

2/67

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



1ex

PROJET DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU

de **450 m³**

par l'Elève Ingénieur,

MOKDAD Boussad

Promotion 1967,

En souvenir des 3 années d'études passées
ensemble à l'École Nationale Polytechnique
d'Alger je t'offre ce petit fascicule.

Sincères amitiés - Puisse l'unité
éprouvée sous le feu, continuer et se fortifier
sous l'examen.

M. Merle



Pour réaliser ce projet j'ai consulté les livres suivants :

- Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé
(théorie et applications)

par P. CHARON

- Béton armé :
Calcul pratique des ouvrages

par J. KHRAMOFF

- Calcul des cuves des châteaux d'eau

par R. GAUTHRON

En outre, j'ai été suivi par Monsieur le Professeur,
L. CYBULINSKY que je remercie infiniment pour toute l'aide
qu'il a bien voulu m'apporter.

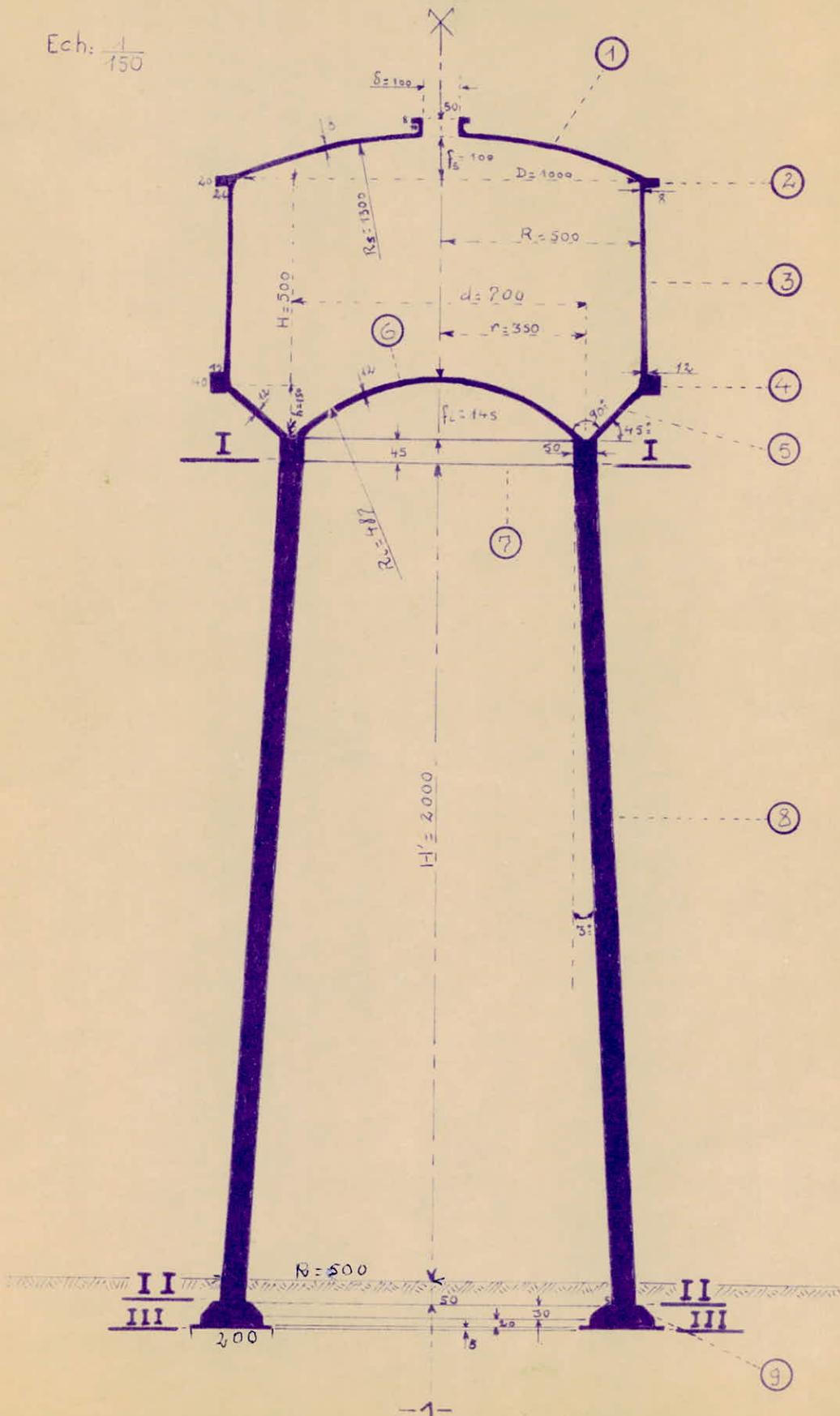
0

0 0



CHATEAU D'EAU - de 450 m³

Ech: $\frac{1}{150}$



D E S C R I P T I O N

Le calcul portera sur les parties constitutives suivantes :

- | | | | |
|------|---|---|---|
| I | - | Coupole sphérique de couverture avec une ouverture d'accès. | ① |
| II | - | Ceinture supérieure. | ② |
| III | - | Cuve cylindrique. | ③ |
| IV | - | Ceinture inférieure. | ④ |
| V | - | Partie tronconique. | ⑤ |
| VI | - | Coupole sphérique de fond. | ⑥ |
| VII | - | Châfrage circulaire. | ⑦ |
| VIII | - | Tour. | ⑧ |
| IX | - | Semelle circulaire. | ⑨ |

o

• •

DIMENSIONNEMENT

On a pris $h = 0,3 R = 0,3.5 = 1,5$ m

1. Coupole de couverture

- La flèche est telle que $\frac{D}{10} \leq f_s \leq \frac{D}{8}$
 ou $\frac{10}{10} \leq f_s \leq \frac{10}{8}$
 ou $1 \text{ m} \leq f_s \leq 1,25 \text{ m}$
 on prendra $f_s = 1 \text{ m}$
- l'épaisseur doit être telle que :
 $6 \text{ cm} \leq e \leq 8 \text{ cm}$
 On prendra $e = 8 \text{ cm}$

