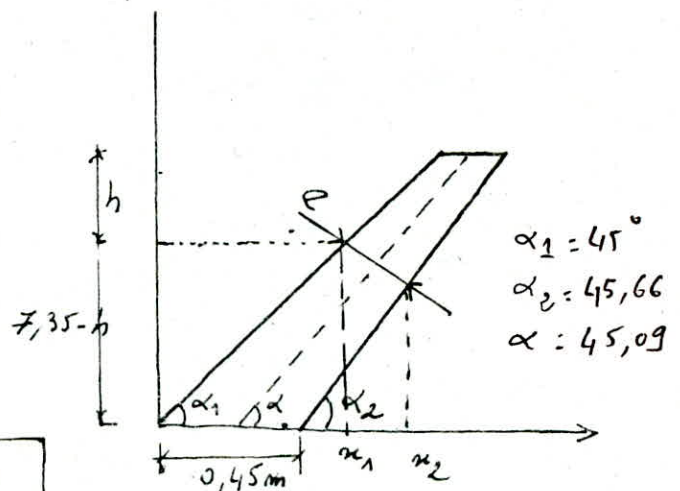
L'épaisseur moyenne est calculé à partir de l'expression suivante :

$$x_1 = \frac{7,35 - h}{\tan \alpha_1}$$

$$x_2 = \frac{7,35 - h}{\tan \alpha_2} + 0,45$$

$$e = (x_2 - x_1) \cos \alpha$$

$$e = 0,200 + 0,016 h$$



Tous les résultats de calcul ainsi que le ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

## Tableau de valeurs

TRANCHES		h (m)	r (m)	e (m)	T (TONNE)	Ø (mm)	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm <sup>2</sup>	A (cm <sup>2</sup> ) l'acier	A neelle (cm <sup>2</sup> )	mTØ	$\sigma_b$ kg/cm <sup>2</sup>
N <sup>o</sup>	de...à...										
1	$\frac{0}{a}$ 0,35	0,175	11,65	0,2028	4,82	16	1841	2,62	8,04	4T16	2,24
2	$\frac{0,35}{a}$ 1,35	0,850	10,97	0,2136	31,12	16	1841	16,9	20,10	10T16	12,77
3	$\frac{1,35}{a}$ 2,35	1,850	9,97	0,2296	52,55	16	1841	28,54	32,16	16T16	18,91
4	$\frac{2,35}{a}$ 3,35	2,850	8,97	0,2456	69,11	20	1700	40,65	50,25	16T20	21,53
5	$\frac{3,35}{a}$ 4,35	3,850	7,96	0,2616	80,89	25	1570	51,52	78,56	16T25	21,32
6	$\frac{4,35}{a}$ 5,35	4,850	6,96	0,2776	87,67	25	1570	55,84	78,56	16T25	22,77
7	$\frac{5,35}{a}$ 6,35	5,850	5,96	0,2936	89,58	25	1570	57,06	78,56	16T25	21,77
8	$\frac{6,35}{a}$ 7,35	6,85	4,95	0,3096	86,57	20	1700	50,92	56,54	18T20	21,94

### Contrainte de Traction dans le beton

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

D'après le cahier de charges Applicables à La Construction des  
Cuvés et Réservoirs en beton armé - Annales de l'ITBTP N<sup>o</sup> 223  
- 224, juillet - Aout 1966 "

La contrainte admissible de traction dans le beton pour une  
paroi en contact avec le liquide ne devra pas excéder  
La valeur définie par.

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{- avec } \bar{\sigma}_b = \theta \cdot \sigma_{28} \quad \begin{cases} \theta = 1 \\ \sigma_{28} = 22 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 22,4 \text{ kg/cm}^2$$

### EFFORT NORMAL :

Cet effort normal (en bas de chaque tranche) provient  
des Composantes inclinées de dP, dP' et dP'' (étanchéité)

$$dN = (dP_I + dP_j + dP_2'') \cdot 2\pi r$$

$$dN = \left[ \frac{\rho_e h}{\tan \alpha} + \frac{\rho_b e}{\sin \alpha} + \frac{0,05}{\sin \alpha} \right] ds \cdot 2\pi r$$

$$\alpha = 45,09^\circ$$

$$h = 11,79 - 0,997r$$

$$\rho_e = 1,27/m^3, \quad \rho_b = 2,57/m^3$$

$$\text{-d'où } N = \left[ 125,144 - 10,583r + 31,327e \right] r dr$$

on prend les mêmes tranches que précédemment, on calculera donc l'effort normal  $N$  à l'aide de l'expression ci-dessus on lui ajoutons des tranches supérieures pour obtenir l'effort Total ( $\Sigma N$ ) en bas de chaque tranche.

on notera aussi que la première tranche reçoit l'effort transmis par la ceinture et la coupole de couverture

Soit  $N_0$  l'effort total transmis à la 1<sup>re</sup> tranche  $N_0 = N_{01} + N_{02}$

$$N_{01} = \frac{P(\text{ceinture} + \text{acrotère})}{\cos \alpha} = \frac{118,97}{0,706} = 168,51$$

$$N_{02} = \frac{(N\phi \sin \phi_L) \cdot 2\pi r}{\cos \alpha} = \frac{4,909 \cdot 2\pi \cdot 11,79}{0,706} = 515,09$$

$$N_0 = N_{01} + N_{02} = \underline{683,60t}$$

Tout les résultats de calcul ainsi que le ferrailage sont regroupés dans le Tableau ci-dessous.

$A' = \frac{1}{4}A$  (d'après le Cahier des charges appliqué au réservoir en B.A.)

$S$ : section transversale de la paroi de la cure à la cote

considérée

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

$$\sigma'_b = \frac{\Sigma N}{S} \quad (\sigma'_b: \text{contrainte de compression du béton dans chaque anneau})$$

## Tableau de valeur

TRANCHES		r (m)	e (m)	N (t)	Σ N (t)	S (m <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> ' (kg/cm <sup>2</sup> )	A: ± A cm <sup>2</sup> /ml	Arout de reparti	A' need cm <sup>2</sup>
N:	de... à...									
1	0 à 0,35	11,67	0,2028	32,56	716,16	21,06	3,4	2,01	2.5T12	11,31
2	0,35 à 1,35	10,97	0,2136	172,15	888,31	29,85	4,26	5,025	2x5T12	11,31
3	1,35 à 2,35	9,97	0,2296	266,63	1154,94	20,37	5,67	8,04	2.5T12	11,31
4	2,35 à 3,35	8,97	0,2456	335,02	1493,96	19,61	7,62	12,56	2.6T12	13,57
5	3,35 à 4,35	7,96	0,2616	389,65	1883,61	18,53	10,76	19,64	2.10T12	22,62
6	4,35 à 5,35	6,96	0,2776	417,61	2301,22	17,20	13,38	19,64	2.10T12	22,62
7	5,35 à 6,35	5,96	0,2936	423,48	2724,7	15,57	17,50	19,64	2.10T12	22,62
8	6,35 à 7,35	4,95	0,3096	406,94	3131,64	13,64	22,96	14,14	2.10T12	22,62

on remarque que La contrainte de compression du Béton reste toujours inférieure à La contrainte admissible ( $\bar{\sigma}_b' = 76,5 \text{ kg/cm}^2$ )

### EXEMPLE DE FERRAILLAGE

pour les anneaux (tranches) 6, 7, 8 en a

$$A (\text{Cerces}) = 78,56 \text{ cm}^2 \text{ (76T25)}$$

$$A'_{\text{repartition}} = \frac{1}{4} \cdot 78,56 = 19,64 \text{ cm}^2 \text{ (20T12)}$$

d'où le ferrailage sera disposé comme suit

#### 1. Cerces (armatures principales)

nappe intérieure : 8T25 / ml (a)

nappe extérieure : 8T25 / ml (a')

#### 2. Barres verticales (armatures de repartition)

nappe intérieure : 10T12 / ml (b)

nappe extérieure : 10T12 / ml (b')

(a) + (b) forment un quadrillage intérieure

(a') + (b') " " " " extérieure

## Calcul de la paroi inférieure de la cuve

dans les calculs précédents on a négligé l'influence de l'encastrement de l'extrémité inférieure de la cuve

Calculons les Moments dans cette partie inférieure, pour cela on applique la méthode "HANGAN-SOARE" qui suppose un encastrement non pas parfait mais un encastrement élastique :

### Moment à l'encastrement inférieur

$$M_0 = k \cdot (1,2 \cdot \bar{w}) \cdot h^3$$

$k$  : constante donnée par l'abaque P.229 (A. GUERRIN TG) en fonction de  $e/e'$  et de  $\beta \cdot h$

$e$  : épaisseur de la paroi au voisinage du fond

$$e = 0,45 \text{ m}$$

$e'$  : épaisseur du fond (coupole sphérique)

$$e' = 0,20 \text{ m}$$

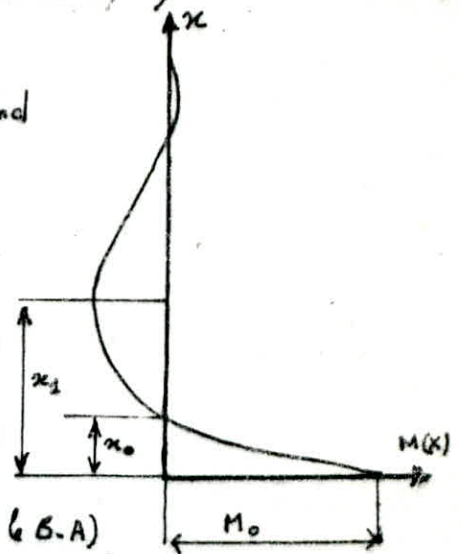
$h$  : hauteur maximale de l'eau ( $h = 7,35 \text{ m}$ )

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

$\nu$  : coefficient de poisson ( $\nu = 0,15$  pour le B.A.)

$R$  : rayon au voisinage de la coupole de fond

$$R = 4,25 \text{ m}$$



Application NUMERIQUE :  $\beta = 0,95$

$$\left. \begin{array}{l} \beta \cdot h = 6,983 \\ e/e' = 2,25 \end{array} \right\} \Rightarrow k = 0,0025$$

$$M_0 = 1191,2 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

à l'encastrement hauteur Totale = 45 cm, L'entrobaye = 3 cm

$$\Rightarrow h = h_f - 3 \text{ cm} = 42 \text{ cm}$$

$$\text{La section d'acier } A = \frac{M_0}{\bar{\sigma} \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{7}{8} h = 39,375$$

$$\text{on fixe des T12} \rightarrow (\bar{\sigma}_a = 2054 \text{ kg/cm}^2) \rightarrow A = 1,473 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow 2 \text{ T12} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

donc les Armatures de répartition de T12 sont largement suffisantes.

Abscisse du Moment flechissant nul :

$$x_0 = K_0 \cdot h \quad (K_0: \text{coeff donné par l'abaque P 230 A. GOERRIN})$$

TOME 6 en fonction de  $\beta \cdot h$  et  $e/e_0$

$$x_0 = 0,24 \text{ m} \quad K_0 = 0,032$$

Moment flechissant negatif maximale

$$M' = -K' \cdot 1,2 \bar{\omega} h^3 \quad (K': \text{donné en P 232})$$

$$K' = 0,026, \bar{\omega} = 1,2 \text{ T/m}^3$$

$$M' = -1238,84 \text{ kg m/ml}$$

Abscisse du Moment negatif maximale

$$x_1 = K_1 \cdot h \quad (K_1: \text{coeff donné à la Page 231})$$

$$K_1 = 0,147$$

$$x_1 = 1,08 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paroi en  $x_1$  :  $e_1 = 30,03 \text{ cm} \rightarrow h_E = 42,47$   
 $\rightarrow h = 39,47 \rightarrow z_1 = 7/8 h = 34,54 \text{ cm}$ .

La section d'armatures tendues en  $x_1$  est :  $A = \frac{M'}{z_1 \bar{\sigma}_a}$   
 on fixe des T12  $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 2054 \text{ kg/cm}^2$

$$A = 1,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ T12/ml} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc Les 10 T12 de repartition L'emportent également.

Abscisse de l'effort Maximal suivant les lisses

$$x_2 = K_2 \cdot h \quad (K_2: \text{coeff donné à la page})$$

$$K_2 = 0,27$$

$$x_2 = 1,98 \text{ m}$$

L'épaisseur en  $x_2 \rightarrow e_2 = 28,59 \text{ cm}$

rayon moyen en  $x_2 \rightarrow r_2 = 6,44 \text{ m}$

T' est calculé est calculé d'après la formule précédente pour une tranche de 1 m ( $dr = 0,997$

$$T' = (28,257 - 2,385 \cdot r + 3,519 e) \cdot r \cdot dr$$

$$T' = 89,27 \text{ t}$$

On remarque que cet effort est à peu près le même que précédemment (voir le Tableau donnant T')

Donc Le ferrailage précédent est suffisant et par suite maintenu.

Coupoles de Fond

La coupole de fond sera calculé suivant le même principe et les mêmes hypothèses que pour la coupole de couverture. Seul l'inventaire des charges appliquées sur la coupole diffère du cas précédent.

Les charges à prendre en compte sont :

A : poids mort (avec étanchéité et Enduit) :

- poids propre ..... 0,20 · 2,5

- étanchéité et Enduit ..... 0,040 + 0,010

p = 0,55 t/m<sup>2</sup>

t<sub>tot</sub> = p = 0,55 t/m<sup>2</sup>

B : charge répartie par metre lineaire de circonference, soit P/ml le long de la parallele sur laquelle s'appuie la cheminée.

cette charge provient de :

- poids propre de la cheminée ..... 27,426 t

- Enduit ..... 0,25(πdh) = 3,046

t<sub>tot</sub> = 30,472 t

P =  $\frac{30,472 t}{2 \times r_m} = 5,389 t/ml$

P = 5,389 t/ml

r<sub>m</sub> : rayon moyen = 0,9 m

C : EFFORT du à la pression de l'eau

$\tilde{\omega} = 1,2 \cdot 1000 = 1200 \text{ kg/m}^3$  .... (l'eau considéré comme surcharge variable)

La surface libre de l'eau est à l'altitude (h)

par rapport au centre de la sphere

h = R cos φ<sub>1</sub> + (7,35 + 0,25) = 20,56 m (φ<sub>1</sub> = 18,065°)

Calcul de φ<sub>0</sub> et φ<sub>1</sub>

φ<sub>0</sub> : bord supérieur de la coupole

φ<sub>1</sub> : " inférieur " " "

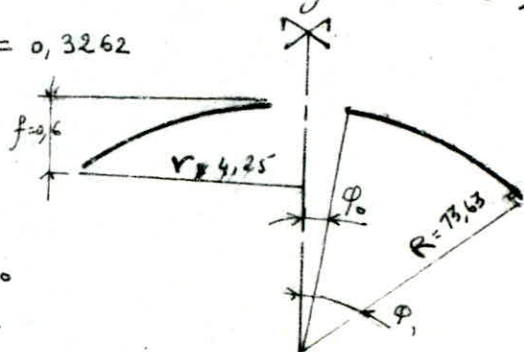
Le φ<sub>0</sub> et φ<sub>1</sub> est le même pour les trois cas de charges (A, B, C)

$tg \phi_1 = \frac{r}{R-f} = \frac{4,25}{13,63 - 0,6} = 0,3262$

φ<sub>1</sub> = 18,065°

$Sin \phi_0 = \frac{r_0}{R} = \frac{0,8}{13,63} = 0,0587 \rightarrow$

φ<sub>0</sub> = 3,365°



Expressions de  $N_\varphi$  et  $N_\theta$  pour Les trois Cas (A, B, C)

Cas A

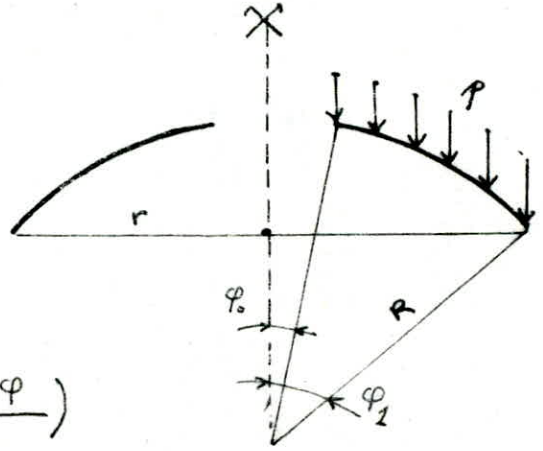
$$P_n = p \cos \varphi$$

$$Q = 2\pi R^2 (\cos \varphi_0 - \cos \varphi) p$$

d'où

$$N_\varphi = -pR \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi}$$

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



Cas B

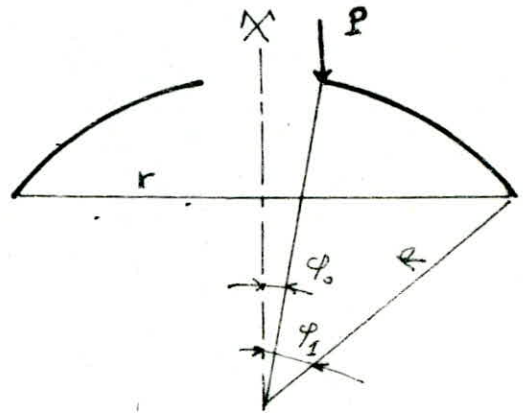
$$P_n = 0$$

$$Q = 2\pi R P \sin \varphi_0$$

d'où

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

$$N_\theta = +P \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$



Cas C

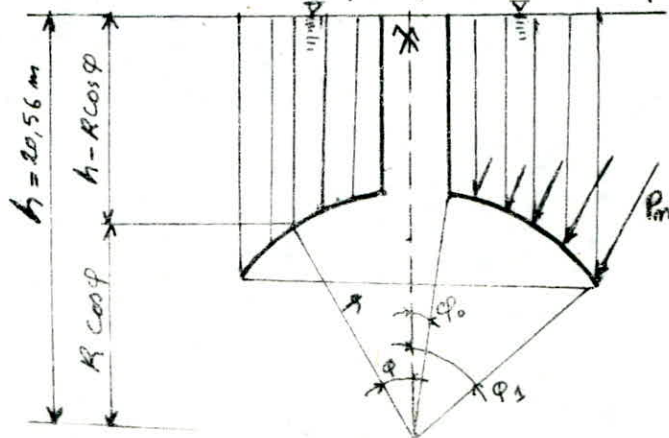
$$P_n = \tilde{\omega} (h - R \cos \varphi)$$

$$Q = \tilde{\omega} \pi R^3 \sin^2 \varphi \left[ \frac{h}{R} \left( 1 - \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) + \frac{2}{3} \frac{\cos^3 \varphi - \cos^3 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right]$$

d'où

$$N_\varphi = -\tilde{\omega} R^2 \left[ \frac{h}{2R} \left( 1 - \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) - \frac{1}{3} \frac{\cos^3 \varphi_0 - \cos^3 \varphi}{\sin^2 \varphi} \right]$$

$$N_\theta = -\tilde{\omega} R^2 \left[ \frac{h}{2R} \left( 1 + \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) + \frac{1}{3} \left( \frac{\cos^3 \varphi_0 - \cos^3 \varphi}{\sin^2 \varphi} - 3 \cos \varphi \right) \right]$$





Valeurs de  $N_\varphi$  et  $N_\theta$  au bord inférieur ( $\varphi = \varphi_1$ )

	$N_\varphi$ (T/ml)	$N_\theta$ (T/ml)
Cas A	-3,711	-3,416
Cas B	-3,290	+3,290
Cas C	-57,299	-67,038
To Taf	-64,30	-67,164

On remarque que dans le cas de la coupole inférieure (coupole fortement chargée), Les efforts (de compression)  $N_\varphi$  et  $N_\theta$  pour ( $\varphi = \varphi_1$ ) sont du même ordre de grandeur

Contrainte maximale de compression du Béton

$$\sigma'_b = \frac{N_\theta}{100 \text{ cm}} = \frac{67,164 \cdot 10^3}{100 \cdot 20} = 33,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b_0}$$

$\sigma'_b < \bar{\sigma}_{b_0}$  donc Le béton seul suffit à reprendre tous les efforts cependant nous mettons des armatures destinées à résister aux effets du retrait et aux efforts dissymétriques.