- Rayon Fig. 1

Le triangle rectangle OAB donne $R_s^2 = (R_s - f_s)^2 + R^2$

d'où :
$$R_s = \frac{R^2 + f_s^2}{2 f_s} = \frac{5^2 + 1^2}{2.1} = 13 \text{ m}$$

2. Coupole de fond

- La flèche est telle que $\frac{D}{8} \leq f_i \leq \frac{D}{6}$
 ou $\frac{10}{8} \leq f_i \leq \frac{10}{6}$
 ou $1,25 \text{ m} \leq f_i \leq 1,67 \text{ m}$
 On prendra $f_i = 1,45 \text{ m}$

- Le rayon r sera pris égal à
 $r = 0,7 R = 0,7.5 = 3,5$ m

- Le rayon R_i s'exprime par :

$$R_i = \frac{r^2 + f_i^2}{2 f_i} = \frac{3,5^2 + 1,45^2}{2.1,45} = 4,87 \text{ m}$$

1. CHARGES

On peut considérer cette coupole, en raison de son surbaissement ($\frac{f_s}{R} = \frac{1}{5}$), comme soumise à une charge verticale q par unité de surface horizontale, uniformément répartie.

Cette charge q se décompose comme suit :

- poids propre	2500.0,08 =	200 kg/m ²
- étanchéité, isolation :		
. 3 couches de feutre bithumé (5 mm)	10	"
. lissage (1cm)	10	"
. béton léger (2cm)	30	"
- surcharge (neige, entretien)	60	"
		Total $q = 310$ "

Nota : Dans le décompte de q on a négligé l'action du vent car le surbaissement de la coupole est inférieur à $\frac{1}{2}$ ($\frac{f_s}{R} = \frac{1}{5} < \frac{1}{2}$)

2. EFFORTS Fig. 2 - 1

La coupole reposant sur la cuve cylindrique et entourée à la base par la ceinture supérieure, se trouvera comprimée sous l'action de q . Donc à l'intérieur de la coupole il se développera des contraintes de compression.

Soit un fuseau d'un mètre de pourtour à la naissance de la coupole et soit une section quelconque passant par le centre de ce fuseau. On peut admettre que dans cette section la ligne moyenne des pressions est confondue avec la fibre moyenne. Dans ce cas la résultante N des contraintes sera tangente à la fibre moyenne. Donc il n'y aura pas de moment fléchissant dans cette section; soit II la section centrale de ce fuseau. La résultante N_1 des contraintes N sera appliquée tangentielllement à la fibre moyenne MM de la section II ; N_1 est aussi perpendiculaire en M à la section radiale.

N_1 se décompose en :

- un effort horizontal N_1^H (sera encaissé par la ceinture supérieure)
- un effort vertical N_1^V (sera encaissé par la paroi cylindrique)

La similitude des triangles semblables $\Delta 10$ et N_1^V donne :

$$\frac{N_1^H}{R_s - f_s} = \frac{N_1^V}{R} = \frac{N_1}{R_s}$$

$\frac{e}{2}$ étant très petit devant R , R_s , f_s peut être négligé

$$\text{On a : } N_1^V = \frac{q \pi R^2}{2 \pi R} = \frac{q \cdot R}{2} = \frac{310.5}{2} = 775 \text{ kg/ml}$$

$$N_1^H = \frac{R_s - f_s}{R} \cdot N_1^V = \frac{13-1}{5} \cdot 775 = 1860 \text{ kg/ml}$$

$$N_1 = \frac{R_s}{R} N_1^V = \frac{13}{5} \cdot 775 = 2018 \text{ kg/ml}$$

3. Vérification de la section

On considère que seul le béton travaille.

a) compression

$$\sigma_b = \frac{N_1}{100 \cdot e} = \frac{2018}{100 \cdot 8} = 2,52 \text{ kg/cm}^2$$

On a : $\sigma_b \ll 15 \text{ kg/cm}^2$ donc pas de risque de flambement

b) cisaillement

$$\tau = \frac{N_1^V}{100 \cdot e} = \frac{775}{100 \cdot 8} = 0,9 \text{ kg/cm}^2$$

Le béton à lui seul résiste très bien.

Nous mettrons quand même des armatures pour lutter contre le retrait et les efforts dissymétriques.

4. Armatures

a) Armatures méridiennes

On prendra forfaitairement 5 ‰ de la section de béton par mètre linéaire de développement à la naissance, soit :

$$A' = \frac{5}{1000} \cdot s_b = 0,005 \cdot 100 \cdot 8 = 4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ T } 10$$

on mettra donc 1 acier $\phi 10$ tous les 20 cm à la naissance avec 1 barre sur 2 arrêtée au $\frac{1}{4}$ de la portée D.

b) Armatures de répartition

On prendra forfaitairement des cerces de même diamètre que les méridiennes, écartées de 20 cm et avec la longueur de recouvrement égale à :

$$l'_d = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_a}{\sigma_d} = \frac{1}{4} \frac{1400}{12} = 29 \text{ cm}$$