Puisque la coupole est fortement chargée, La section d'acier suivant les Méridiens sera de 0,5% de celle du Béton soit

$$0,5 \cdot C = 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'acier suivant les parallèles sera prise égale à celle des Méridiens (Car  $N_\varphi \neq N_\theta$ )

donc

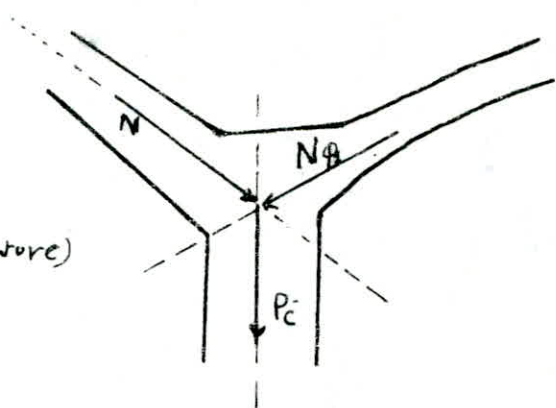
Meridiennes .....	2 x 6 T12 /ml
parallèles .....	2 x 6 T12 /ml

CEINTURE BASSE

La ceinture basse est soumise à l'effort  $N_\varphi$  transmis par la coupole

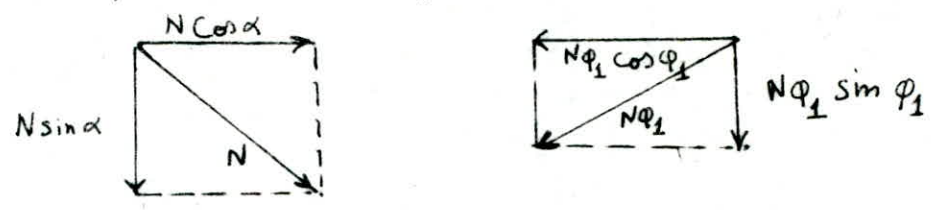
La coupole de fond et à l'effort  $N$  transmis par le dernier anneau de paroi.

$N\varphi_1 = 67,164 \text{ t}$   
 $N = 3131,64 \text{ t}$   
 $P_c$  (poids de la ceinture)



$N\varphi_1$  et  $N$  se décomposent en 2 composantes l'une verticale et l'autre horizontale

$\alpha = 45,09^\circ$



$$N/ml = \frac{3131,64}{2\pi r} = \frac{3131,64}{2\pi \cdot 4,25} = 117,27 \text{ t/ml}$$

( $r = 4,25 \text{ m}$ )

La ceinture résiste à un effort de compression

$$H = (N \cos \alpha - N\varphi_1 \cos \varphi_1) \cdot r$$

$$= (82,79 - 63,85) \cdot 4,25 = 80,50 \text{ t}$$

Ferraillage

La section d'acier  $A = \max(A_1, A_2)$

$$A_1 = \frac{1}{m} \left[ \frac{H}{\sigma'_b} - B \right]$$

$B = 2400 \text{ cm}^2$

$\sigma'_b = 76,5 \text{ kg/cm}^2$

→  $A_1 < 0$ ; Le Béton seul peut résister à cet effort, mais on adoptera 1% de  $B \Rightarrow A_1 = 24 \text{ cm}^2$

$$A_2 = \frac{N\varphi_1 \cos \varphi_1}{\sigma_a} = \frac{63,85 \cdot 10^3}{1841} = 34,68 \text{ cm}^2$$

donc  $A = 34,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \underline{\underline{13T20}} = 40,84 \text{ cm}^2$

$N\varphi_1 \cos \varphi_1$  étant une traction, on doit donc vérifier la contrainte de traction

$$\sigma_b = \frac{N\varphi_1 \cos \varphi_1}{B + m A} = \frac{63,85}{2400 + 15 \cdot 40,84} = 21,19 < \bar{\sigma}_b$$

# chapitre : 5

## EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE D'OSCILLATION .

On se propose de déterminer la période avec 2 méthodes différentes  
Première méthode: (Marius Chéris)

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

-  $h$ : hauteur du support - compte de l'encastrement au C.d.G. de la masse oscillante, on doit donc déterminer la position du C.d.G. de la masse oscillante.

Détermination du C.d.G.:

On considère la construction renversée de  $\frac{\pi}{2}$  et  $Z = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i}$

$i$	Désignation	Poids (t)	$Z_i$ (m)
1	Dalle circulaire	6.512	36.725
2	Lautaneau	8.83	35.80
3	Coupe supérieure	181.739	33.633
4	Peinture haute	109.038	32.47
5	Cuve	417.005	29.55
6	Coupe de fond	27.154	24.933
7	Cheminée	30.472	29.925
8	Peinture basse	16.175	24.40
9	Eau	1538.18	29.10

d'où: cuve vide  $\rightarrow Z_{Gv} = 30.76 \text{ m}$

cuve pleine  $\rightarrow Z_{Gp} = 29.67 \text{ m}$

-  $I$ : Moment d'inertie de la section transversale du support

$$I = \frac{\pi}{64} (D_e^4 - D_i^4) = 67.4159 \text{ m}^4 \quad (D_e = 8.60 \text{ m}; D_i = 8.00 \text{ m})$$

-  $E$ : Modul d'élasticité du béton:

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_{28}} = 367350 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma_{28} = 306 \text{ kg/cm}^2)$$

-  $P$ : Poids de la masse concentrique

cuve pleine:  $\rightarrow P = 796.925 \text{ t}$

cuve pleine:  $\rightarrow P = 2642.741 \text{ t}$  (poids de l'eau pondérée)

-  $p$ : Poids du support par unité de longueur  $p = 19.55 \text{ t/m}$

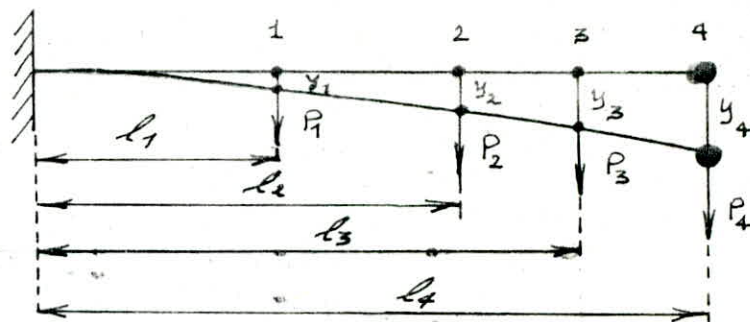
On en déduit les périodes:

$T_{vide} = 0.38s$  et  $T_{pleine} = 0.63s.$

Deuxième méthode: (Méthode de Rayleigh)

Soit  $P_1, P_2, P_3, P_4$  les poids supposés concentrés au centre de gravité de chaque tronçon. On imagine la structure retournée de  $90^\circ$  dans le champ de pesanteur. Soit  $y_1, y_2, y_3, y_4$  les flèches prises par les diverses masses en supposant que les déformations restent entièrement élastiques. La période  $T$  est alors donnée par:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^4 P_i y_i^2}{g \sum_{i=1}^4 P_i y_i}}$$



a - Curve vide:

Le déplacement en "i" dû à une force unitaire appliquée en "j" est donné par:

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

on en déduit les déplacements:  $y_i = \frac{\sum_{j=1}^4 P_j \Delta_{ij}}{EI}$

- Calcul des masses concentrées et de leurs positions:

$P_1 = 5.495 + 19.55 \times 13.5 = 269.42t$  . . .  $l_1 = 11.50m$   
 $P_2 = 5.495 + 19.55 \times 6 = 122.80t$  . . .  $l_2 = 17.50m$   
 $P_3 = 5.495 + 19.55 \times 4 = 83.70t$  . . .  $l_3 = 22.50m$   
 $P_4 = 7.97 + 19.55 \times 0.5 = 806.78t$  . . .  $l_4 = 30.76m$

de tableau suivant regroupe les valeurs de  $(\Delta_{ij})$ :

$i \backslash j$	1	2	3	4
1	506.96	903.71	1234.33	1777.22
2	867.71	1786.46	2552.08	3809.24
3	1012.50	2531.25	3796.88	5875.03
4	595.73	3425.04	5782.80	9654.24

des déplacements sont donnés par :

$$y_{di} = \frac{\sum_{j=1}^4 P_j \Delta_{ij}}{EI} \quad \text{d'où : } \begin{cases} y_{d1} = 0.721 \text{ cm} \\ y_{d2} = 1.510 \text{ " } \\ y_{d3} = 2.280 \text{ " } \\ y_{d4} = 3.575 \text{ " } \end{cases}$$

Rappelons que :

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

$$I = 67.4159 \text{ m}^4$$

On en déduit  $T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^4 P_i y_i^2}{g \sum_{i=1}^4 P_i y_i}} = 0.36 \text{ s}$

b- cuve pleine : (On applique les mêmes formule)

Calcul des masses concentrées et de leurs positions

$P_1, P_2, P_3, l_1, l_2, l_3$  prennent les mêmes valeurs que précédemment  
 $P_4 = 797 + 1538 + 19.55 \times 0.5 = 2344.78 \text{ t}$  . et .  $l_4 = 29.67 \text{ m}$

Le tableau suivant regroupe les valeurs de  $(\Delta_{ij})$  :

$i \backslash j$	1	2	3	4
1	506.96	903.71	1234.33	1707.13
2	867.71	1786.46	2552.08	3646.93
3	1012.5	2531.25	3796.88	5606.72
4	710.62	3347.99	5545.80	8688.66

d'où les déplacements :

$$y = 1.758 \text{ cm}$$

$$y_1 = 3.722 \text{ " }$$

$$y_2 = 5.672 \text{ " }$$

$$y_3 = 8.657 \text{ " }$$

On en déduit la période (cuve pleine)  $T_p = 0.58 \text{ s}$

Conclusion :

Les deux méthodes donnent des valeurs très proches. On retient les plus défavorables, soit :

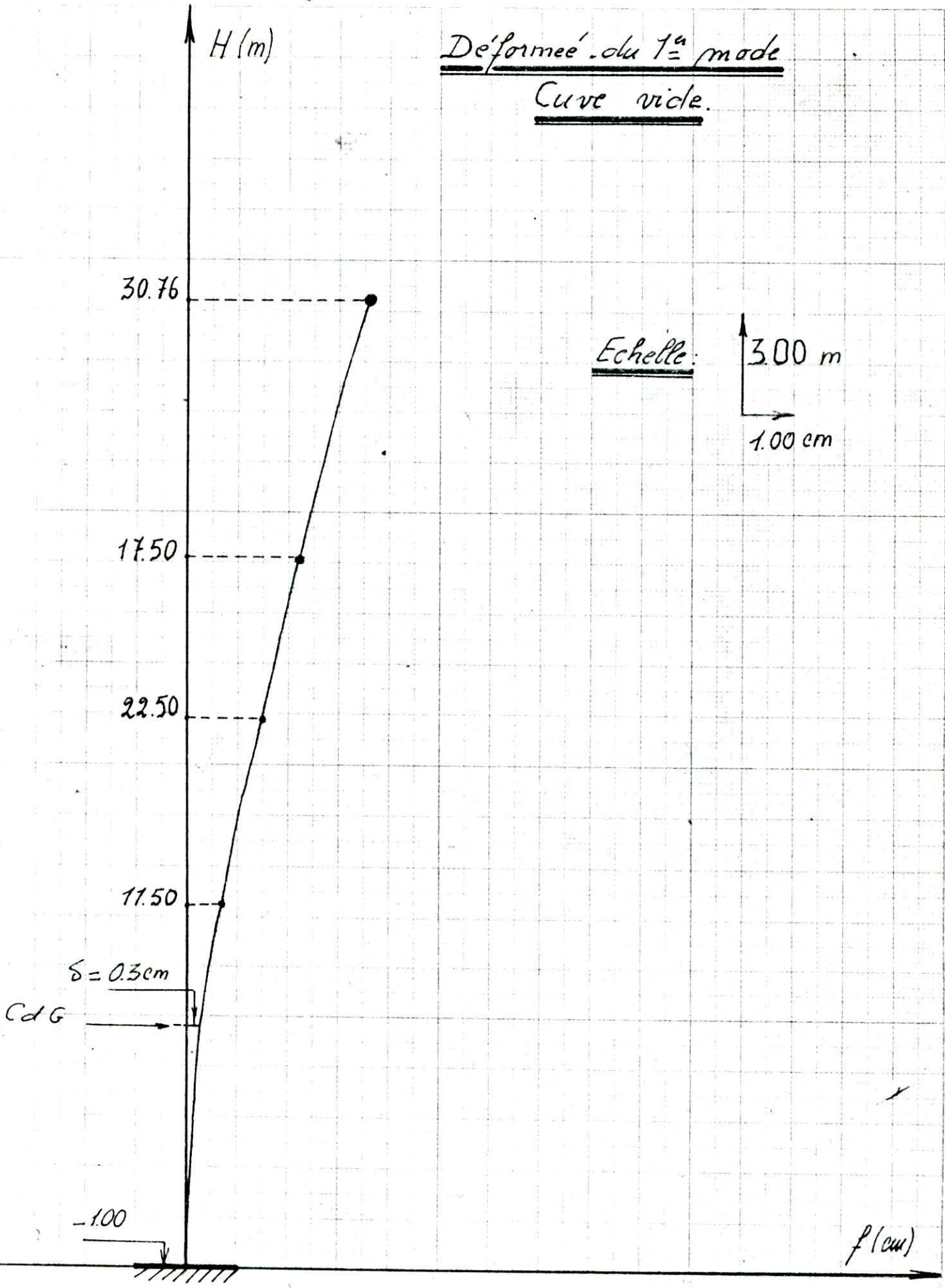
$$T_v = 0.36$$

$$T_p = 0.58$$

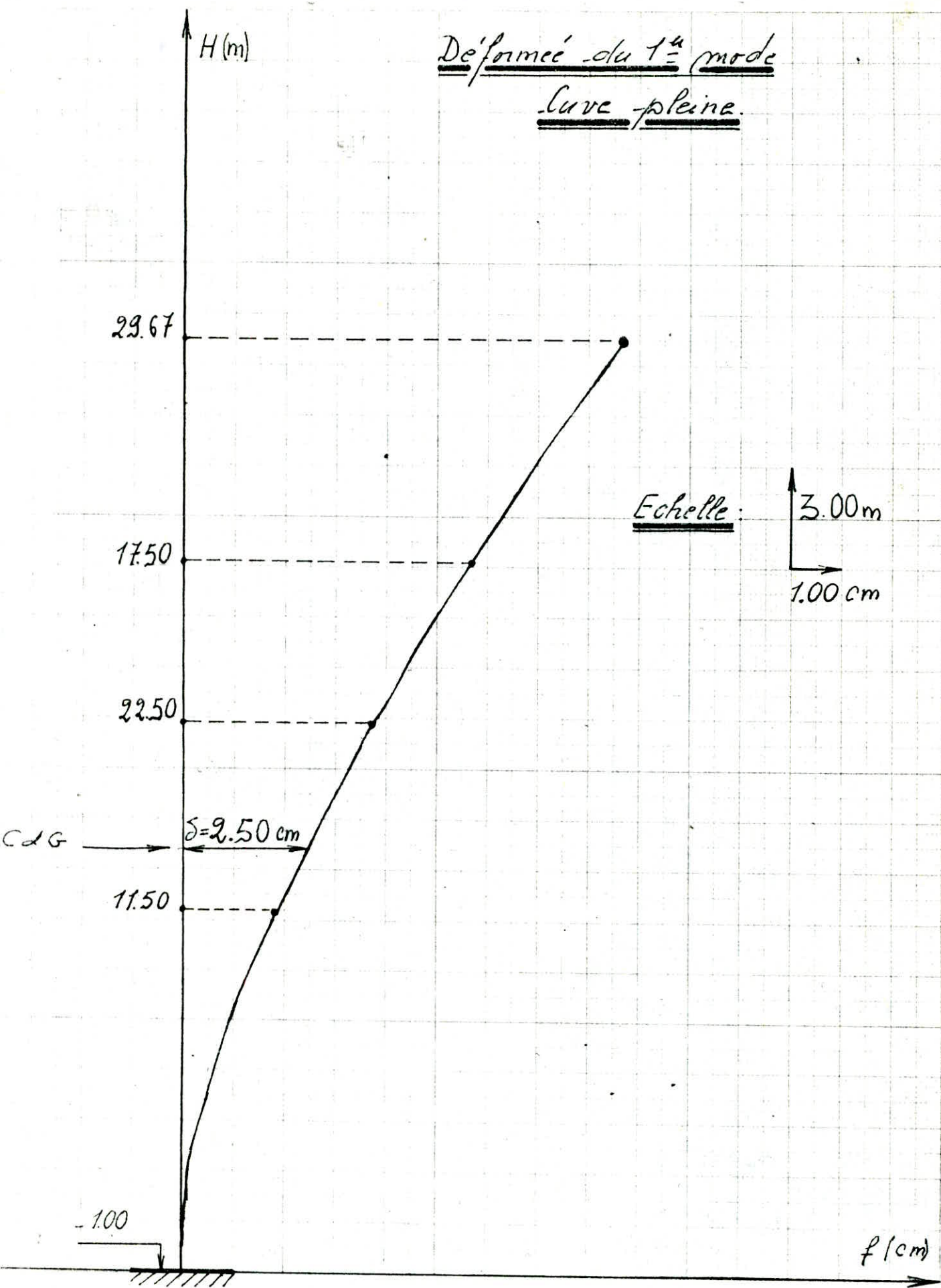
Le coefficient de participation modale du 1<sup>er</sup> mode ( $\eta^i$ ) est supérieur à 80% donc le 2<sup>ème</sup> mode est peu influent.

$$\eta^i = \frac{(\sum m_j \gamma_j^{(i)})^2}{\sum m_j \sum m_j \gamma_j^{(i)2}} \rightarrow \begin{cases} \eta_v = 84\% \\ \eta_p = 92\% \end{cases}$$

Déformée du 1<sup>er</sup> mode  
Curve vide.



Déformée du 1<sup>er</sup> mode  
Curve pleine.





# chapitre : 6

ETUDE

AU

VENT.

## Action d'ensemble du vent

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée est la résultante géométrique  $F$  de toutes les actions  $P$  sur les différentes parties de la construction. Cette résultante peut se décomposer suivant:

- Une direction parallèle à celle du vent: Trainée ( $T$ )
- Une direction perpendiculaire à celle du vent: Dérive ( $L$ )

### Calcul de la trainée:

L'effort de trainée est donné par:

$$T = C_e \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot D_e$$

a)  $C_e = C_{e0} \cdot \gamma_0$ : Coefficient de trainée dépendant de l'élançement de la tour et de la rugosité de sa surface. Il est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la surface transversale.

$C_{e0} = 0.55$  cylindre rugueux à base circulaire sans nervure

$\gamma_0$  est fonction du rapport de dimensions  $\lambda = \frac{h^2}{S_e}$

$h = 34,8 \text{ m}$ : hauteur totale

$S_e = 385,80 \text{ m}^2$ : surface du maître-lambe }  $\lambda = 3,51$

$\Rightarrow \gamma_0 = 1,02$  (catégorie V)

donc  $C_e = 0.55$

b)  $\beta$ : coefficient de majoration dynamique  $\beta = 1 + \xi \cdot \tau$  dépend de la période propre de vibration de la construction et des effets de la résonance provoqués par les oscillations

$\tau$ : coefficient de pulsation évalué en fonction du niveau pris en considération

$\xi$ : coefficient de réponse indiqués en fonction de la période propre de vibration de la structure

c)  $\delta$ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques tenant compte des dimensions. Il est fonction de la hauteur de la construction

d)  $q$ : pression du vent  $q = K_s \cdot q_H$

$K_s$ : Coefficient de site.  $K_s = 1,30$  (Région II site exposé)

$q_H$ : pression du vent à la hauteur  $h$   $q_H = 175 \cdot \frac{h+18}{h+60}$

e)  $D_e$ : diamètre extérieur à la côte considérée.

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats numériques.

Z (m)	C <sub>e</sub>	Σ	ξ <sub>v</sub>	ξ <sub>p</sub>	P <sub>v</sub>	P <sub>p</sub>	S	R <sub>s</sub>	q <sub>n</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	q <sub>n</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	q <sub>e</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	D <sub>e</sub> (m)	T <sub>v</sub> (kg)	T <sub>p</sub> (kg)	T <sub>v</sub> (kg)	T <sub>p</sub> (kg)
00.00	0.55	0.360	0.38	0.60	1.137	1.216	0.788	1.30	52.50	68.25	119.44	8.6	287.23	502.65	309.33	541.33
02.50	"	"	"	"	"	"	"	"	57.40	74.62	130.59	"	316.22	553.40	338.20	591.85
05.00	"	"	"	"	"	"	"	"	61.92	80.50	140.87	"	341.15	597.01	364.85	638.49
07.50	"	"	"	"	"	"	"	"	66.11	85.94	150.40	"	364.20	637.35	389.51	681.64
10.00	"	"	"	"	"	"	"	"	70.00	91.00	159.25	"	385.65	674.88	412.44	721.77
12.50	"	0.356	"	"	1.135	1.214	"	"	73.62	95.71	167.49	"	404.89	708.56	433.08	757.88
15.00	"	0.352	"	"	1.134	1.211	"	"	77.00	100.10	175.18	"	423.09	740.41	451.82	790.69
17.50	"	0.348	"	"	1.132	1.209	"	"	80.16	104.21	182.36	"	439.69	769.45	469.59	821.79
20.00	"	0.344	"	"	1.131	1.206	"	"	83.13	108.07	189.12	"	455.57	797.25	485.78	850.12
22.50	"	0.342	"	"	1.130	1.205	"	"	85.91	111.68	195.44	"	470.37	823.15	501.59	877.78
25.00	"	0.336	"	"	1.128	1.202	"	"	88.53	115.09	201.41	12.10	680.80	1191.40	725.46	1269.56
27.50	"	0.334	"	"	1.127	1.200	"	"	91.00	118.30	207.03	17.10	988.08	1729.15	1052.09	1841.15
30.00	"	0.330	"	"	1.125	1.198	"	"	93.33	121.33	212.33	22.10	1307.38	2287.92	1392.21	2436.38
32.50	"	0.326	"	"	1.124	1.196	"	"	95.54	124.20	217.35	18.10	1095.10	1916.43	1165.25	2039.19
35.80	"	0.320	"	"	1.122	1.192	"	"	98.28	127.76	223.59	4.20	28.37	49.65	277.21	485.12

Remarque :

- L'indice "v" désigne le cas où la -cure est vide
- L'indice "p" " " " " " pleine
- q indice "n" désigne le cas où la sollicitation est normale →  $q_n = R_s \cdot q$
- L'indice "e" " " " " " extrême →  $q_e = 1.75 \cdot q$

## Action perpendiculaire à la direction du vent :

La force de dérive est donnée par :

$$L = \delta' \cdot c_L \cdot \beta' \cdot q_{cr} \cdot D_e \cdot \frac{H}{s}$$

- a)  $\delta'$  coefficient de réduction tenant compte de l'effet de dimension  
 $\delta' = 0,8$  (NV65)
- b)  $c_L$  coefficient de dérive  $c_L = 0,2$  (NV65).
- c)  $\beta'$  coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement.  $\beta' = \frac{\pi}{\Delta}$   
 $\Delta$  : décrement logarithmique d'amortissement ( $\Delta = 0,3$  pour BA)  
 $\Rightarrow \beta' = 10,47$ .
- d)  $D_e$  : diamètre extérieur à la côte considérée.
- e)  $H$  : Côte du niveau considéré compté à partir du sol.
- f)  $h$  : hauteur totale de la construction ( $h = 36,80$  m)
- g)  $q_{cr}$  : pression correspondant à la vitesse critique

### Détermination de la vitesse critique :

La théorie de Karman montre que la période des tourbillons est donnée par :

$$T_k = \frac{d}{S \cdot V}$$

$V$  : vitesse du fluide

$d$  : longueur du maître-ciel.

$S$  : Nombre de "STROUHAL", ( $S = 0,2$  pour aileron rugueux (cat II)).

fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction et de la présence du fluide

Il y a résonance lorsque  $T = T_k$ , c'est-à-dire la période propre de la construction  $\Rightarrow V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$

Réservoir vide  $\rightarrow T_v = 0,36s \Rightarrow V_{cr} = 120 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

Réservoir plein  $\rightarrow T_p = 0,58s \Rightarrow V_{cr} = 74 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance. On a donc admis arbitrairement qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s il était inutile de faire un calcul à la résonance (NV65 Annex 8).

Les efforts engendrés par le vent sont regroupés dans le tableau ci-contre.

-39-

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
35.80	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00
32.50	01.40	02.45	04.20	02.10	04.81	03.17	04.80	03.14
30.00	04.40	07.70	08.35	14.61	05.02	08.79	10.22	17.89
27.50	07.27	12.72	23.12	40.46	08.08	14.14	26.78	46.87
25.00	09.36	16.38	44.61	78.07	10.31	18.04	50.67	88.67
22.50	10.78	18.87	69.93	122.38	11.83	20.70	81.21	142.12
20.00	11.94	20.90	98.37	172.15	13.07	22.87	109.58	191.77
17.50	13.06	22.86	129.65	226.89	14.27	24.97	143.76	251.58
15.00	14.14	24.75	163.67	286.42	15.42	26.99	180.87	316.52
12.50	15.18	26.57	200.34	350.60	16.52	28.91	220.37	385.65
10.00	16.17	28.30	239.54	419.20	17.57	30.75	263.41	460.97
07.50	17.11	29.94	281.15	492.01	18.57	32.50	308.58	540.02
05.00	17.99	31.48	323.78	566.62	19.51	34.14	356.18	623.32
02.50	18.81	32.92	372.00	651.00	20.39	35.68	406.06	710.61
00.00	19.81	34.67	454.57	795.50	21.46	37.56	496.57	869.00
-01.00	19.81	34.67	454.57	795.50	21.46	37.56	496.57	869.00

Remarque: S. N = Service normal et SE = Service extrême

Action locales

Chaque tronçon de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent  $p$  et des arrachements  $\tau$  en dedans dans l'épaisseur de la paroi. Les efforts  $p$  et  $\tau$  produisent des moments fléchissants d'ovalisation :

$M_{oi} = K_i \delta_0 q D_m^2$  : Moment d'ovalisation intérieur

$M_{oe} = K_e \delta_0 q D_m^2$  : " " extérieur.

$D_m = \frac{D_e + H D_i}{2}$  : diamètre moyen.

$\delta_0 = 0,87^2$  coefficient de dimension de même nature que le coefficient  $\delta$  indiqué précédemment mais il est affecté de l'indice "0" pour être précis que dans le cas de charges localisées agissant sur la paroi, la plus grande dimension de la surface offerte au vent est non plus  $Z$  mais  $D_e$ .

$K_i = 0.062$   
 $K_e = 0.054$  } selon Marcus Divers.

Z (m)	K <sub>i</sub>	K <sub>e</sub>	δ <sub>0</sub>	D <sub>m</sub> (m)	q <sub>H</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	D <sub>m</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	M.O.N		M.O.E	
							M <sub>oi</sub> (kg.m/mpl)	M <sub>oe</sub> (kg.m/mpl)	M <sub>oi</sub> (kg.m/mpl)	M <sub>oe</sub> (kg.m/mpl)
00.00	0.062	0.054	0.87	8.60	68.25	73.96	272.28	237.14	476.49	414.99
02.50	"	"	"	"	74.62	"	297.70	259.28	520.98	453.74
05.00	"	"	"	"	80.50	"	321.15	279.71	562.01	489.49
07.50	"	"	"	"	85.94	"	342.85	298.61	599.99	522.57
10.00	"	"	"	"	91.00	"	363.04	316.19	635.32	553.33
12.50	"	"	"	"	95.71	"	381.83	332.56	668.20	581.98
15.00	"	"	"	"	100.10	"	399.34	347.81	698.85	608.67
17.50	"	"	"	"	104.21	"	415.74	362.09	727.55	633.66
20.00	"	"	"	"	108.07	"	431.13	375.50	754.48	657.13
22.50	"	"	"	"	111.68	"	445.54	388.04	779.70	679.07
25.00	"	"	0.845	12.10	115.09	146.41	882.79	768.88	1544.88	1345.54
27.50	"	"	0.830	17.10	118.30	292.41	1780.11	1550.42	3115.19	2713.23
30.00	"	"	0.815	22.10	121.33	488.41	2994.35	2607.98	5240.11	4563.76
32.50	"	"	0.802	16.95	124.20	359.10	2217.70	1931.55	3880.98	3380.21
35.80	"	"	0.895	04.20	127.76	17.64	125.06	108.92	218.85	190.61

Remarque: M.O.N = Moment d'ovalisation Normal

chapitre .7

ETUDE

AU

SEISME .

Introduction:

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II); donc il doit être conçu de façon à pouvoir résister aux forces sismiques horizontales totales agissant sur la structure.

L'étude consiste à la vérification sous les sollicitations d'ensemble de la résistance et de la stabilité de la structure afin de justifier la sécurité de la construction pris à vis des efforts d'origines sismiques.

L'évaluation de l'action sismique se fait par application à la construction d'un système de forces tel que les effets statiques engendrent les mêmes effets que l'action sismique.

Le calcul sera fait selon les Règlements Parasismiques Algériens (RPA 81).

Evaluation de la force sismique V

La force horizontale totale agissant sur la structure est:

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

- A: coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

[ groupe d'usage 1  
Zone . . . . . II → A = 0.25

- D: facteur d'amplification dynamique, sa valeur sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T de la structure.

Pour une sd forme  $D = 2 \sqrt{\frac{0.3}{T}}$   
d'ou : réservoir vide  $T_v = 0.36 s \rightarrow D_v = 1.75$   
réservoir plein  $T_p = 0.58 s \rightarrow D_p = 1.47$

- B facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contreventements.

$B = 1/3$



- Q : facteur de qualité, depend de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation. La valeur Q devra être déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

ou  $P_q$  est la pénalité qui depend de l'observation ou non du critère de qualité q.

- 1. Conditions minimales des fils porteurs . . . . . 0.1
- 2. Surabondance en plan . . . . . 0.1
- 3. Symétrie en plan . . . . . 0.1
- 4. Régularité en élévation . . . . . 0.0
- 5. Contrôle de la qualité des matériaux . . . . . 0.0
- 6. Contrôle de la qualité de la construction . . . . . 0.0

d'où

$$Q = 1.3$$

- W : poids de la structure.

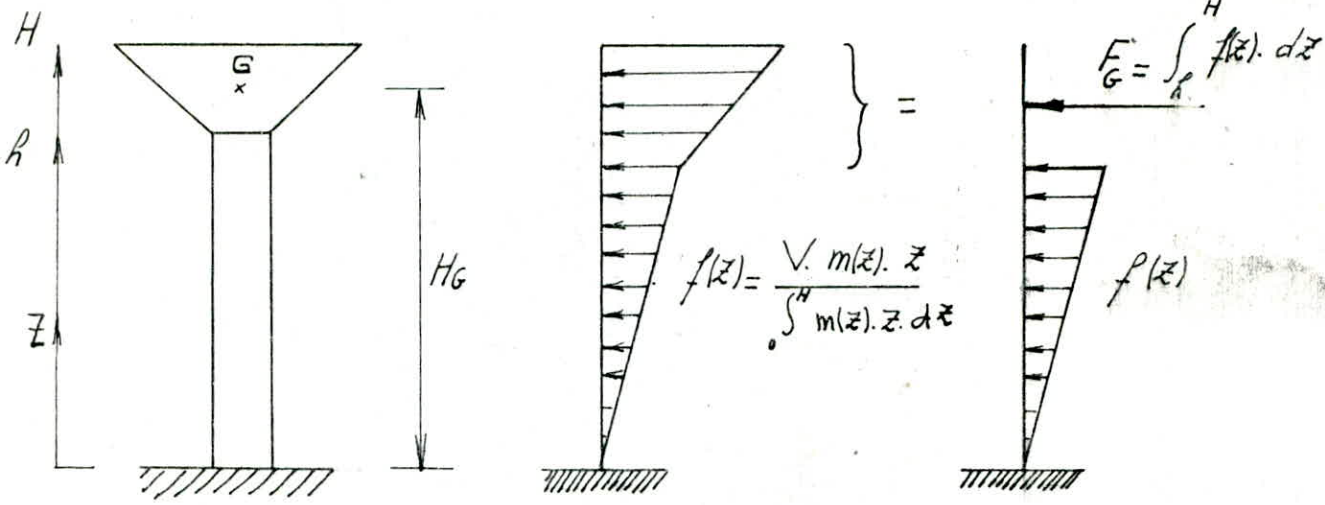
$W_{vide} = 1232 \text{ t}$	—————>	$V_{vide} = 241 \text{ t}$
$W_{plaine} = 2770 \text{ t}$	—————>	$V_{plaine} = 441 \text{ t}$

Distribution de la charge sismique en élévation :

Pour les châteaux d'eau, que l'on modélise par une masse concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve, la force sismique évaluée précédemment est bien sûr appliquée à cette masse en son centre de gravité, mais, dans les cas où la masse du support n'est pas du tout à négliger et est considérée comme uniformément répartie, la distribution préconisée sera la suivante :

On modélise notre structure par une masse concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve. Le support n'est pas à négliger et considéré à masse uniformément répartie

$$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \cdot dz} \quad \text{avec:} \quad \begin{array}{l} f(z) : \text{densité de la force horizontale à} \\ \text{la cote } z \\ m(z) : \text{loi de répartition de la masse} \end{array}$$



On a 2 cas à envisager :

1. Cuve vide :

$H = 36.80\text{ m}$   
 $R = 24.25\text{ m}$   
 $H_G = 30.76\text{ m}$

$M(x) = -0.0593X^3 + 241X - 5875.61$

$T(x) = -0.1719X^2 + 241$

2. Cuve pleine

$H = 36.80\text{ m}$   
 $R = R = 24.25\text{ m}$   
 $H_G = H_G = 29.67\text{ m}$

$M(x) = -0.1085X^3 + 441X - 10482.36$

$T(x) = -0.3255X^2 + 441$

d'où le tableau de valeurs de  $M$  et de  $T$

$Z$ (m)	Cuve vide		Cuve pleine	
	$T$ (t)	$M$ (t.m)	$T$ (t)	$M$ (t.m)
22.50	142.75	981.70	261.24	1526.96
20.00	162.55	1363.79	297.45	2226.18
17.50	180.11	1792.58	329.60	3010.84
15.00	195.46	2262.50	357.67	3870.78
12.50	208.58	2768.01	381.68	4795.81
10.00	219.47	3303.54	401.61	5775.77
07.50	228.15	3863.53	417.48	6800.49
05.00	234.60	4442.42	429.28	7859.80
02.50	238.82	5034.65	437.01	8943.51
00.00	240.82	5634.69	440.67	10041.47
-1.00	241.00	5875.61	441.00	10482.36

Remarque :  $X = Z + 1$

chapitre :8

ETUDE DE  
L'EFFET  
HYDRAUDYNAMIQUE.