Fig 1

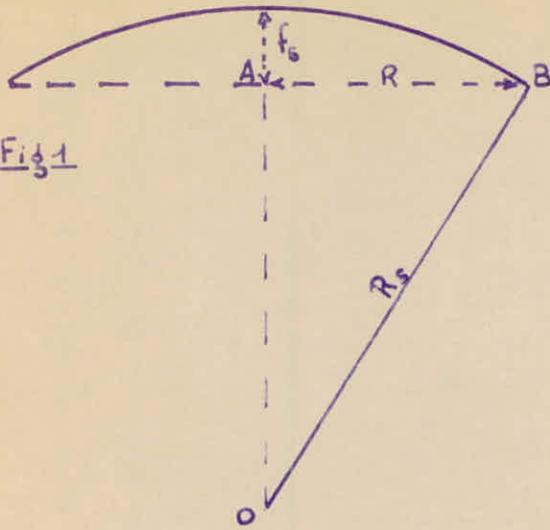


Fig 2-2

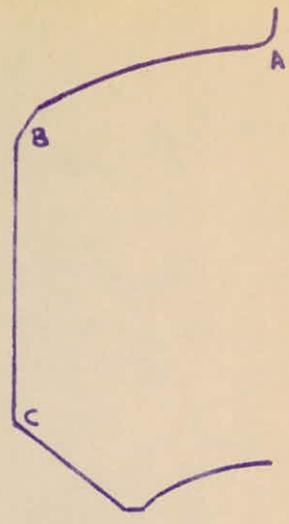
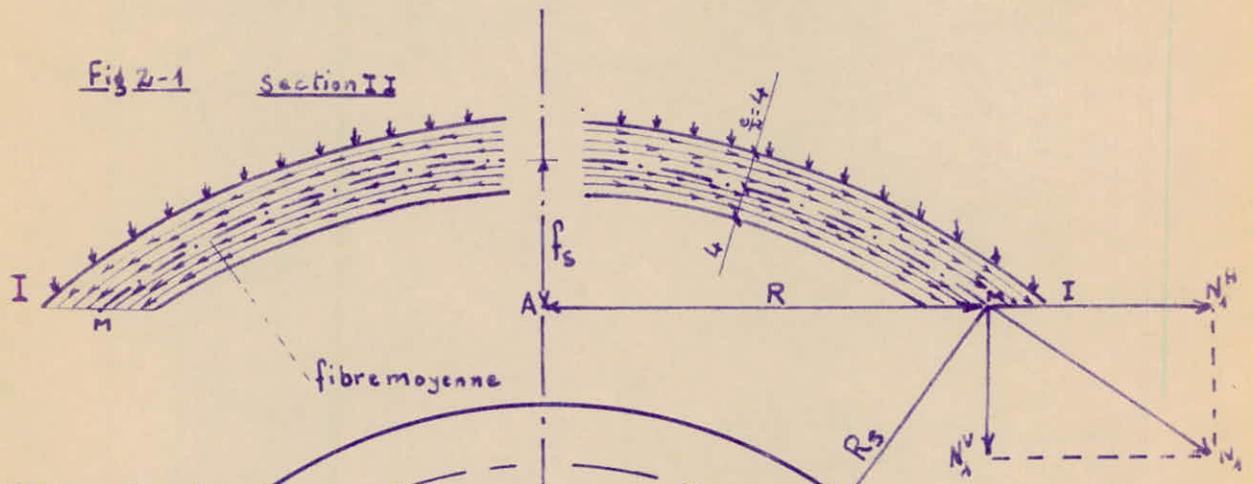
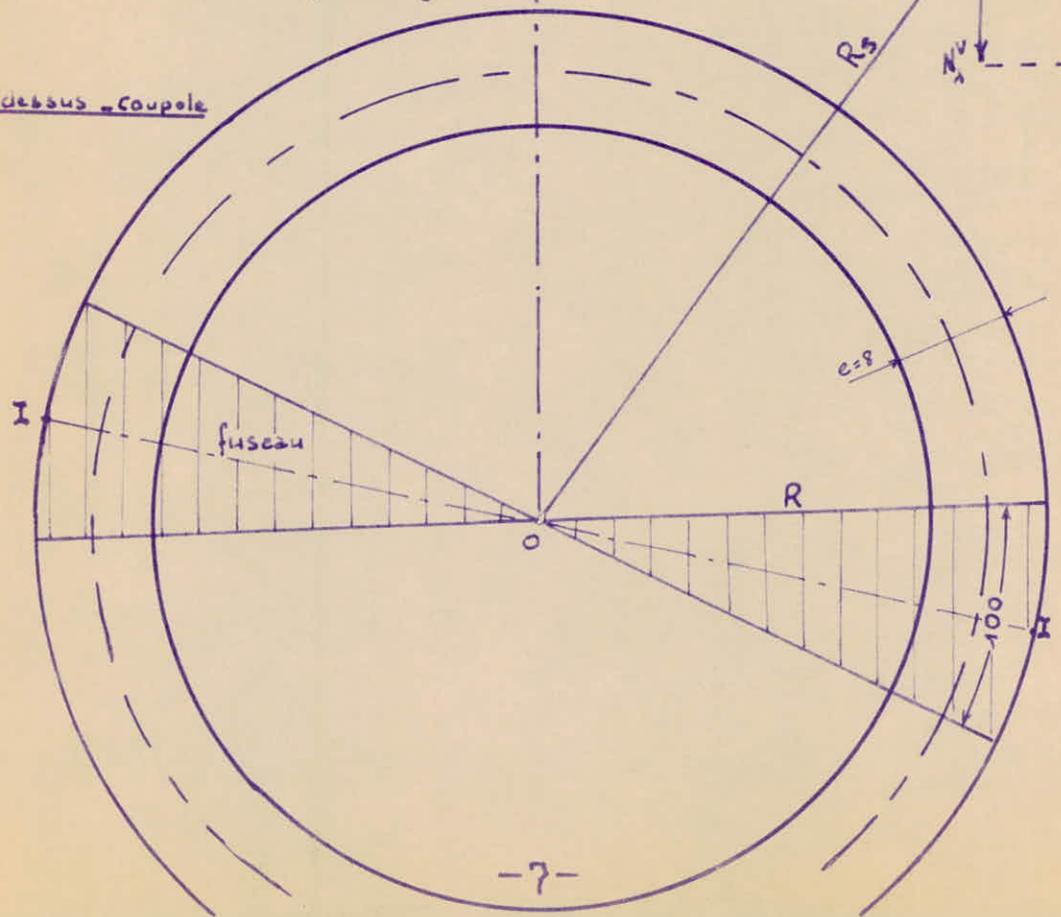