## Introduction :

Lorsqu'un réservoir couvert est entièrement plein, il n'y a naturellement pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation. Du point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble fluide-réservoir constituait une masse unique. Par contre dans des réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation de vagues en surface. Si les vibrations de l'eau oscillent et celles de la structure sont en phase, cette dernière sera soumise à des efforts supérieurs à ceux trouvés sous l'hypothèse que l'eau et la cuve font un même corps.

### Hypothèses de base :

- 1- Le liquide incompressible
- 2- La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide est négligeable.

### Méthode de calcul approchée d'après Houzma.

Dans sa modélisation Houzma décompose l'action du liquide en deux types :

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

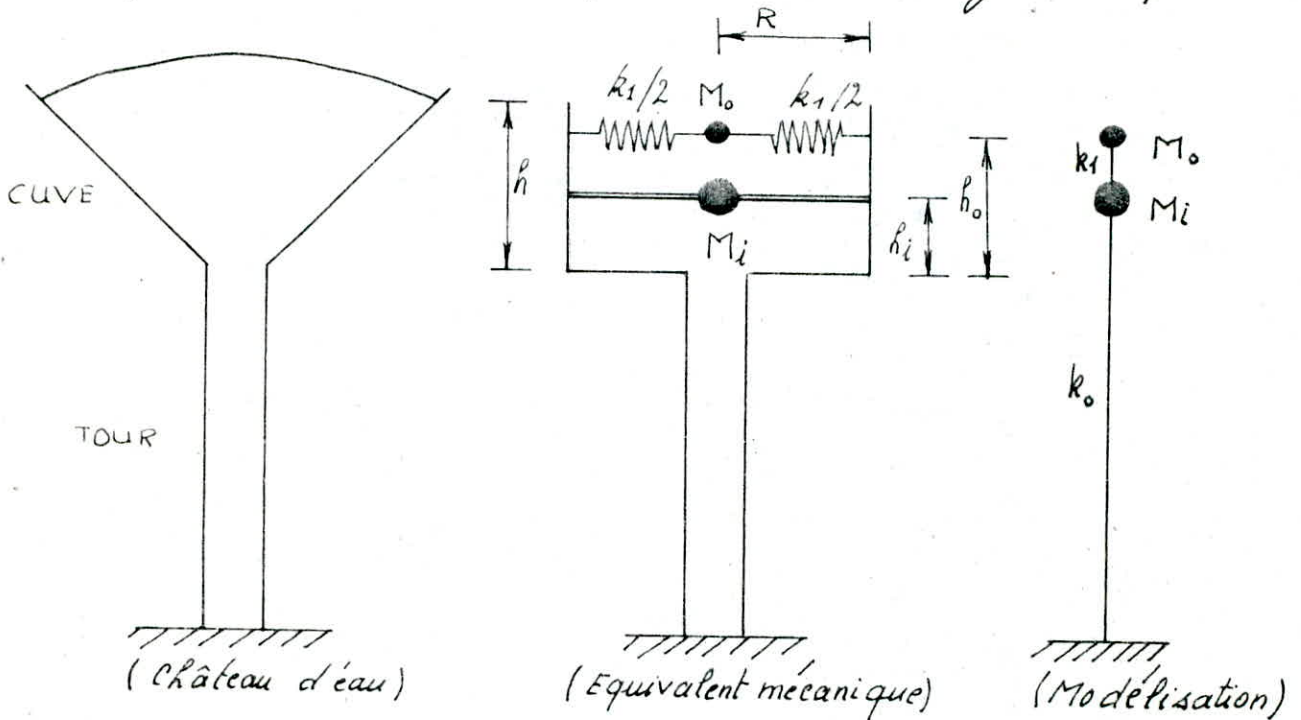
Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse passive, réagit par inertie, à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse  $M_i$  liée rigidement au réservoir à une hauteur  $h_i$  telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.

Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide dite masse active se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme.

Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse  $M_0$  retenue par deux ressorts de raideurs  $k_1/2$  à un niveau  $h_0$ . Dans le modèle adopté pour le château d'eau, 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 relié au sol par une tige représentant le support de la structure et de constante de rappel  $k_0$ .

Application de la méthode :

Soit le château d'eau en béton armé représenté par la figure ci-dessous. Pour simplifier les calculs, on admettra que la cuve réelle peut être remplacée par une cuve cylindrique.



Rayon équivalent (R):  $R = \left( \frac{V}{\pi \cdot h} \right)^{1/2}$   $V = 1538.18 \text{ m}^3$   $h = 7.35 \text{ m}$  d'où  $R = 8.16 \text{ m}$

taux de remplissage:  $\frac{h_0}{R} = 0.90 < 1.5$  donc on a une cuve profonde. La méthode de Younis est applicable.

Poids de l'eau:  $M_e = 1509 \cdot 10^4 \text{ N}$

Poids du réservoir vide:  $M_r = 782 \cdot 10^4 \text{ N}$

Poids de la tour:  $M_t = 479 \cdot 10^4 \text{ N}$

d'où les masses passive et active :

$$M_i = M_e \cdot \frac{h \sqrt{3} R / h}{\sqrt{3} R / h} + M_r + \frac{1}{2} M_t = 1773.5 \times 10^4 \text{ N}$$

$$M_0 = M_e \times 0.318 \times \frac{R}{h} \cdot h \left( 1.84 \times \frac{h}{R} \right) = 495 \times 10^4 \text{ N}$$

Pulsation fondamentale de vibration du liquide ( $\omega_0^2$ ):

$$\omega_0^2 = \sqrt{\frac{2f}{8}} \frac{g}{R} \text{th} \sqrt{\frac{2f}{8}} \frac{g}{R} = 2.06 \text{ [rd/s}^2\text{]}$$

Raideur du couplage entre  $M_0$  et  $M_i$  ( $k_1$ ):

$$k_1 = m_1 \omega_0^2 = \frac{M_0}{f} \cdot \omega_0^2 = 103.95 \times 10^4 \text{ N}$$

Constante de rappel ( $k_0$ ):

$$k_0 = \frac{P}{\rho I} \cdot \frac{3EI}{l^3} = 48645.09 \times 10^4 \text{ N/m avec :}$$

- P: poids de la masse couplée  $P = M_0 + M_r = 2291 \times 10^4 \text{ N}$
- E: modul d'élasticité du béton  $E = 360 \times 10^8 \text{ N/m}^2$
- I: Inertie de la section transversale  $I = 67,4 \cdot \text{m}^4$
- P':  $P' = P + \frac{33}{140} \cdot M_t \dots = 24.04 \times 10^6 \text{ N}$
- l: hauteur de la tour  $l = 24.25 \text{ m}$ .

Pulsations propres des deux modes principaux de vibration:

$$\omega_{I,II}^2 = 0.5 \left[ \frac{k_{00}}{m_0} + \frac{k_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{k_{00}}{m_0} - \frac{k_{11}}{m_1}\right)^2 + 4 \frac{k_{01} \cdot k_{10}}{m_0 \cdot m_1}} \right]$$

où:

$$\left. \begin{aligned} k_{11} &= k_1 = 103.95 \times 10^4 \text{ N/m} \\ k_{01} &= k_{10} = -k_1 = -103.95 \times 10^4 \text{ " } \\ k_{00} &= k_0 + k_1 = 48749.04 \times 10^4 \text{ " } \\ m_1 &= M_0/g = 50.46 \times 10^4 \text{ N} \\ m_0 &= M_i/g = 180.78 \times 10^4 \text{ " } \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$\left[ \begin{aligned} \omega_I^2 &= 2.09 \text{ (rd/s)}^2 \\ \omega_I &= 1.44 \text{ rd/s} \\ T_I &= 4.36 \text{ s} \\ \omega_{II}^2 &= 269.66 \text{ (rd/s)}^2 \\ \omega_{II} &= 16.42 \text{ rd/s} \\ T_{II} &= 0.38 \text{ s} \end{aligned} \right.$$

Rapport d'amplitude:

$$\Phi_{0I,II} = \frac{-k_{01}/m_0}{k_{00}/m_0 - \omega_{I,II}^2} \rightarrow \left[ \begin{aligned} \Phi_{0I} &= 2.149 \times 10^{-3} \\ \Phi_{0II} &= -1097 \end{aligned} \right.$$

soit

$$K_{I,II} = \frac{m_0 \Phi_{0I,II} + m_1}{m_0 \Phi_{0I,II}^2 + m_1} \rightarrow \left[ \begin{aligned} K_I &= 1.0077 \\ K_{II} &= -9.113 \times 10^{-4} \end{aligned} \right.$$

d'après le spectre de vitesse  $S_v$  on a :

$$\left[ \begin{aligned} T_I &= 4.36 \text{ s} \\ \xi &= 0.57\% \end{aligned} \right] S_{vI} = 0.872 \text{ m/s} \quad \left[ \begin{aligned} T_{II} &= 0.38 \text{ s} \\ \xi &= 2\% \end{aligned} \right] S_{vII} = 0.513 \text{ m/s}$$

Calcul des flèches :

i) 1<sup>er</sup> Mode :

$$\bar{X}_{1I} = \frac{K_I \cdot S_{vI}}{W_I^2} = 0.610 \text{ m}$$

$$\bar{X}_{0I} = \Phi_{0I} \cdot \bar{X}_{1I} = 1.311 \times 10^{-3} \text{ m}$$

ii) 2<sup>eme</sup> Mode :

$$\bar{X}_{1II} = \frac{K_{II} \cdot S_{vII}}{W_{II}^2} = -2.847 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\bar{X}_{0II} = \Phi_{0II} \cdot \bar{X}_{1II} = 0.0312 \text{ m}$$

On en déduit :

Les forces horizontales :

• pour le premier mode :

$$P_{1I} = k_{11} \bar{X}_{1I} + k_{10} \bar{X}_{0I} = 63.27 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{0I} = k_{01} \bar{X}_{1I} + k_{00} \bar{X}_{0I} = 0.50 \times 10^4 \text{ N}$$

soit un effort tranchant de :  $P_I = P_{1I} + P_{0I} = 63.77 \times 10^4 \text{ N}$

• pour le second mode :

$$P_{1II} = k_{11} \bar{X}_{1II} + k_{10} \bar{X}_{0II} = -3.25 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{0II} = k_{01} \bar{X}_{1II} + k_{00} \bar{X}_{0II} = 1520.97 \times 10^4 \text{ N}$$

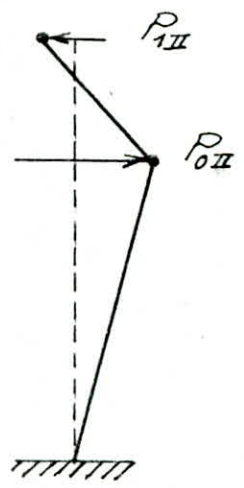
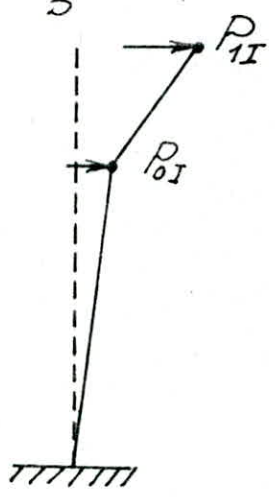
soit un effort tranchant de  $P_{II} = P_{1II} + P_{0II} = 1517.72 \times 10^4 \text{ N}$

d'où le maximum de l'effort tranchant (force élastique) :

$$P = \sqrt{P_I^2 + P_{II}^2} = 1519 \times 10^4 \text{ N}$$

La force réglementaire est donnée par :

$$F_{reg} = \frac{1}{3} \cdot P = 506 \times 10^4 \text{ N}$$



Calcul de h<sub>0</sub> et de h<sub>1</sub> : (voir schéma au début du chapitre)

$$h_0 = h \left[ 1 - \frac{\text{ch}\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right) - 1}{\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right) \text{sh}\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}\right)} \right] = 4.335 \text{ m et } h_1 = \frac{3}{8} h = 2.775 \text{ m}$$

### Distribution de l'effort tranchant et calcul de M et T:

L'effort tranchant (F<sub>xy</sub>) sera distribué de la même façon que pour l'étude sismique.

Les valeurs de l'effort tranchant T et du moment fléchissant M sont regroupées dans le tableau suivant:

Z (m)	T (t)	M (t.m)
22.50	305.59	1808.30
20.00	347.98	2626.26
17.50	385.60	3544.23
15.00	418.46	4550.30
12.50	446.56	5632.58
10.00	469.90	6779.15
07.50	488.47	7978.10
05.00	502.28	9217.54
02.50	511.33	10485.56
00.00	515.62	11770.24
-1.00	516.00	12286.11

### Conclusion :

On voit que les efforts engendrés par l'action hydrodynamique sont plus importants que ceux évalués par l'étude sismique. On a en effet une majoration de 17% des efforts M et T. Nous retenons donc ces valeurs pour le calcul de la tour.

### Calcul de la hauteur maximale des vagues:

$$\theta_{0I,II} = 1.53 \frac{X_{1I,II} - X_{0I,II}}{R} \operatorname{th} \left( \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right)$$

$$\text{d'où: } \theta_{0I} = 0.166 \text{ m}$$

$$\theta_{0II} = -5.445 \times 10^{-3} \text{ et } d_{\max I,II} = \frac{0.408 \cdot R}{\left( \frac{g}{\omega_i \theta_{0I,II} R} - 1 \right) \operatorname{th} \left( \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right)}$$

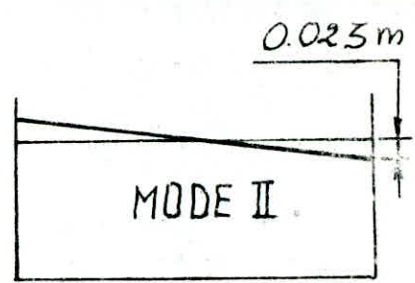
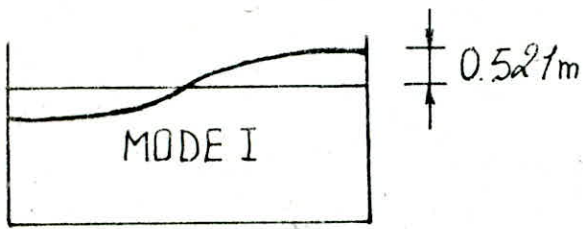
$$\text{d'où: } d_{\max I} = 0.521 \text{ m}$$

$$d_{\max II} = -0.023 \text{ m}$$

Il s'ensuit un déplacement maximal ( $d_{\max}$ ):

$$d_{\max} = \sqrt{d_{\max I}^2 + d_{\max II}^2} = 0.522 \text{ m. (voir schéma)}$$





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.

Généralité

L'objet de l'étude est l'évaluation des contraintes maximales dans le béton et l'acier,  $\sigma_b'$  et  $\sigma_a$  engendrés par les charges extérieures. La tour est soumise à deux types de sollicitations :

- . Les sollicitations d'ensemble
- . Les sollicitations locales

a) Sollicitations d'ensemble :

Elles représentent les sollicitations agissant sur la structure considérée comme une console encastree dans le sol. Ces sollicitations sont ; le moment fléchissant  $M$  ; l'effort tranchant  $T$ , et l'effort normal  $N$  (les plus défavorables) qui donnent les contraintes moyennes  $\sigma_{am}$  et  $\sigma_{bm}'$ .

b) Sollicitations locales :

Les sollicitations produisent uniquement des flexions locales. Elles sont dues aux moments d'ensolleillement, et aux moments d'ovalisation.