Fig 2-1 Section II



vue de dessus - Coupole



c) Goussets

Sous l'effet des charges et surcharges la coupole aura tendance à s'abaisser tandis que la paroi verticale B C tendra à se dilater parallèlement à elle-même sous l'effet de la pression de l'eau. L'angle $\widehat{A B C}$ aura tendance donc à se fermer créant des compressions sur la face inférieure et des tensions sur la face extérieure-voir Fig. 2 - 2. Pour neutraliser ces compressions et ces tensions éventuelles on mettra forfaitairement :

11 tors ϕ 6 par mètre linéaire de développement en B .

II

CEINTURE SUPERIEURE

1. Poussée horizontale H

Cette poussée provient de l'action :

- de la coupole de couverture $N_1^H = 1860 \text{ kg/ml}$

- de l'eau $\frac{0,2 \times 0,2 \times 1000}{2} = \dots\dots\dots 20 \text{ "}$

Total ... H = 1880 kg/ml

2. Effort de traction T fig. 3

Sous l'action de H la ceinture sera soumise à un effort de traction T. Calculons cet effort T qui tend à séparer les 2 parties I et II .

L'élément ds est soumis à : $dF = H.ds$

en projetant sur ox et oy on obtient :

$$dF_x = dF \sin\alpha = H ds \sin\alpha$$

$$dF_y = dF \cos\alpha = H ds \cos\alpha$$

à chaque élément ds pour lequel on a $H ds \sin\alpha$ il lui correspond un autre symétrique par rapport à oy pour lequel on a $H.ds \sin(-\alpha) = -H ds \sin\alpha$; donc la résultante suivant ox pour la partie I de F_x sera nulle soit :

$$F_x = \sum dF_x = \sum H ds \sin\alpha = 0$$

la résultante suivant oy pour la partie I est :

$$F_y = \sum dF_y = \sum H ds \cos \alpha = H \sum dx \\ = H D$$

ou $F_y = 2 T$

d'où $T = \frac{F_y}{2} = \frac{H D}{2} = \frac{1880 \cdot 10}{2} = 9400 \text{ kg}$

3. Armatures

$$A' = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{9400}{1400} = 6,71 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 T 12$$

on mettra donc 6 cercles en acier tor $\phi 12$ et 5 cadres et 5 étriers en ADX $\phi 6$ par mètre linéaire de développement.

La longueur de recouvrement des cerces sera :

$$l'_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\sigma_d} = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{1400}{12} = 35 \text{ cm}$$

4. Vérification de la section homogénéisée S_H

On doit avoir :

$$\sigma_b = \frac{T}{S_H} \leq \sigma_{28} \\ = \frac{T}{S_B + 15 \cdot A'}$$

S_B est la section de béton

$$= \frac{9400}{24 \cdot 20 + 15 \cdot 6,71} = 15,1 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{28} = 24 \text{ kg/cm}^2$$

o
o o

1. Armatures cerces

Le calcul se fera par tranches d'un mètre de hauteur.

La traction, due à la poussée de l'eau, sera calculée au milieu de chaque tranche.

Tranches	0 à 1 m	1 à 2 m	2 à 3 m	3 à 4 m	4 à 5 m
Hauteur moyenne H_m (m)	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5
Pression $P = 1000H_m$ (kg/m ²)	500	1500	2500	3500	4500
Traction $T=PR=5P$ (kg)	2500	7500	12500	17500	22500
Section d'acier $A' = \frac{T}{1400}$ (cm ²)	1,79	5,35	8,93	12,5	16
Nombre de tors	7 \emptyset 6	11 \emptyset 8	12 \emptyset 10	11 \emptyset 12	11 \emptyset 14
Longueur de recou- vrement : $l'_d = \frac{\emptyset}{4} \frac{1400}{12}$ (cm)	18	24	30	35	41
Section homogénéisée $A'_b = \frac{T S_H}{100 \cdot e_{moy} + 15 \cdot A'}$ (kg/cm ²)	2,95	7,35	11	13,2	17,6
Épaisseur minim. $e_{in} = \frac{T - 210 A'}{2400}$ (cm)	0,89	2,66	4,44	6,2	8
Voir parag. 3					

2. Armatures de répartition

On prendra forfaitairement le $\frac{1}{4}$ de la section des cerces soit :

$$A'_r = \frac{A'}{4}$$

a) à la base : $A'_r = \frac{16}{4} = 4 \text{ cm}^2$ soit 14 tors $\phi 6$

b) au milieu : $A'_r = \frac{8,93}{4} = 2,23 \text{ cm}^2$ soit 8 tors $\phi 6$

Donc On mettra sur toute la hauteur 14 tors $\phi 6$ par mètre linéaire de développement pour respecter l'espacement maximum de 10 cm.

3. Fissuration

On a fixé l'écartement maximum à 10 cm dans les deux sens afin d'éviter les fissures et assurer une bonne étanchéité.

Comme les fissures se produisent à la suite d'un allongement inégal du béton et des aciers, il sera bon de déterminer en conséquence l'épaisseur minimum (e_{\min}) de la cuve,

soit : ϵ_b l'allongement unitaire du béton

ϵ_a de l'acier

Pour éviter les fissures on doit avoir $\epsilon_a = \epsilon_b$

Supposons $\epsilon_b = 10^{-4}$ au moment des fissures on aura :

$$\sigma'_a = E_a \cdot \epsilon_a = E_a \cdot \epsilon_b = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 10^{-4} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort maximum de traction sera :

$$\sigma'_{28} \cdot 100 \cdot e + \sigma'_a \cdot A' \geq T$$

$$\text{ou } 24 \cdot 100 \cdot e + 210 \cdot A' \geq T$$

$$e \geq \frac{T - 210 A'}{2400}$$

$$\text{d'où } e_{\min} = \frac{T - 210 A'}{2400}$$

o
o o o
o

IV - CEINTURE INFÉRIEURE

1 - CHARGES VERTICALES (par mètre linéaire de développement)

Elles proviennent du poids :

- de la coupole de couverture $N \frac{V}{1} = \dots\dots\dots$	775 Kg/ml
- de la cuve $\frac{0,08 + 0,12 \cdot 5 \cdot 2 \cdot 500}{2} = \dots\dots\dots$	1.250 "
- de la ceinture supérieure $0,2 \cdot 0,24 \cdot 2500 = \dots$	120 "
- de la ceinture inférieure $0,4 \cdot 27 \cdot 2500 = \dots\dots$	270 "
- des enduis (40 kg/m ²) $5 \cdot 40 = \dots\dots\dots$	<u>200 "</u>
TOTAL $\dots\dots V =$	2.615 "

2 - EFFORTS Fig 4

V se décomposera en un effort :

- de compression E dans la partie tronconique
- horizontal de poussée H_1 dans la ceinture

on a

$$E = \frac{V}{\sin 45} = \frac{2615}{0,707} = 3690 \text{ Kg/ml}$$

$$H_1 = \frac{V}{\text{tg } 45} = 2615 \text{ Kg/ml}$$

Poussée due à l'eau

$$H_2 = 1000 \cdot 5 \cdot 0,4 = 2000 \text{ Kg/ml}$$

Poussée horizontale résultante

$$H = H_1 + H_2 = 2615 + 2000 = 4615 \text{ Kg/ml}$$

d'où l'effort de traction

$$T = HR = 4615 \cdot 5 = 23150 \text{ Kg}$$

3 - ARMATURES

$$A' = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{23150}{1400} = 16,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T20 (= 19,9 \text{ cm}^2)$$

on mettra donc 6 cerces en acier tor ϕ 20, 6 cadres et 6 étriers en ADX ϕ 8 par mètre linéaire de développement

longueur de recouvrement des cerces :

$$l'_d = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_a}{\sigma_d} = \frac{2}{4} \frac{1400}{12} = 58,5 \text{ cm}$$

.../...

4 - VERIFICATION DE LA SECTION HOMOGENEISEE

$$\sigma'_b = \frac{T}{S_B + I5 A'}$$

$$= \frac{23150}{27.40 + 15.18,9} = 16,95 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_{28} = 24 \text{ Kg/cm}^2$$

o
o o

V - PARTIE TRONCONIQUE

1 - CALCUL DES CERCES

On divise le tronc de cône en 3 tranches de 50 cm de hauteur chacune Fig. 5. Sur chaque tranche il agit :

- son poids propre
- le poids de l'eau
- l'effort de compression E (voir ceinture inférieure)

TRANCHE I Fig 5-I

a) Action du poids propre P_p (par mètre linéaire de développement)

$$P_p = 2500 \cdot 0,12 \cdot 0,706 + 0,706 \cdot 40 = 240,2 \text{ Kg/ml}$$

P_p se décompose en

- un effort de poussée horizontal H_p
- un effort de compression E_p suivant le tronc de cône

$$H_p = P_p \cotg 45^\circ = 240,2 \text{ Kg/ml}$$

b) Poussée P_e due à l'eau (par mètre linéaire de développement)

Cette poussée au milieu de la tranche est :

$$P_e = 1000 \cdot 5,25 \cdot 0,706 = 3700 \text{ Kg/ml}$$

P_e se décompose en

- un effort de poussée horizontal H_e
- un effort de compression E_e suivant le tronc de cône

$$H_e = \frac{P_e}{\sin 45} = \frac{3700}{0,707} = 5225 \text{ Kg/ml}$$

c) Armatures

Poussée horizontale totale

$$H = H_p + H_e = 240,2 + 5225 = 5465,2 \text{ Kg/ml}$$

Effort de traction

$$T = H R_m$$

R_m est le rayon de la tranche en son milieu

$$R_m = 3,5 + 1,25 = 4,75 \text{ m}$$

d'où

$$T = 5465,2 \cdot 4,75 = 26000 \text{ Kg}$$

d'où la section d'acier

$$A' = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{26000}{1400} = 18,55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T20 (= 18,8 \text{ cm}^2)$$

On mettra donc 6 cerces en acier tor ϕ 20, avec la longueur de recouvrement :

$$l' = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma'_s}{\sigma'_d} = \frac{2}{4} \frac{1400}{12} = 58,4 \text{ cm.}$$

d) Vérification de la section homogénéisée S_H

la contrainte de traction dans le béton doit être :

$$\begin{aligned} \sigma'_b &= \frac{T}{S_H} \leq \sigma'_{28} \\ &= \frac{T}{S_B + 15 A'} \end{aligned}$$

S_B est la section de béton

$$= \frac{26000}{12.70,6 + 15.18,18} = 23,1 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_{28} = 24 \text{ Kg/cm}^2$$