Calcul des efforts :I. Sollicitations d'ensemble :

D'après M<sup>r</sup> Maurice Diver "Calcul pratique des tours en B.A" et conformément aux règles CCBA68 on considère les combinaisons suivantes :

1. Sollicitations pondérées du 1<sup>er</sup> genre :

Nous avons trois sollicitations à prendre en compte :

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

$$\cdot S_1^2 = G + V$$

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

Vérification :

$$i. \sigma_{bm}' (S_1^1, S_1^3) \leq 0.30 \sigma_{28}' = 92 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma_{28}' = 306 \text{ kg/cm}^2)$$

$$ii. \sigma_a (S_1^2) \leq \text{Min} \begin{bmatrix} 2/3 \sigma_{en} \\ \sigma_2 \end{bmatrix}$$

$\sigma_2$  : contrainte de fissuration accidentelle

## 2 - Sollicitations produites du 2<sup>e</sup>me genre:

Nous avons quatre sollicitations à prendre en compte:

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

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

$$\cdot S_2^3 = G + P + S$$

$$\cdot S_2^4 = 0.8G + S$$

Vérification:

i) La contrainte du béton dans le sens vertical doit vérifier:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_b'(S_2^1) \\ \sigma_b'(S_2^3) \end{array} \right] \leq 1.5 (0.3 \cdot \sigma_{28}) = 138 \text{ kg/cm}^2$$

ii - La contrainte de l'acier dans le sens vertical doit vérifier:

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

Remarque:

L'absence des gaz nocifs diminue les risques de corrosion du béton et de l'acier, ce qui permet d'augmenter la valeur des contraintes admissibles. Les règles pour la construction des tours en béton armé admettent les contraintes suivantes:

Béton:

- sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $0.4 \sigma_{28} = 122.4 \text{ kg/cm}^2$

- sollicitations du 2<sup>e</sup> genre:  $0.6 \sigma_{28} = 183.6 \text{ "}$

Acier:

- sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $0.67 \sigma_{en}$

- sollicitations du 2<sup>e</sup> genre:  $\sigma_{en}$

Les tableaux:  $T_1, T_2, T_3$  et  $T_4$  regroupent les valeurs numériques des efforts:  $M, N$  et  $T$ .

Tableau 1      Cuve vide      Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre

Z (m)	G + P + V				G + V				G + 1.2P			
	M (t.m)	N (t)	T (t)	ρ (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	ρ (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	ρ (m)
22.50	69.93	799.80	10.78	0.087	69.93	755.16	10.78	0.093	0	808.73	0	0
20.00	98.37	854.18	11.94	0.115	98.37	809.54	11.94	0.122	"	863.10	"	"
17.50	129.65	903.05	13.06	0.144	129.65	858.41	13.06	0.151	"	912.00	"	"
15.00	163.67	951.93	14.14	0.172	163.67	907.29	14.14	0.180	"	960.88	"	"
12.50	200.34	1006.30	15.18	0.199	200.34	961.66	15.18	0.208	"	1015.25	"	"
10.00	239.54	1055.17	16.77	0.227	239.54	1010.53	16.77	0.237	"	1064.12	"	"
07.50	281.15	1109.54	17.11	0.253	281.15	1064.50	17.11	0.264	"	1118.49	"	"
05.00	323.78	1158.42	17.99	0.280	323.78	1113.78	17.99	0.291	"	1167.37	"	"
02.50	372.00	1207.29	18.81	0.308	372.00	1162.65	18.81	0.320	"	1216.24	"	"
00.00	454.57	1256.17	19.81	0.362	454.57	1211.53	19.81	0.375	"	1265.12	"	"
-01.00	454.57	1275.72	19.81	0.356	454.57	1231.08	19.81	0.369	"	1284.67	"	"

Tableau 2 : - Cure Noie . Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre.

Z (m)	1.1(G+P+W)				0.9(G+P)+1.1W				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)
22.50	134.62	879.78	20.76	0.153	134.62	719.82	20.76	0.187	981.70	799.80	142.75	1.227	981.70	604.13	142.75	1.625
20.00	189.37	939.60	22.99	0.201	189.37	768.76	22.99	0.246	1363.79	854.18	162.55	1.597	1363.79	647.63	162.55	2.106
17.50	249.58	993.36	25.15	0.251	249.58	812.75	25.15	0.307	1792.58	905.05	180.11	1.985	1792.58	686.73	180.11	2.610
15.00	315.06	1047.12	27.23	0.301	315.06	856.74	27.23	0.368	2262.50	951.93	195.46	2.377	2262.50	725.83	195.46	3.117
12.50	385.66	1108.93	29.23	0.348	385.66	905.67	29.23	0.426	2768.01	1006.30	209.58	2.751	2768.01	769.33	209.58	3.598
10.00	461.12	1160.69	31.13	0.397	461.12	949.65	31.13	0.486	3303.54	1055.17	219.47	3.131	3303.54	808.42	219.47	4.086
07.50	541.21	1220.49	32.93	0.443	541.21	998.59	32.93	0.542	3863.53	1109.54	228.15	3.482	3863.53	851.92	228.15	4.535
05.00	523.28	1274.26	34.63	0.411	523.28	1042.58	34.63	0.502	4442.42	1158.42	234.60	3.835	4442.42	891.02	234.60	4.986
02.50	717.10	1328.02	36.21	0.540	717.10	1086.56	36.21	0.660	5034.65	1207.29	238.82	4.170	5034.65	930.12	238.82	5.413
00.00	875.05	1381.79	38.14	0.633	875.05	1130.55	38.14	0.774	5634.69	1256.17	240.82	4.486	5634.69	969.22	240.82	5.814
-01.00	875.05	1403.29	38.14	0.624	875.05	1148.15	38.14	0.762	5875.61	1275.42	241.00	4.606	5875.61	984.86	241.00	5.966

Tableau: 3      Curve pleine. Sollicitation du 1<sup>er</sup> gene.

Z (m)	G + P + V				G + V				G + 1.2 P			
	M (t.m)	N (t)	T (t)	ρ (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	ρ (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	ρ (m)
22.50	87.27	2337.98	11.85	0.035	87.27	2293.34	11.85	0.035	0	2346.91	0	0
20.00	109.58	2392.36	13.07	0.046	109.58	2347.72	13.07	0.047	//	2401.28	//	//
17.50	143.76	2447.25	14.27	0.059	143.76	2396.59	14.27	0.060	//	2450.18	//	//
15.00	180.87	2490.71	15.42	0.073	180.87	2445.47	15.42	0.074	//	2499.06	//	//
12.50	220.37	2544.48	16.52	0.087	220.37	2499.84	16.52	0.088	//	2553.43	//	//
10.00	263.41	2593.35	17.57	0.102	263.41	2548.71	17.57	0.103	//	2602.30	//	//
07.50	308.58	2647.72	18.57	0.117	308.58	2603.08	18.57	0.119	//	2656.67	//	//
05.00	356.18	2696.60	19.51	0.132	356.18	2651.96	19.51	0.134	//	2705.55	//	//
02.50	406.06	2745.47	20.39	0.148	406.06	2700.85	20.39	0.150	//	2754.42	//	//
00.00	496.57	2794.35	21.46	0.181	496.57	2749.71	21.46	0.181	//	2803.30	//	//
-01.00	496.57	2813.90	21.46	0.176	496.57	2769.26	21.46	0.179	//	2822.85	//	//

Tableau 4 Cure pleine sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre

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)	g (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	g (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	g (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	g (m)
22.50	156.33	2571.78	22.77	0.061	156.33	2104.18	22.77	0.074	1808.30	2337.98	305.59	0.773	1808.30	1835.04	305.59	0.965
20.00	210.95	2631.60	25.16	0.080	210.95	2153.12	25.16	0.098	2626.26	2392.36	347.98	1.098	2626.26	1871.18	347.98	1.398
17.50	276.74	2685.35	27.47	0.103	276.74	2197.11	27.47	0.126	3544.23	2441.23	385.60	1.452	3544.23	1917.27	385.60	1.849
15.00	348.17	2739.12	29.69	0.127	348.17	2241.10	29.69	0.155	4550.30	2490.11	418.46	1.827	4550.30	1956.38	418.46	2.326
12.50	424.22	2798.93	31.80	0.153	424.22	2290.08	31.80	0.187	5632.58	2544.48	446.56	2.214	5632.58	1999.86	446.56	2.816
10.00	507.08	2852.69	33.83	0.178	507.68	2334.02	33.83	0.217	6779.15	2593.35	469.90	2.614	6779.15	2038.97	469.90	3.325
07.50	594.02	2912.49	35.75	0.204	594.02	2382.95	35.75	0.249	7978.10	2647.72	488.47	3.013	7978.10	2082.46	488.47	3.831
05.00	685.65	2966.26	37.55	0.231	685.65	2426.94	37.55	0.283	9217.54	2696.60	502.28	3.417	9217.54	2121.57	502.28	4.345
02.50	781.67	3020.02	39.25	0.259	781.67	2470.92	39.25	0.316	10485.56	2745.47	511.33	3.819	10485.56	2160.66	511.33	4.853
00.00	955.90	3073.79	41.32	0.311	955.90	2514.92	41.32	0.380	11770.24	2794.35	515.62	4.212	11770.24	2199.77	515.62	5.351
-01.00	955.90	3095.29	41.32	0.309	955.90	2532.51	41.32	0.377	12286.11	2813.90	516.00	4.366	12286.11	2215.41	516.00	5.546



## II - Sollicitations locales :

### - Moment d'ovalisation $M_o$ :

Le calcul des moments d'ovalisation étant fait au chapitre 6 (Etude au vent), nous retenons les valeurs extrêmes. Celles-ci correspondent au niveau définis par la cote  $Z = 22.50$  m dans le tableau donnant les moments d'ovalisation (cf Chap 6).

Voici les valeurs des moments d'ovalisation :

#### . Vent normal :

$$M_{oi} = 445.54 \text{ kg.m}$$

$$M_{oe} = 388.04 \text{ kg.m}$$

#### . Vent extrême :

$$M_{oi} = 779.70 \text{ kg.m}$$

$$M_{oe} = 679.07 \text{ kg.m}$$

### - Moment d'ensoleillement :

L'action dissymétrique de l'ensoleillement (une face exposée au soleil, l'autre abritée) engendre des moments locaux qui ont les mêmes effets que le moment d'ovalisation, mais ce moment agit au niveau des fondations (base du fût). Une vérification au renversement de la structure s'impose en ajoutant au moment  $M$  du au seisme le moment secondaire dû à l'action du soleil. (cf Chapitre 10 "Etude de la fondation")

Le moment d'ensoleillement est donné par :

$$M_s = G \cdot C_s \quad \text{avec } C_s = f_s \cdot \left(\frac{Z}{3}\right)^2$$

$G$  : poids de l'ouvrage

$f_s$  : flèche au sommet  $f_s = z \cdot \frac{\theta_s}{2}$

$z$  : hauteur totale de l'ouvrage ( $z = 36.80$  m)

$\theta_s$  : Rotation due à l'ensoleillement  $\theta_s = \frac{\mu \cdot T \cdot z}{D_e}$

$T$  : Différence de température entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée. ( $T = 30^\circ$ )

$\mu$  : Modul de dilatation linéaire ( $\mu = 10^{-5}$ )

$D_e$  : Diamètre extérieur ( $D_e = 8.60$  m)

$Z$  : cote du centre de gravité de la structure à partir de l'encastrement

Calcul des moments d'ensemble:

- Curve vide:

$$Z_v = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i} - h_f = 7.62 \text{ m} \quad (h_f = 3.00 \text{ m})$$

$$G_v = N_s(\text{structure}) + N_f(\text{fondation}) = 1231 + 1361 = 2592 \text{ t}$$

$$\theta_s = \frac{u \cdot T \cdot z}{D_e} \quad \left[ \begin{array}{l} u = 10^{-5} \\ T = 30^\circ \\ z = 36.8 \text{ m} \\ D_e = 8.6 \text{ m} \end{array} \right] \longrightarrow \theta_s = 1.284 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$f_s = z \cdot \frac{\theta_s}{2} = 0.0236 \text{ m}$$

$$\text{d'où } C_{sv} = f_s \cdot \left(\frac{Z_v}{z}\right)^2 = 1.012 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{et } M_{sv} = C_s \cdot G = 2.623 \text{ t.m}$$

- Curve pleine:

$$Z_p = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i} - h_f = 13.50 \quad (h_f = 3.00 \text{ m}).$$

$$G_p = N_s(\text{structure}) + N_f(\text{fondation}) + N_e(\text{eau}) = 1231 + 1361 + 1538 = 4130 \text{ t}$$

$\theta_s$  et  $f_s$  gardent les mêmes valeurs

$$\text{d'où } C_{sp} = f_s \cdot \left(\frac{Z_p}{z}\right)^2 = 3.176 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{et } M_{sp} = C_{sp} \cdot G_p = 13.117 \text{ t.m.}$$

Calcul du ferraillage:

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

$$e_1 = \frac{D_m}{4} = \frac{8.3}{4} = 2.075 \text{ m.}$$

Sous les sollicitations d'ensemble du premier genre  $S_1^1, S_1^2$  et  $S_1^3$  curve pleine ou vide, et celles du deuxième genre  $S_2^1$  et  $S_2^2$

-cure vide ou pleine également, la section est entièrement comprimée (car  $e < e_1 \forall Z$ , cf tableaux 1, 2, 3 et 4)  
 La contrainte maximale dans le béton est calculée d'après la formule utilisée pour les matériaux homogènes:

$$\sigma_{bm}' = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{W} \quad (W = \frac{I}{v})$$

$\Omega$ : Section annulaire du béton

$$\Omega = \frac{\pi}{4} (\phi_e^2 - \phi_i^2) = 78186 \text{ cm}^2$$

avec:

- $\phi_e$ : diamètre extérieur de la tour
- $\phi_i$ : " " intérieur " "

$W$ : Modul d'inertie de la section annulaire du béton:

$$W = \frac{I}{v} = \pi \cdot R_m^2 \cdot h_0 = 16223595 \text{ cm}^3$$

avec:

$$R_m \text{ (Rayon moyen)} = \frac{\phi_e + \phi_i}{4} = 4.15 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.30 \text{ m} \text{ épaisseur de la paroi de la tour.}$$

Le tableau T5 donne les contraintes de compression du béton pour les sollicitations pour lesquelles  $e < e_1$  indiquées précédemment. On voit que ces contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles du béton  $\sigma_b'$ , donc sous ces sollicitations, la tour sera ferrillée d'un pourcentage minimal d'acier d'après les prescriptions du cahier des charges applicable à la construction des cheminées en béton armé (Annexe ITB8P art 71) soit:

Sous vertical:  $w_i + w_e = 0.25\%$

Sous horizontal:  $w_i + w_e = 0.25\%$

avec:

- $w_e$ : armatures extérieures
- $w_i$ : armature intérieure

Tableau 5

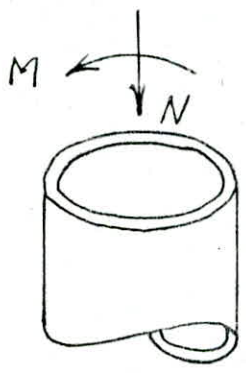
Z (m)	caract de la section		Solicitation de 1 <sup>er</sup> genre								Solicitation du 2 <sup>em</sup> genre											
	Ω	I/W	- Cune vide				- Cune pleine				- Cune vide				- Cune pleine							
			G+P+V		G+V		G+1.2P		G+P+V		G+V		G+1.2P		1.1(G+P+W)		0.9(G+P)+1.1W		1.1(G+P+W)		0.9(G+P)+1.1W	
			σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>b</sub> '	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>b</sub> '	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '	σ <sub>b1</sub> '	σ <sub>b2</sub> '
22.50	78186 (cm <sup>2</sup> )	76223595 (-cm <sup>3</sup> )	10.66	09.80	10.09	9.23	10.34	29.83	28.83	29.83	28.83	30.02	12.08	10.42	10.04	08.38	33.86	31.93	27.88	25.95		
20.00			11.53	10.32	10.96	9.75	11.04	30.70	29.35	30.70	29.35	30.71	13.18	10.85	11.00	08.67	34.96	32.36	28.84	26.24		
17.50			12.35	10.75	11.78	10.18	11.86	31.54	29.78	31.54	29.77	31.34	14.24	11.16	11.93	08.86	36.05	32.64	29.81	26.40		
15.00			13.18	11.66	12.61	10.80	12.29	32.39	30.16	32.39	30.16	31.96	15.33	11.45	12.90	09.02	37.18	32.89	30.81	26.52		
12.50			14.11	11.64	13.53	11.06	12.99	33.33	30.61	33.21	30.74	32.66	16.53	11.78	13.96	09.21	38.43	33.17	31.92	26.66		
10.00			14.97	12.02	14.40	11.45	13.61	34.22	30.97	34.22	30.97	33.28	17.69	12.00	14.99	09.30	39.61	33.36	32.98	26.73		
07.50			15.92	12.46	15.35	11.89	14.31	35.20	31.39	35.20	31.39	33.98	18.95	12.27	16.11	09.44	40.91	33.59	34.14	26.82		
05.00			16.81	12.82	16.24	12.25	14.93	36.11	31.72	36.11	31.72	34.60	19.52	13.07	16.56	10.11	42.16	33.71	35.27	26.81		
02.50			17.73	13.15	17.16	12.58	15.56	37.05	32.04	37.05	32.04	35.23	21.41	12.57	18.32	09.48	43.44	33.81	36.42	26.78		
00.00			18.87	13.26	18.30	12.69	16.18	38.22	32.11	38.23	32.11	35.85	23.07	12.28	19.85	09.07	45.21	33.42	38.06	26.27		
-01.00			19.12	13.51	18.55	12.94	16.43	38.48	32.36	38.48	32.36	36.10	23.34	12.55	20.08	09.29	45.48	33.70	38.28	26.50		

Remarque: Les contraintes (σ<sub>b1</sub>', σ<sub>b2</sub>') sont en [ kg/cm<sup>2</sup> ].