- Idem pour les autres tranches

TRANCHE II

$$P_e = 1000.5,75.0,706 = 3940 \text{ Kg/ml}$$

$$H_e = \frac{3940}{0,707} = 5575 \text{ Kg/ml}$$

$$H = 240,2 + 5575 = 5815,2 \text{ Kg/ml}$$

$$T = 5815,2. 4,25 = 24750 \text{ Kg}$$

$$A' = \frac{24750}{1400} = 17,66 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T20 \text{ (18,8 cm}^2\text{)}$$

on mettra donc 6 cerces en acier tor ϕ 20 avec la longueur de recouvrement égale à 58,4 cm

$$\sigma'_b = \frac{24750}{1129} = 21,92 \text{ Kg/cm}^2 < 24 \text{ Kg/cm}^2$$

TRANCHE III

$$P_e = 1000. 6,25. 0,706 = 4410 \text{ Kg/ml}$$

$$H_e = \frac{4410}{0,707} = 6230 \text{ Kg/ml}$$

$$H = 240,2 + 6230 = 6470,2 \text{ Kg/ml}$$

$$T = 6470,2. 3,75 = 24250 \text{ Kg}$$

$$A' = \frac{24250}{1400} = 17,35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T20 \text{ (= 18,8 cm}^2\text{)}$$

on mettra donc 6 cerces en acier tor ϕ 20 avec la longueur de recouvrement égale à 58,4 cm

.../...

$$\sigma_b' = \frac{24250}{1129} = 21,50 \text{ Kg/cm}^2 \leftarrow 24 \text{ Kg/cm}^2$$

2. Armature de répartition Ar

On prendra forfaitairement, par mètre linéaire de développement, le $\frac{1}{3}$ de la section moyenne des cerces.
Soit

$$Ar = \frac{A'}{3} = \frac{18,8}{3} = 6,27 \text{ cm}^2 \text{ soit I2T8}$$

on mettra donc 12 barres en acier tor \emptyset 8 par mètre linéaire de développement.

3. Vérification en compression

Effort de compression provenant :

a) de la ceinture inférieure

$$\text{on avait } E = 3690 \text{ Kg/ml}$$

soit un effort total transmis au tronc de cône

$$F_1 = E \pi D = 3690 \cdot 3,14 \cdot 10 = 116000 \text{ Kg}$$

b) du poids propre du tronc de cône

au m^2 le poids est

$$p = 2500 \cdot 0,12 + 40 = 340 \text{ Kg/m}^2$$

Surface latérale du tronc du cône :

$$S_1 = \pi(R + r) L = 3,14 (5 + 3,5) \cdot 2,12 = 56,6 \text{ m}^2$$

d'où le poids du tronc de cône

$$P_{pt} = p S_1 = 340 \cdot 56,6 = 19200 \text{ Kg}$$

P_{pt} se décompose en (Fig. 6-1) :

- un effort horizontal (pris par les cerces)

- un effort de compression F_2 suivant les génératrices du tronc de cône

$$F_2 = \frac{P_{pt}}{\sin 45} = \frac{19200}{0,707} = 27100 \text{ Kg}$$

c) de la poussée due à l'eau

nous prendrons la pression moyenne (mi hauteur) soit

$$p_e = 1000 \cdot 5,75 = 5750 \text{ Kg/m}^2$$

d'où le poids total

$$P_{em} = p_e S_1 = 5750 \cdot 56,6 = 326000 \text{ Kg}$$

.../...

Fig 5

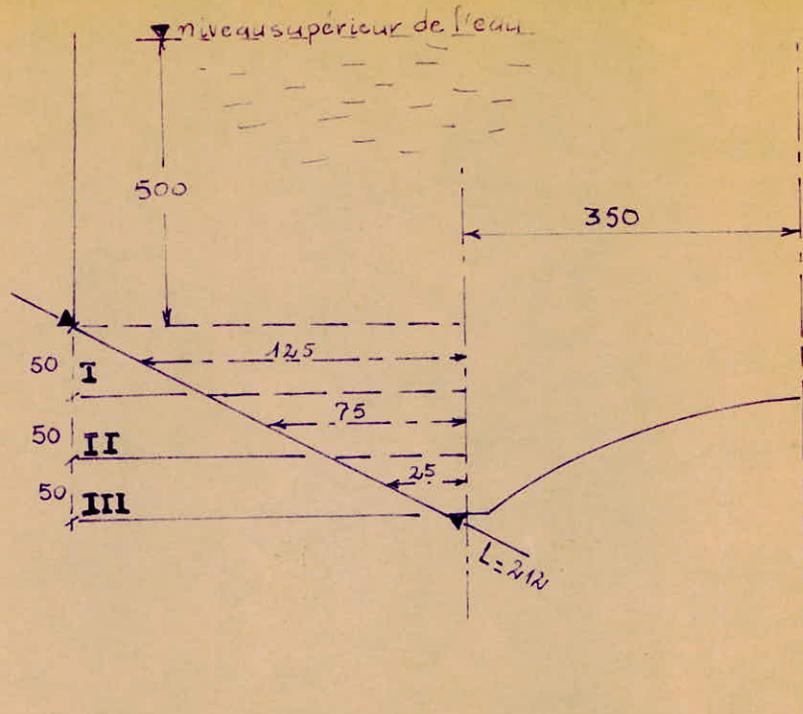
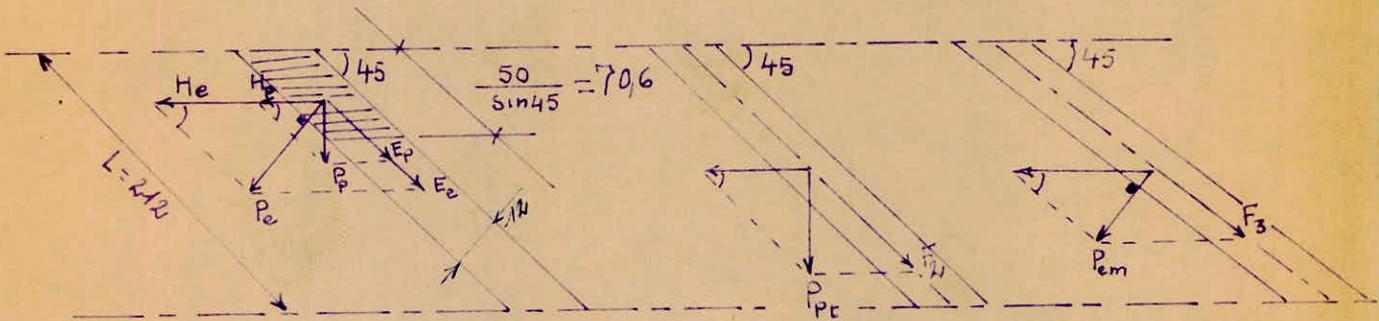