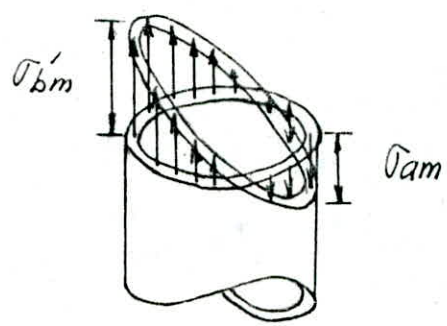
Pour les sollicitations du deuxième genre  $S_2^4$  et  $S_2^3$ , curve vide ou pleine, la section transversale de la tour n'est plus entièrement comprimée sur toute la hauteur de la tour. En effet, pour ces deux sollicitations ( $S_2^3$  et  $S_2^4$ ), pour la majorité des sections considérées, l'excentricité "e" de la force verticale sort du noyau central - c'est à dire on a  $e_1 < e$ , ce qui fait que la section est partiellement comprimée.

Donc ce sont ces deux sollicitation du deuxième genre qu'il faut considérer pour le ferrailage de la tour. Le calcul sera fait selon la méthode de M<sup>e</sup> Marius Durr exposé dans: "calcul pratique des tours en béton armé" à la page 195.

Application de la méthode:



Sollicitations extérieures  
(M et N)



contraintes normales  
( $\sigma'_{bm}$  et  $\sigma_{am}$ )

Le moment d'ensemble M et la charge verticale N sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque.

Le principe est le suivant:

On calcul  $a = \frac{M}{N \cdot R_m}$

avec :

M: Moment fléchissant d'ensemble

N: Effort normal

$R_m$ : Rayon moyen

a : Excentricité relative

On se donne  $\Sigma w = w_o + w_i$  (pourcentage total de l'acier)

On tire du tableau C.7 cas de charge A (sollicitation d'ensemble):

les coefficients b et S. Il en résulte:

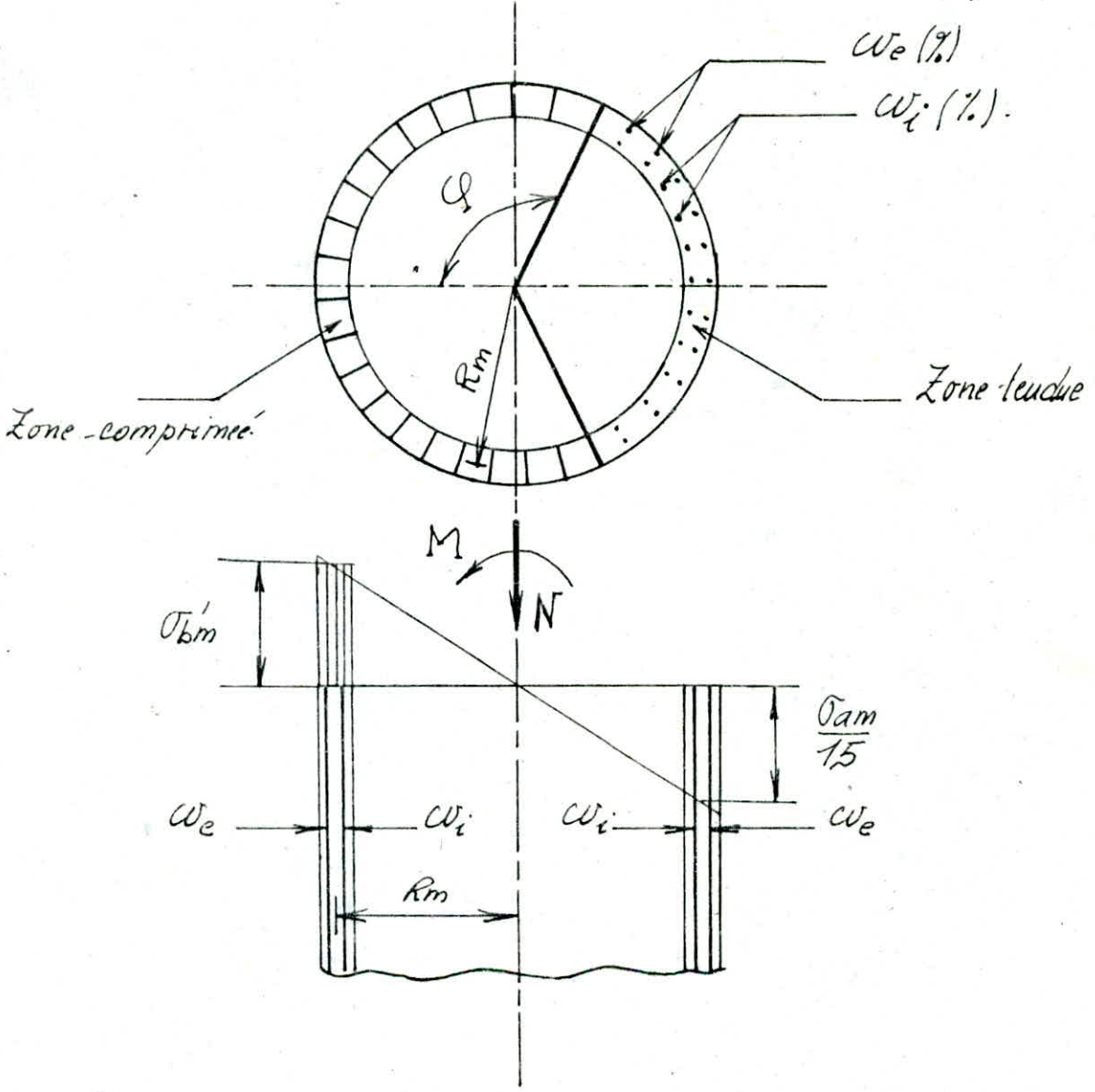
$$\sigma'_{bm} = \frac{N \cdot b}{R_m \cdot k_o}$$

$$\sigma_{am} = n \cdot S \cdot \sigma'_{bm}$$

ou :

- $\sigma_{bm}$  : contrainte de compression max du béton
- $\sigma_{am}$  : contrainte max de traction dans l'acier vertical.
- $n$  : coefficient d'équivalence ( $n = 15$ )
- $h_0$  : épaisseur de la paroi de la tour ( $h_0 = 30\text{cm}$ ).

Les notations utilisées sont indiqués dans la figure suivante :



Le tableau T<sub>6</sub> regroupe les résultats numériques des contraintes du béton  $\sigma_{bm}$  et celle de l'acier  $\sigma_{am}$ .

Z	Luce Nide										Luce Feine									
	(m)	a	Zw	b	S	0m	0m	a	Zw	b	S	0m	0m	a	Zw	b	S	0m	0m	
22.50	0.25	0.392	0.25	/	/	/	/	0.985	0.237	0.25	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
20.00	2.106	0.507	//	0.371	0.008	76	0002	7.398	0.337	//	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
17.50	2.610	0.629	//	0.367	0.228	20	0068	7.849	0.446	//	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
15.00	3.117	0.757	//	0.422	0.653	25	234	2.326	0.510	//	0.352	0.094	5.2	0074						
12.50	3.598	0.867	//	0.531	7.192	33	587	2.876	0.679	//	0.387	0.361	6.2	0336						
10.00	4.086	0.985	//	0.647	7.894	42	7193	3.325	0.801	//	0.475	0.841	7.7	0977						
07.50	4.535	1.093	//	0.745	2.416	51	1888	3.831	0.923	//	0.586	7.525	9.8	2242						
05.00	4.986	1.207	//	0.878	3.000	60	2725	4.345	7.047	//	0.699	2.198	11.9	3927						
02.50	5.475	1.304	//	0.929	3.336	49	3535	4.853	7.769	0.40	0.702	1.917	12.2	3592						
00.00	5.814	1.400	0.30	0.920	3.000	72	3225	5.351	7.289	0.50	0.745	2.040	13.2	4028						
-1.00	5.966	1.438	0.30	0.957	3.727	76	3551	5.546	7.331	0.60	0.744	1.941	13.2	3833						

G + P + S

0.8 G + S

Remarque: les contrainte sont en kg/cm.

Le ferraillage de la tour (armature dans le sens vertical) est donné par le tableau ci-dessous.

Nous avons retenu les valeurs des pourcentages d'armature les plus défavorables pour un niveau donné.

Côte Z(m)	$w_e$ (%)	$w_i$ (%)	$A_e$ (cm <sup>2</sup> )	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	$A_e$ adopté	$A_i$ adopté
22.50	0.125	0.125	97.73	97.73	130T10	130T10
20.00	"	"	"	"	"	"
17.50	"	"	"	"	"	"
15.00	"	"	"	"	"	"
12.50	"	"	"	"	"	"
10.00	"	"	"	"	"	"
07.50	"	"	"	"	"	"
05.00	"	"	"	"	"	"
02.50	0.20	0.20	156.37	156.37	140T12	140T12
00.00	0.25	0.25	195.47	195.47	130T14	130T14
-1.00	0.30	0.30	234.56	234.56	120T16	120T16

Exemple de calcul de  $A_e$  et  $A_i$  :

La section total  $A$  d'acier correspondant au pourcentage total d'acier  $\Sigma w = w_e + w_i$  est donnée par :

$$A = \frac{\Sigma w \cdot 2\pi \cdot R_m \cdot R_o}{100}$$

$$\left. \begin{array}{l} R_m = 415 \text{ cm} \\ R_o = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 781.86 \Sigma w.$$

donc pour  $\Sigma w = 0.25$  % par exemple on a :  $A = 195.47 \text{ cm}^2$

d'où :  $A_i = A_e = 97.73 \text{ cm}^2$ .

La longueur de recouvrement  $l_1 = 50 \phi$



## Ferraillage dans le sens transversal:

Pour les armatures transversales (horizontales) qui sont ici des cerces on prendra  $A_i = A_e = 6 \phi 16 / ml$  donc  $w_e = w_i = 0.70\%$ .  
On placera des épingles pour maintenir le ferraillage en place lors du coulage. On placera donc  $4 \phi 8 / m^2$  disposés en losange.  
L'effort tranchant produit des cisaillements:

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} \approx \frac{T}{1.6 D_m \cdot h_0}$$

On a considéré que  $z \approx 0.80 D_m$ , et la largeur de la section soumise au cisaillement,  $b = 2 \cdot h_0$ .

Les cisaillements fissurent le béton à  $45^\circ$ ; l'équilibre est assuré par les bielles comprimées à  $45^\circ$  et les armatures transversales, il en résulte une traction dans les cerces:

$$\sigma_{am} = \frac{100 T}{1.6 D_m \cdot \Sigma W \cdot h_0} \quad (D_m = 8.30m \text{ et } h_0 = 0.30m)$$

Cette contrainte maximale due à l'effort tranchant correspond à la "face latérale" de la tour.

L'effort tranchant le plus important dans notre cas est dû à l'action hydrodynamique de l'eau, à la base de la tour. ( $= 516t$ )  
Soit:

$$T = 516t \longrightarrow \sigma_{am} = 1850.26 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

La section d'acier nécessaire est:

$$A = \frac{(100 \cdot h_0) \Sigma W}{100} = h_0 \Sigma W = 21 \text{ cm}^2 / ml$$

donc on retient:  $A_e = A_i = 6 \phi 16 / ml = 12.06 \text{ cm}^2 / ml$ .

On prendra donc sur toute la hauteur de la tour  $2 \times 6 \phi 16 / ml$  de hauteur espacés de  $t = 20 \text{ cm}$ .

La longueur de recouvrement  $l_s = 50 \phi = 80 \text{ cm}$ .

### Verification de la tour au effets secondaires:

Reprenons les valeurs des moments d'ovalisation:

- Vent normal:

$$M_{oi} = 445.54 \text{ kg.m}$$

$$M_{oe} = 388.04 \text{ "}$$

- Vent extrême :

$$M_{oi} = 779.70 \text{ kg.m}$$

$$M_{oe} = 679.07 \text{ kg.m}$$

La vérification sera faite à l'aide des moments d'activation dus au vent extrême.

Nous avons évalué précédemment le ferrailage horizontal : 6T16 sur la fibre extérieure et 5T16 sur la fibre intérieure.

$$M_{oe} = 679.07 \text{ kg.m}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1.5 \bar{\sigma}'_b(SP_1) = 225 \text{ bars (cf Chap 2)}$$

$$h_e = h_o - d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

calculons  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0.4455 \quad (n = 15)$$

$$M_{tb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot h_o^2 = 26673 \text{ kg.m} \gg M_{oe}$$

donc on a pas d'aciers comprimés.

La section d'aciers tendus nécessaire :

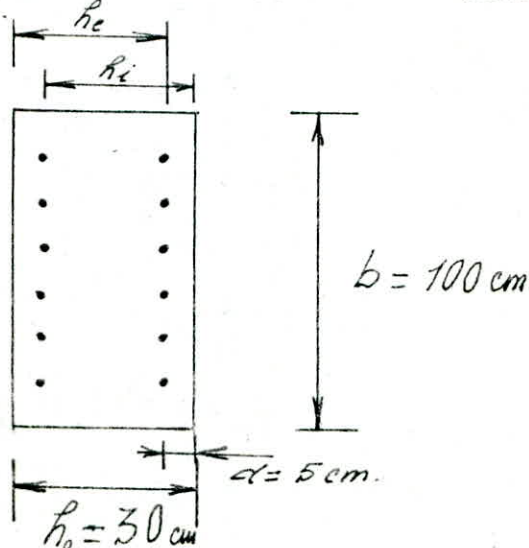
$$A = \frac{M_{oe}}{\frac{7}{8} \bar{\sigma}_a} = \frac{M_{oe}}{\frac{7}{8} h_e \bar{\sigma}_a} = 0.74 \text{ cm}^2 < 6 \phi 16$$

de la même façon on trouve pour  $M_{oi}$  :

$$A = \frac{M_{oi}}{\frac{7}{8} h_i \bar{\sigma}_a} = 0.85 \text{ cm}^2 < 6 \phi 16$$

donc les aciers prévus sont suffisant pour reprendre les moments d'activation.

Les notations utilisées sont indiquées dans la figure suivante :

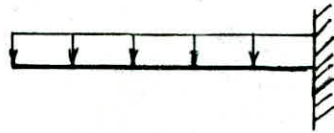
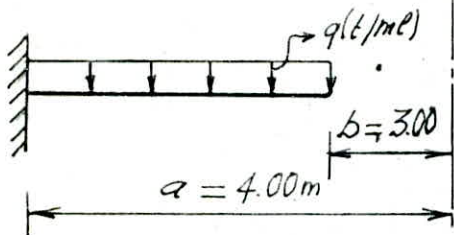


## Calcul des dalles de repos :

On a une plaque annulaire encastree sur le pontau du fût et chargée uniformément par son poids propre et une surcharge d'exploitation estimée à  $150 \text{ kg/m}^2$ .

Le calcul du ferrailage sera fait selon la méthode de Bares pour les dalles circulaires.

poids propre	$0.1 \times 2,5 = 0.25 \text{ t/m}^2$
Surcharge d'exploitation	$1.2 \times 0.15 = 0.18 \text{ t/m}^2$
	$\Sigma = q = 0.43 \text{ t/m}^2$



En utilisant Bares :

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

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

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

$r$  et  $\varphi$  coordonnées polaires d'un point de la dalle, l'origine se trouvant au centre de la dalle

$$k = \frac{(1+\mu)\beta^2 + (1+\mu)(1 + 4\beta^2 \log \beta)}{(1-\mu) + (1+\mu)\beta^2} = 0.3955$$

$\rho = r/a$  distance relative du point étudié.

$a$  : rayon du bord extérieur de la dalle

$b$  : rayon de l'ouverture de la dalle.

$\beta = \frac{b}{a}$  grandeur relative de l'ouverture de la dalle. ( $\beta = 3/4$ )

$\mu$  : coefficient de poisson ( $\mu = 0.15$  pour le béton armé)

Les résultats numériques sont regroupés dans le tableau suivant:

r (m)	T <sub>r</sub> (t/ml)	M <sub>r</sub> (t.m/ml)	M <sub>g</sub> (t.m/ml)
3.00	0	-0.374	0.0170
4.00	-0.376	-0.2326	-0.035

Nous constatons que les effets sont faibles, un ferrailage minimum suffit pour les reprendre.

soit:

A = 0.25% => A = 2.5 cm<sup>2</sup>/ml ou prend: A = 5T8/ml.

Calcul de la dalle de repos inférieure:

Le calcul se fait comme précédemment à l'aide de la méthode de Biais avec les paramètres suivants:

- q = 0.43 t/m<sup>2</sup>
- b = 1,8 m
- a = 4,00 m
- β = 0.45
- K = 0.1195
- μ = 0.15

d'où

r (m)	T <sub>r</sub> (t/ml)	M <sub>r</sub> (t.m/ml)	M <sub>g</sub> (t.m/ml)
1.80	0	-0.304	-0.4522
4.00	0.495	-0.614	-0.179

Armature radiales:

- M<sub>r</sub> = -0.614 t.m/ml
- h<sub>f</sub> = 10 cm
- b = 100 cm
- h = 8 cm
- σ<sub>a</sub> = 2800 kg/cm<sup>2</sup>

μ =  $\frac{15 M_r}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0.0600$

E = 0.9800

K = 235

et A =  $\frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = 4.16 \text{ cm}^2$

σ<sub>b</sub>' =  $\frac{\sigma_a}{K} = 11.92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$  donc A' = 0

donc on prend A = 5T12/ml = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml.

## Etude au niveau des ouvertures :

La présence des ouvertures au droit des canaux ou des portes, pose des problèmes difficiles à résoudre par un calcul exact. La méthode exposée ci-dessous, quoique fournissant des résultats assez approximatifs, a le mérite d'être vérifiée par la pratique courante.