Fig 5-I

Fig 6-1

Fig 6-2



I |

| II

Fig 8-I

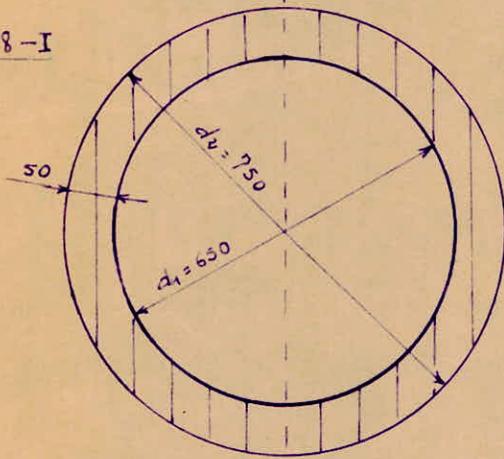
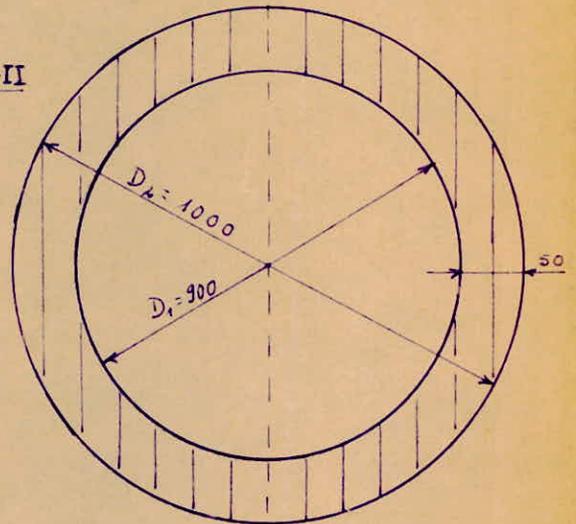


Fig 8-II



I |

| II

P_{em} se décompose en (Fig. 6-2) :

- un effort horizontal (pris par les cerces)
- un effort F_3 suivant les génératrices du tronc de cône

$$F_3 = P_{em} \cotg 45 = 326000 \text{ Kg}$$

Résultante des efforts de compression

$$F = F_1 + F_2 + F_3 = 116000 + 27100 + 326000 = 469100 \text{ Kg}$$

Surface annulaire à la base du tronc de cône (Fig. 6-3) (page 41)

$$S_b = 2\pi r' e = 2 \cdot 3,14 \cdot 355 \cdot 12 = 26400 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression

$$\sigma_b = \frac{F}{S_b} = \frac{469100}{26400} = 17,73 \text{ Kg/cm}^2$$

o
o o

VI - COUPOLE DE FOND Fig. 7

Comme il s'agit d'une coupole surbaissée la méthode de calcul sera analogue à celle de la coupole supérieure.

1. CHARGES

Charge q par m^2 de surface horizontale due :

- au poids propre 2500. 0,12 = 300 Kg/m^2
- aux enduits 40 "
- au poids d'eau moyen
 $(H + h - \frac{f_i}{2})1000 = (5 + 1,5 - \frac{1,45}{2})1000 = 5775 "$
- TOTAL $q = 6115 \text{ Kg/m}^2$

2. EFFORTS (Fig. 7)

$$N_2^V = \frac{q \cdot r}{2} = \frac{6115 \cdot 3,5}{2} = 10700 \text{ Kg/ml}$$

$$N_2^H = \frac{R_i - f_i}{r} N_2^V = \frac{4,87 - 1,45}{3,5} \cdot 10700 = 10440 \text{ Kg/ml}$$

$$N_2 = \frac{R_i}{r} N_2^V = \frac{4,87}{3,5} \cdot 10700 = 14900 \text{ Kg/ml}$$

3. VERIFICATION DE LA SECTION

a) Compression

$$\sigma_b = \frac{N_2}{S_B} = \frac{14900}{12.100} = 12,42 \text{ Kg/cm}^2$$

on a

$$\sigma_b < 15 \text{ Kg/cm}^2 \text{ donc pas de risque de flambement.}$$

b) Cisaillement

$$\tau = \frac{N_2^V}{S_B} = \frac{10700}{12.100} = 8,92 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes dans le béton sont inférieures aux contraintes admissibles. Nous mettrons quand même des armatures pour lutter contre le retrait et les efforts dissymétriques.

4. ARMATURES

a) Armatures méridiennes

On prendra forfaitairement 5 ‰ de la section de béton par mètre linéaire de développement à la naissance, soit :

$$A' = \frac{5}{1000} \cdot S_B = \frac{5}{1000} \cdot 12.100 = 6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T10$$

on mettra donc 8 aciers tor \emptyset 10 par mètre linéaire de développement à la naissance avec 1 barre sur 2 arrêtée au $\frac{1}{4}$ de la portée d.

b) Armatures de répartition

on prendra forfaitairement des cerces de même diamètre que les méridiennes, écartées de 20 cm et avec la longueur de recouvrement égale à :

$$l'_d = \frac{\emptyset}{4} \frac{\sigma_a'}{\sigma_d} = \frac{1}{4} \frac{1400}{12} = 29 \text{ cm}$$

c) Grillage du centre

Le centre de la coupole (diamètre 1 m) sera constitué par un grillage de tors \emptyset 10 avec des mailles de 10 cm de côté.