Nous avons deux types d'ouvertures :

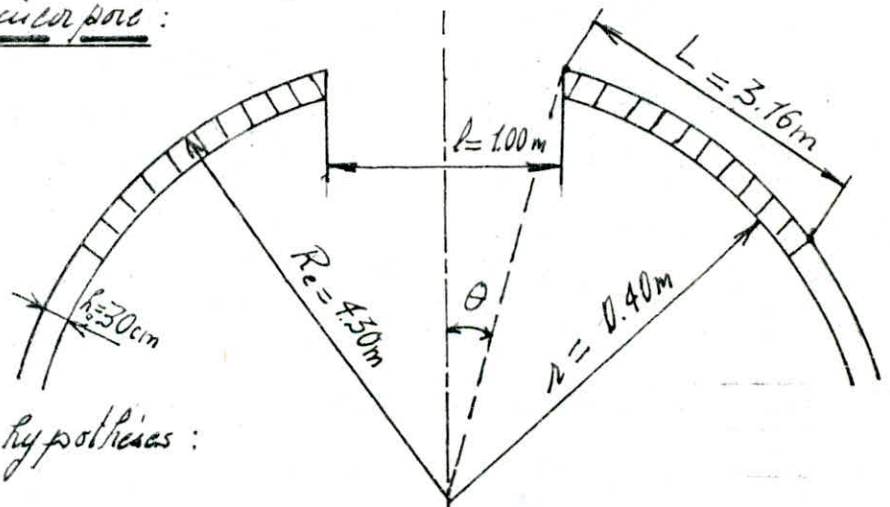
- 1 - Ouvertures avec renforts
- 2 - Ouvertures sans renforts

Généralement les renforts ne peuvent être exécutés qu'après le passage du coffrage glissant ou grimpant, dans des conditions de travail difficiles et coûteuses, donc on remplace le renfort par un cadre incorporé.

Le cadre incorporé doit participer à la transmission du moment fléchissant  $M$  et de l'effort normal  $N$ ; produisant les contraintes  $\sigma$  dans la section du fût non percé, au dessus de l'ouverture, ainsi que l'effort tranchant d'ensemble  $H$  évalué dans la même section.

Le cadre incorporé est constitué de deux poteaux et de deux linteaux dont les armatures viendront s'ajouter au ferrailage courant du fût.

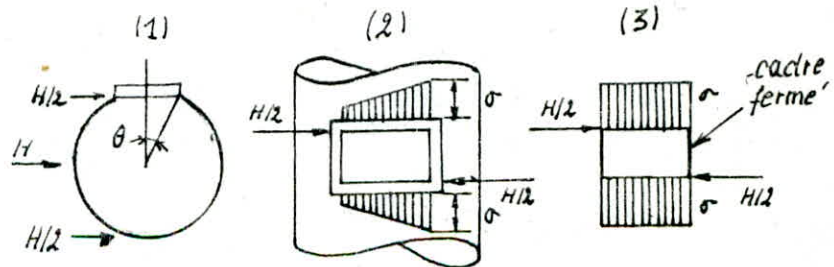
### Etude du cadre incorporé :



On considère deux hypothèses :

- Hypothèse "a" :

- (1) : sens de l'effort  $H$
- (2) : Schéma réel
- (3) : Schéma de calcul



Les sollicitations provoquées par la force horizontale  $H/2$  sont équilibrées par les poteaux incorporés situés de part et d'autre de l'ouverture de section

$L \times h'_0$  où  $L = 2\sqrt{R_0^2 - r^2} = 3.16 \text{ m}$ .

La force horizontale agissant sur chaque poteau est :

$H' = \frac{H}{4\lambda}$  où :  $\lambda = \frac{r\sqrt{R_0^2 - b^2} - b\sqrt{R_0^2 - r^2}}{R_0^2} = 0.881$

$b = \frac{e}{2} = 0.50 \text{ m}$  ;  $l$  : largeur de l'ouverture  
l'effort tranchant est  $H = 516 \text{ t}$  d'où  $H' = 147 \text{ t}$

Le moment fléchissant agissant sur chaque poteau du cadre encadré est :  $M_f = H' \cdot \frac{d}{2} = 147 \text{ t.m}$

$d = 2.00 \text{ m}$  hauteur de l'ouverture.

d'où le ferrailage qui borde l'ouverture  $A_1 = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot z_1}$

$z_1 = \frac{2}{3}L = 211 \text{ cm}$  (bras de levier)

$\sigma_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (norme SP2).

donc  $A_{11} = 16.59 \text{ cm}^2$ .

On prévoit 10 T16 en bordure sur une largeur de  $0.15L = 50 \text{ cm}$  de part et d'autre de l'ouverture et répartis en 2 nappes

le ferrailage courant vertical est :  $1.2 \cdot \Sigma W = 0.72 \%$

la section d'acier sur  $0.85L = 2.70 \text{ m}$  est :  $0.85L \cdot \frac{h_0}{100} \cdot 1.2 \cdot \Sigma W = 58.32 \text{ cm}^2$

On compare cette section avec  $1.5 A_1 = 24.89 \text{ cm}^2$  et l'on garde :

$A_{12} = 58.32 \text{ cm}^2$ . On prévoit 30 T16 répartie en 3 nappes.

Le moment fléchissant dans le linteau incorporé est :

$M_f = 147 \text{ t.m}$

d'où la section d'acier transversale de l'ouverture :

$A_2 = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot z_2} = 52.50 \text{ cm}^2$

$z_2 = \frac{2}{3}l$ , l'étant la hauteur du linteau égale à sa portée ( $l = 100 \text{ cm}$ ).

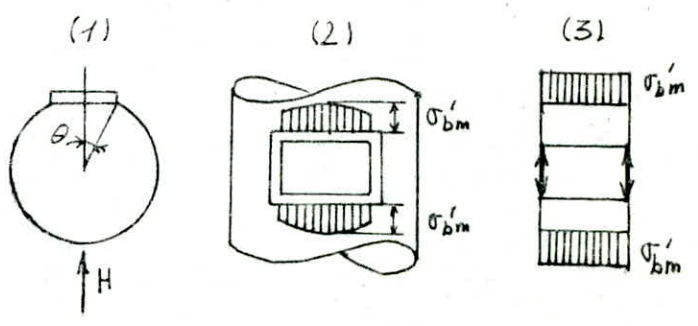
la section courante sur la hauteur  $0.85l$  est :  $1.2 \Sigma W \cdot 0.85l \cdot \frac{h_0}{100}$

soit une section égale à :  $21.42 \text{ cm}^2$  qui est inférieure à :

$1.5 A_2 = 78.75 \text{ cm}^2$

Hypothèse "b"

- (1) : sens de l'effort
- (2) : schéma réel
- (3) : schéma de calcul



Le linteau est soumis à une compression  $p = \sigma'_{bm} = 13.5 \text{ kg/cm}^2$

- donc la charge sur la poutre paroi est  $p = p \cdot h_0 = 405 \text{ t/ml}$

$$M_0 = \frac{p \cdot l^2}{2} = 50.62 \text{ t.m}$$

le ferrailage est:  $A_2 = \frac{M_0}{\sigma_s \cdot z} = 18.08 \text{ cm}^2$

donc on adopte la section donnée par l'hypothèse "a"

soit  $A_2 = 52.50 \text{ cm}^2$ , on prend 12 T25 répartis sur la hauteur de  $0.15l = 15 \text{ cm}$ . De plus sur la hauteur  $0.85l = 85 \text{ cm}$  de hauteur on prévoit:  $1.5 A_2 = 78.15 \text{ cm}^2$ , on prend 27 T20 sur une hauteur de  $85 \text{ cm}$  en 3 nappes.

La contrainte de cisaillement est:

$$T_{max} = \frac{p \cdot l}{2} = 202.5 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{l \cdot z} = 46.29 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de cisaillement tolérable est:

$$\tau = 1.5 \times 5 \times \bar{\sigma}_c = 46.87 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2ème genre)}$$

Donc le cisaillement est vérifié.



# chapitre : 10

ETUDE

DE LA

FONDATION.



## Introduction :

Les efforts agissant sur la superstructure sont transmis à la fondation par l'intermédiaire d'une paroi cylindrique d'épaisseur  $h_0 = 30$  cm et de rayon moyen  $R_m = 4.15$  m. Le rôle des fondations est de transmettre au sol les charges et surcharges dues à la superstructure dans les conditions d'exploitation, et d'assurer une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsque celui-ci est sollicité par des effets extérieurs, (Vent et séisme)

## Etude du sol :

Le terrain étudié est composé de haut en bas comme suit :

1. d'une couche de terre végétale brune (limon argileux) de 0.40 à 2.0 m d'épaisseur
2. d'une couche gréseuse, argilo-gréseuse ou argilo-sableuse appartenant à la formation astienne. Sa épaisseur est variable et atteint 5 à 10 m d'épaisseur.
3. d'une couche de marne pléistocène rencontrée entre 5 et 12 m de profondeur par rapport au terrain naturel. Cette marne est très compacte.
4. de poches d'argiles résultant de l'altération des roches astiennes. Ces poches peuvent atteindre 14 m de profondeur.

La présence de nappes d'eau n'a pas été décelée lors de la campagne in-situ.

D'après les essais pénétrométriques statique, la résistance du sol  $\bar{\sigma}_a = 5$  bars.

## Choix des fondations :

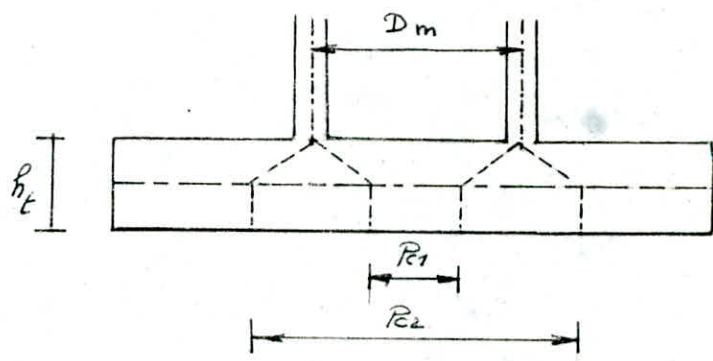
Pour ce genre de construction, lourd et soumis à des moments de renversement importants, nous opterons comme type de fondation au radier générale.

## Dimensions du radier :

### a. Épaisseur $h_f$ :

L'épaisseur  $h_f$  se détermine par la condition de non poinçonnement.

$$\frac{1.5 Q}{2\pi \cdot P_c \cdot h_f} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b$$



avec :

$$\begin{aligned} - P_c &= P_{c1} + P_{c2} \\ P_{c1} &= D_m - h_f \\ P_{c2} &= D_m + h_f \end{aligned} \Rightarrow P_c = D_m$$

$$- Q = G + 1.2 P = 2822.85 t$$

$$- \bar{\sigma}_b = 6.25 \text{ bars.}$$

On en déduit  $h_f \geq 1.3 \text{ m}$

On prendra une hauteur du radier  $h_f = 3.00 \text{ m}$ .

### b. Diaucette du radier :

Le radier est sollicité à sa base par un effort normal  $N_1$ , un moment  $M_1$ , on obtient le diagramme des contraintes suivant :

Puisque le sol ne travaille pas à la traction il faut éviter que  $\sigma_2 < 0$ .

c'est à dire qu'il faut éviter le soulèvement.

$$\text{Donc } \sigma_2 \geq 0$$

ou a :

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{S} - \frac{M_1}{W} \geq 0$$

où :

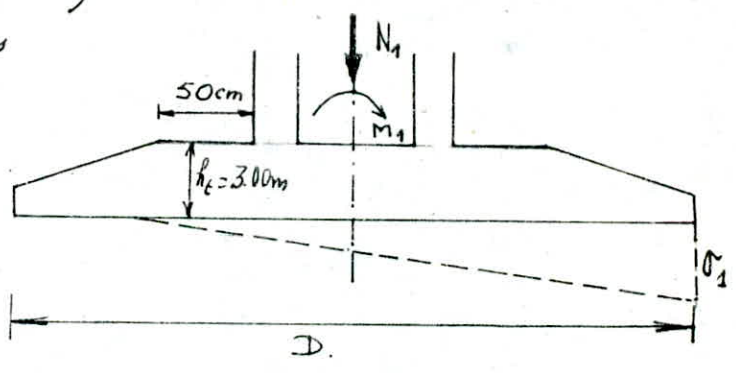
$$N_1 = N + N_f$$

$$N = G + 1.2 P = 2822.85 t$$

$$N_f: \text{ poids de la fondation, } N_f = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h_f \cdot \gamma_b = 5.89 D^2$$

$$S: \text{ aire de la fondation, } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$W: \text{ Modul d'inertie du radier, } W = \frac{\pi D^3}{32}$$



$M_1$ : moment agissant à la base de la fondation

$$M_1 = M + T \cdot h_f$$

$$M = 12\,286.11 \text{ t.m}$$

$$T = 516 \text{ t}$$

$$h_f = 3.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_1 = 13\,834.11 \text{ t.m.}$$

La condition s'écrit à la limite:

$$\frac{N + 5.89 D^2}{\frac{\pi D^2}{4}} - \frac{M_1}{\frac{\pi D^3}{32}} = 0 \longrightarrow D = 20 \text{ m.}$$

Calcul de la capacité portante du sol à l'aide de la formule de Terzaghi:

$$\bar{\sigma}_a = \gamma_R D + \frac{0.6 \gamma_R R N_\gamma + \gamma_R \cdot D (N_q - 1) + 1.3 C N_c}{F = 3}$$

D'après les sondages réalisés, la fondation repose sur un sol sable, argileux jaune, les caractéristiques de ce sol sont:

1)

$$\varphi_u = 5^\circ$$

$$N_\gamma = 0$$

$$c_u = 0.4 \text{ bars}$$



$$N_q = 1.56$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_a = 5.70 \text{ bars.}$$

$$\gamma_R = 1.93 \text{ t/m}^3$$

$$N_c = 6.47$$

2)  $\varphi' = 10^\circ$

$$N_\gamma = 1.0$$

$$c' = 0.07 \text{ bars}$$



$$N_q = 2.49$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_a = 6.42 \text{ bars.}$$

$$\gamma_R = 1.93 \text{ t/m}^3$$

$$N_c = 8.45$$

On travaille avec  $\bar{\sigma}_a = 5 \text{ bars.}$

Vérification des contraintes dans le sol:

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_s = \frac{N_1}{S} + \frac{M_1}{W} \ll \alpha \bar{\sigma}_a$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = 314 \text{ m}^2$$

$\alpha$ : coefficient

$$W = \frac{\pi D^3}{32} = 785.40 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

Remarque: aux charges permanentes (G) on doit ajouter le poids des fondations, et celui du remblai

Les résultats sont rangés dans les tableaux ci-dessous:  
Combinaisons du 1<sup>er</sup> genre:

Comb	- Cuve vide			- Cuve pleine		
	G+V	G+P+V	G+1.2P	G+V	G+P+V	G+1.2P
$\sigma_{max}$	0.96	0.98	0.91	1.46	1.47	1.40
$\sigma_{min}$	0.83	0.84	0.91	1.31	1.32	1.40

Combinaison du 2<sup>ème</sup> genre:

Comb	- Cuve vide				- Cuve pleine			
	1	2	3	4	1	2	3	4
$\sigma_{max}$	1.13	0.95	1.75	1.56	1.50	1.44	3.16	2.97
$\sigma_{min}$	0.88	0.69	0.07	-0.12	1.32	1.17	-0.36	-0.56

- 1 = 1.1(P+G+W)
- 2 = 0.9(P+G) + 1.1W
- 3 = G+P+S
- 4 = 0.8G+S

Remarque:

Poids de la fondation = 1361 t

Poids du remblai = 221 t

Vérification:

( $\sigma_a = 5 \text{ bars}$ )

i) pour G+1.2P on vérifie:  $\sigma_s < \sigma_a = 5 \text{ bars}$ .

ii) si  $\sigma_{min} > 0$  ou a une répartition trapézoïdale des contraintes sur le sol. On vérifie que:

$$\frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \begin{cases} \bar{\sigma}_a & \text{pour les sollicitations de 1<sup>er</sup> genre} \\ 1.33\bar{\sigma}_a & \text{2<sup>ème</sup> genre} \end{cases}$$

toutes ces combinaisons sont vérifiées.

iii) si  $\sigma_{min} < 0$  on adopte un autre schéma statique.

l'équation d'équilibre s'écrit:

$$N = S = \frac{\sigma_1 \cdot A}{2} \text{ d'où } \sigma_1 = \frac{2N}{A}$$

avec :

$A$  : aire rachassée de la partie comprimée.

On doit vérifier que :

$$\frac{3}{4} \sigma_1 \leq (1.33)^2 \bar{\sigma}_a$$

- combinaison G+P+S

$$(A = 306 \text{ m}^2 ; N = 4395.20 \text{ t})$$

$$\frac{3}{4} \sigma_1 = 2.11 \text{ kcm} < (1.33)^2 \bar{\sigma}_a$$

- combinaison 0.8G+S

$$(A = 277 \text{ m}^2 ; N = 3797.41 \text{ t})$$

$$\frac{3}{4} \sigma_1 = 2.03 \text{ kms} < (1.33)^2 \bar{\sigma}_a$$

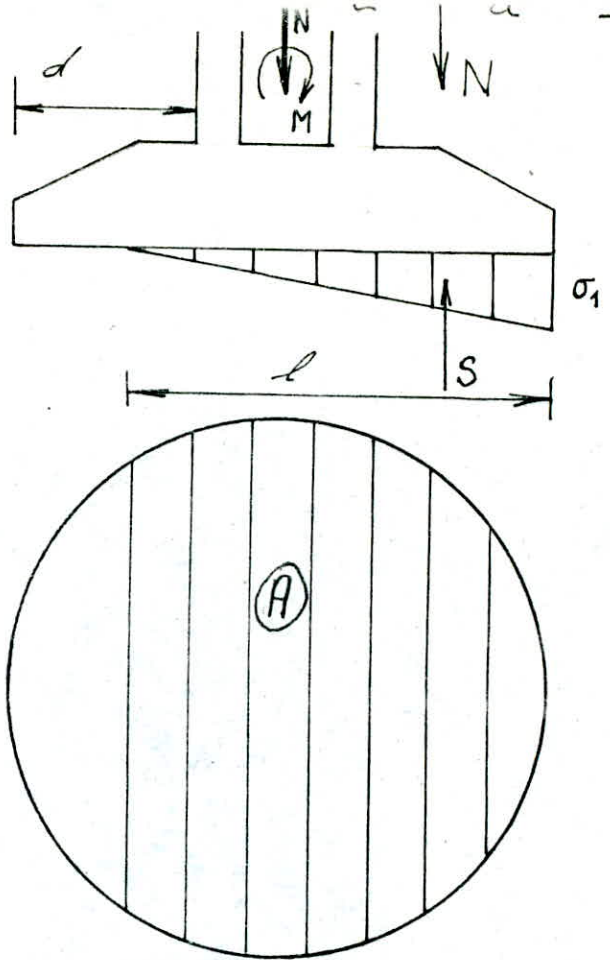
Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que :

$$d \leq 2 \cdot h_f$$

$$h_f = 3.00 \text{ m} \Rightarrow \text{on doit avoir } d \leq 6.00 \text{ m}$$

OR  $d = 5.70 \text{ m}$  donc le radier est rigide.



## Vérification - au renversement :

-76-

On doit vérifier que :  $\frac{M'_s}{M_n} \gg F_s$ .

avec :

$M'_s$  : Moment stabilisant

$M_n$  : Moment de renversement

$F_s$  : Coefficient de sécurité. On prend  $F_s = 2$

Nous envisageons 2 cas :

Curve vide et -curve pleine.

### Calcul du moment de renversement :

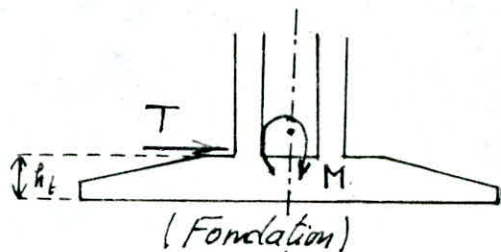
Le moment de renversement est donné par :

$$M_n = M_1 + M_s + M' \quad \text{où :}$$

-  $M_1$  : moment dû à l'action du séisme à la base de la fondation  $M_1$

1. Curve vide :

$$M_{1V} = M_v + T_v \cdot h_f = 6599 \text{ t.m}$$



2. Curve pleine :

$$M_{1P} = M_p + T_p \cdot h_f = 13834 \text{ t.m}$$

-  $M_s$  : moment d'inclinaison. Les moments d'inclinaison sont :  
(cf Chap 9)

1. Curve vide :  $M_{sV} = 2.625 \text{ t.m}$

2. Curve pleine :  $M_{sP} = 13.117 \text{ t.m}$

-  $M'$  : moment secondaire dû au déplacement de la structure.

$$M' = P \cdot \delta$$

P : poids de l'ouvrage.

$\delta$  : déplacement du C.d.B de la structure (cf courbe de la déformée, Chap 5)

1. Curve vide :

$$P = 2592 \text{ t}$$

$$\delta = 0.3 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{d'où } M'_V = 7.776 \text{ t.m}$$

2. Curv pleine:

$P = 4130 \text{ t}$

$\delta = 2.5 \cdot 10^{-2} \text{ m}$

d'où  $M_p = 103.25 \text{ t.m}$

Ou en d'édut le moment de renversement

1. Curv vide :  $M_{rv} = 6609 \text{ t.m.}$

2. - Curv pleine :  $M_{rp} = 13950 \text{ t.m.}$

- Calcul du moment stabilisant:

Le moment stabilisant est donné par :

$M'_s = P \cdot \frac{D}{2}$  avec : P poids de l'ouvrage.

d'où : D diamètre du radia. (D = 20m).

1. Curv vide :

$M'_{sv} = 25920 \text{ t.m.} \quad (P = 2592 \text{ t})$

2. Curv pleine :

$M'_{sp} = 41300 \text{ t.m.}$

Vérification:

1. Curv vide :  $\frac{M'_s}{M_s} = \frac{25920}{6609} = 3.92 > F_s = 2$

2. Curv pleine :  $\frac{M'_s}{M_s} = \frac{41300}{13950} = 2.96 > F_s = 2$

- Conclusion:

La stabilité de la structure est vérifiée.

Vérification au glissement:

On doit vérifier que :

$\frac{F_H}{F_V} < f$  avec :

$F_H$ : Résultante des forces horizontales

$F_V$ : " " " verticales

f: Coefficient de frottement terre - béton (f = 0.70).

d'où :

1. Curv vide:  $\left. \begin{matrix} F_H = 2416 \\ F_V = 2592 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \frac{F_H}{F_V} = 0.07 < f$

## Calcul DE LA PLAQUE DE FONDATION

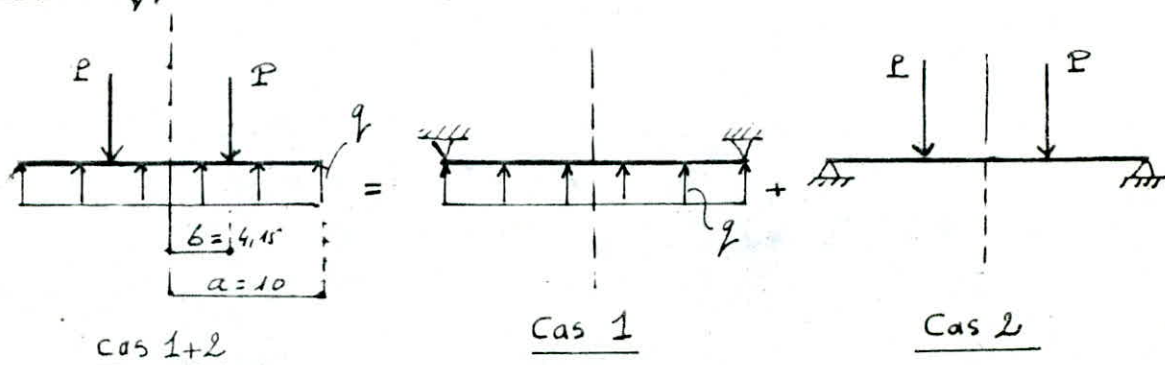
Le calcul se fait par la "theorie des plaques et coques" "TIMOSHENKO P57"  
 Le radier sera assimilé à une plaque fonctionnant en plancher renversé,  
 uniformément chargé par la réaction du sol et simplement appuyé  
 sur une circonférence.

$$\frac{V_{\max}(2^{\text{ème}} \text{ genre})}{V_{\min}(1^{\text{er}} \text{ genre})} = \frac{3,16}{1,47} = 2,15 > 2$$

d'où on tiendra compte que de la contrainte sous sollicitations  
 du 2<sup>ème</sup> genre.

Donc le radier est soumis à une contrainte  $q = 3,16 \text{ kg/cm}^2$   
 $q = 32 \text{ T/m}^2$

### Calcul des efforts



valeur de p :  $\pi a^2 q = 2 \times b P \Rightarrow P = q \frac{a^2}{2b}$

### Etude du Cas 1

Moment radiale

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

Moment tangentiel

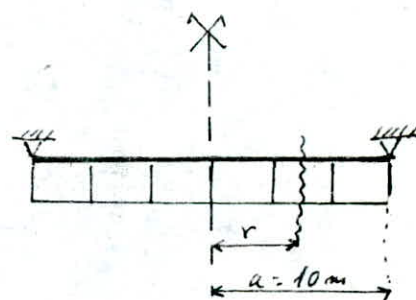
$$M_\varphi = q \cdot \frac{a^2}{16} [(3 + \mu) - (1 + 3\mu)\beta^2]$$

$a = 10 \text{ m}$

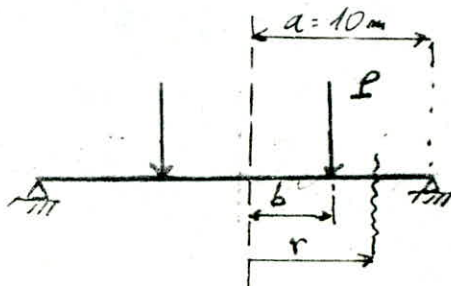
$b = 4,15 \text{ m}$

$\beta = \frac{b}{a} = 0,415$

$\mu = 0,15$



### ETUDE DU CAS 2





$0 \leq r \leq b$

Moment radial =  $M^t$  tangentiel

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

$b \leq r \leq a$

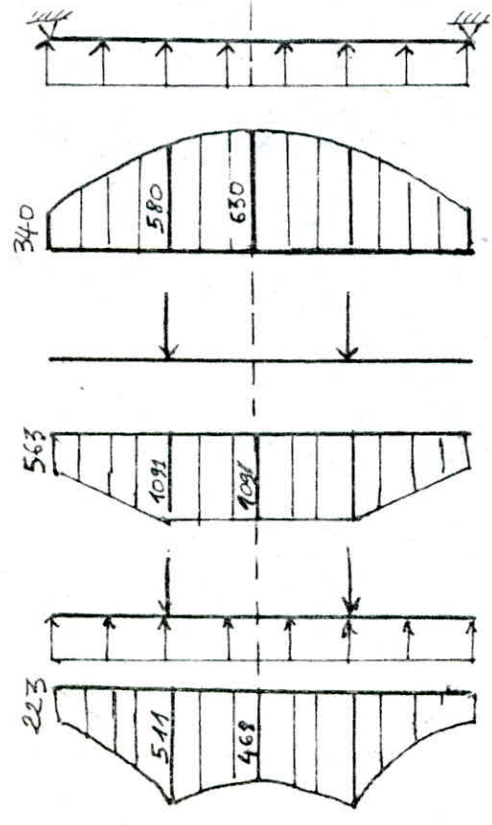
$$M_r = q \frac{a^2}{8} \left[ (1-\mu) \beta^2 \left( \frac{1}{\beta^2} - 1 \right) - 2(1+\mu) \text{Log } \beta \right]$$

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

Tableau recapitulatif des MOMENT radiaux et tangentiel

		$M_r$ (t.m / ml)		$M_\varphi$ (t.m / ml)	
$r$ (m)	$\beta = \frac{r}{a}$	Cas 2	Cas 1	Cas 2	Cas 1
$r=0$	0	1091	630	1091	630
$r=b=4,45m$	0,445	1091	521	1091	580
$r=a=10m$	1	0	0	563	340

Diagramme des Moments tangentiels ( $M_\varphi$ )

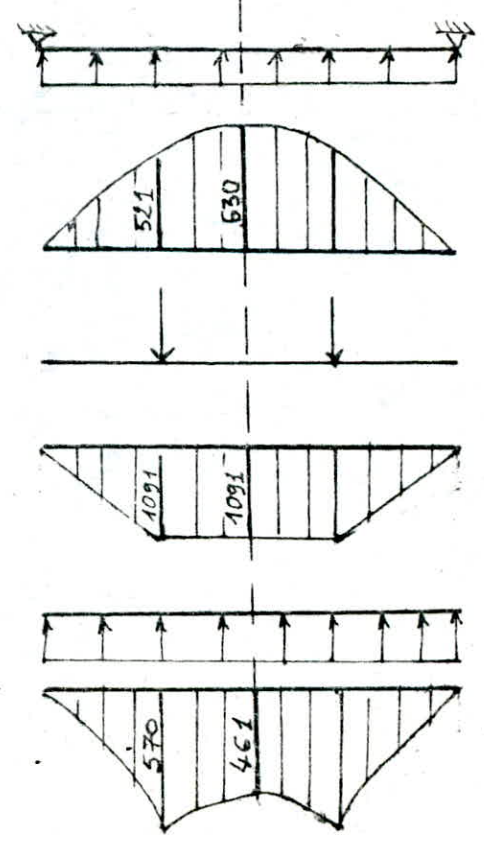


Cas 1

Cas 2

Cas 1+2

Diagramme des Moments Radiaux ( $M_r$ )



## FERRAILLAGE

### 1. ferraillage inférieur

on utilise la méthode de P. Charron

#### a. Aramatures Radiales

$$M_{r \max} = 570 \text{ t.m/ml}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad (2^{\text{e}} \text{ genre de sollicitation et } \phi > 20 \text{ mm})$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = h_f - d = 300 - 5 = 295$$

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0,0025 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9770 \\ k = 203 \end{cases}$$

$$\text{section d'acier } A_r = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 49,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on choisit des 8T32 =  $64,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$  donc

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4000}{203} = 19,7 \text{ kg/cm}^2 < (\bar{\sigma}'_b)_2$$

#### b. Armatures tangentielles

$$M_{\phi \max} = 511 \text{ t.m/ml}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{\text{ten}} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 300 - 5 - 3,2 = 291,8 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_{\phi}}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0,0023$$

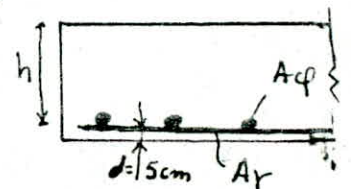
$$\rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9778 \\ k = 210 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A_{\phi} = \frac{M_{\phi}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 44,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{on choisit } \underline{8T32/\text{ml}} = 64,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Contrainte de compression dans le Béton

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4000}{210} = 19,05 < (\bar{\sigma}'_b)_2$$



## VERIFICATION DE LA FONDATION A L'EFFORT TRANCHANT

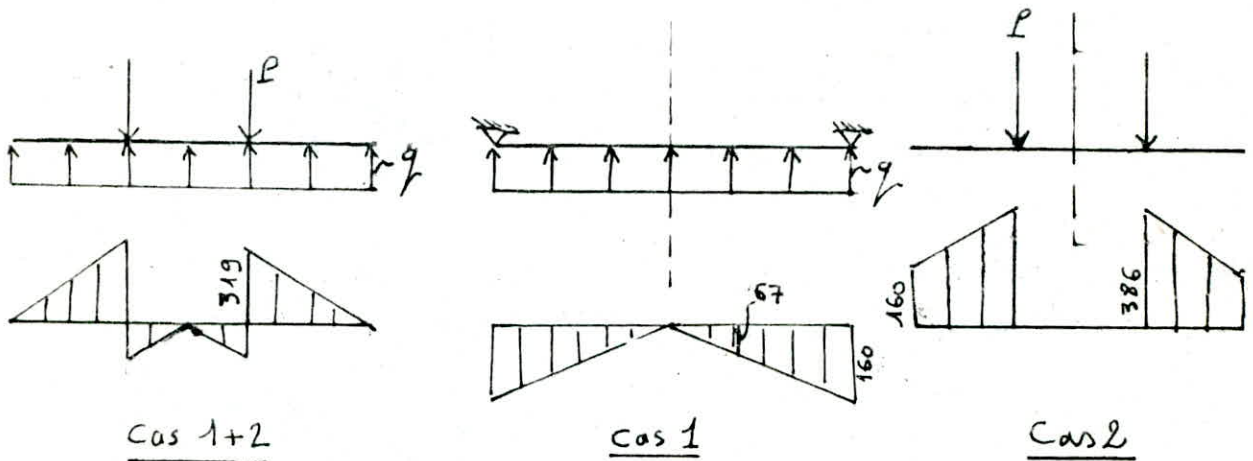
$$\text{Cas 1} : Tr = 0,5 g a p \quad (\text{t/m})$$

$$\text{Cas 2} : 0 \leq r \leq b \dots Tr = 0$$

$$b \leq r \leq a \dots Tr = g \frac{a}{2p} \quad (\text{t/m})$$

		Tr (t/ml)	
v	β	Cas 2	Cas 1
0	0	0	0
b = 4,15	0,415	386	67
a = 10	1	160	160

Diagramme des efforts tranchants



$T_{max} = 319 \text{ t/ml}$

La contrainte de cisaillement du Béton est:  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{319 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 295} = 12,36 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte admissible  $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 6,25 = 21,88 \text{ bars}$   
 (qd  $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}$ )

dmc  $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$  pas d'armatures transversales

Entraînement des armatures radiales

$\tau_d = \frac{T}{\rho \cdot z} \quad \rho = \pi \cdot 3,2 = 80,42 \text{ cm}$

$\tau_d = \frac{319 \cdot 10^3}{80,42 \cdot \frac{7}{8} \cdot 295} = 15,37 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_d = 2,5 \psi \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 6,25 = 23,44 \text{ kg/cm}^2$

dmc  $\tau_b < \bar{\tau}_d \Rightarrow$  vérifié

REMARQUE

Vu l'encombrement des armatures radiales et tangentielles au centre de la plaque, on les remplacera par des armatures en quadrillage (8T32/ml), (voir planche)

2 : Ferrailage Superieur

On disposera dans cette partie du radier des armatures de construction ayant pour rôle de s'opposer :

- au retrait due la masse importante de Beton
- d'équilibrer d'éventuels efforts de traction

on prend :  $A_r$

$$A_r = A_q = \underline{8T16/ml}$$

on prend également - des Armatures de construction servant de support aux Barres Longitudinales de La TOUR .

$$\text{Soit } A_q = \underline{4T16/ml}$$



# BIBLIOGRAPHIE

1. TRAITE DE BETON-ARMÉ (A. GUERRIN)
2. THEORIE DES PLAQUES ET COQUES (TIMOSHENKO)
3. CALCUL DES PLAQUES (R. BARES)
4. CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN B.A (M. DIVER)
5. CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN B.A (P. CHARRON)
6. COURS DE VOILES MINCES (A. COIN)
7. CAHIER DES CHARGES APPLICABLE A LA CONSTRUCTION DES CUVES  
ET RESERVOIRS EN B.A (Annales I.T.B.T.P N° 223-224 Jui-Aout 81)
8. CALCUL PRATIQUE DE RESERVOIRS EN ZONE SISMIQUE  
(V. DAVIDOVICI ET A. HADDADI - Annales N° 409 NOV 1982)
9. ANNALES DE L'IT.BTP N° 306 JUIN 1973
10. ANNALES DE L'ITBTP N° 280 AVRIL 1971
11. COURS DE MONSIEUR BELLAZOUGUI
12. REGLES
  - C.C.BA 68
  - D.T.U (13-1)
  - R.P.A 81
  - N.V. 65