VII - CHAINAGE CIRCULAIRE Fig.7

I. Cas du réservoir vide

Efforts (Fig. 7) provenant :

a) du tronc de cône (voir partie tronconique)

$$F = F_1 + F_2 = 116000 + 27100 = 143100 \text{ Kg}$$

soit par mètre linéaire de pourtour :

$$f_1 = \frac{F}{2 \cdot \pi \cdot r} = \frac{143100}{2 \cdot \pi \cdot 3,5} = 6525 \text{ Kg/ml}$$

f_1 se décompose en :

- un effort horizontal f_{1H}

- un effort vertical f_{1V}

$$f_{1V} = f_{1H} = f_1 \cos 45 = 6525 \cdot 0,707 = 4615 \text{ Kg/ml}$$

b) de la coupole de fond

charge q par m^2 de surface horizontale.

poids propre	300 Kg/m ²
enduits	40 "
TOTAL	<u>340 Kg/m²</u>

$$N_2^{V1} = \frac{q_1 r}{2} = \frac{340 \cdot 3,5}{2} = 595 \text{ Kg/ml}$$

$$N_2^{H1} = \frac{R_1 - f_1}{r} \quad N_2^{V1} = \frac{4,87 - 1,45}{3,5} \cdot 595 = 582 \text{ Kg/ml}$$

c) du poids propre du chaînage

$$P_p = 2500 \cdot 0,5 \cdot 0,45 + 0,45 \cdot 40 = 580 \text{ Kg/ml}$$

cet effort sera encaissé par la tour.

d) Efforts résultants

- Effort horizontal résultant :

$$H_1 = f_{1H} - N_2^{H1} = 4615 - 582 = 4033 \text{ Kg/ml}$$

- Effort vertical résultant :

$$V_1 = f_{1V} + N_2^{V1} + P_p = 4615 + 595 + 580 = 5790 \text{ Kg/ml}$$

2. Cas du réservoir plein

Efforts provenant

a) de la partie tronconique

on avait (voir partie tronconique)

.../...

$$F = 469100 \text{ Kg}$$

$$f_2 = \frac{F}{2\pi r} = \frac{469100}{2 \cdot \pi \cdot 3,5} = 215000 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{2V} = f_{2H} = f_2 \cos 45 = 215000 \cdot 0,707 = 15200 \text{ Kg/ml}$$

b) de la coupole de fond

on avait (voir coupole inférieure) :

$$N_2^H = 10440 \text{ Kg/ml}$$

$$N_2^V = 10700 \text{ Kg/ml}$$

c) de la charge d'eau

$$P_e = 1000 \cdot 6,5 \cdot 0,1 = 650 \text{ Kg/ml}$$

d) du poids propre du chainage

on avait :

$$P_p = 580 \text{ Kg/ml}$$

e) Efforts résultants :

- Effort horizontal résultant

$$H_2 = f_{2H} - N_2^H = 15200 - 10440 = 4760 \text{ Kg/ml}$$

- Effort vertical résultant

$$V_2 = f_{2V} + N_2^V + P_e + P_p = 15200 + 10700 + 650 + 580 = 27130 \text{ Kg/ml}$$

3. Cas du réservoir plein avec erreur de flèche

a) Effort provenant de la coupole de fond

Nous supposons que cette erreur sera au maximum de l'ordre de 10 cm - Nous aurons donc une flèche :

$$f_i = 1,45 - 0,1 = 1,35 \text{ m}$$

$$\text{Poids d'eau moyen } (6,5 - \frac{1,35}{2})1000 = 5825 \text{ Kg/m}^2$$

d'où la charge q_3 par m^2 de surface horizontale :

$$q_3 = 300 + 40 + 5825 = 6165 \text{ Kg/m}^2$$

Effort vertical :

$$N_2^{V3} = \frac{q_3 r}{2} = \frac{6165 \cdot 3,5}{2} = 10800 \text{ Kg/ml}$$

Effort horizontal

$$N_2^{H3} = \frac{R_i - f_i}{r} \quad N_2^{V3} = \frac{4,87 - 1,35}{3,5} \cdot 10800 = 10840 \text{ Kg/ml}$$

b) Efforts résultants

- Effort horizontal résultant

$$H_3 = f_{2H} - N_2^{H3} = 15200 - 10840 = 4360 \text{ Kg/ml}$$

- Effort vertical résultant

$$V_3 = f_{2V} + N_2^{V3} + P_e + P_p = 15200 + 10800 + 650 + 580 = 27230 \text{ Kg/ml}$$

4. Armatures

Des 3 cas précédents le plus défavorable est le 2e.

Effort de traction

$$T = H_2 r = 4760 \cdot 3,75 = 17900 \text{ Kg}$$

d'où

$$A' = \frac{T}{\sigma_a'} = \frac{17900}{1400} = 12,76 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ T } 20 (= 12,8 \text{ cm}^2)$$

on mettra donc 4 cerces en acier tor ϕ 20 et 4 cadres en ADX ϕ 8 par mètre de développement.

5. Vérification de la section homogénéisée S_H

$$\sigma_b' = \frac{T}{S_B + 15 A'} = \frac{17900}{50,45 + 15 \cdot 12,8} = 0,732 \text{ Kg/cm}^2$$

o
o o

Elle sera constituée en pierres froides - mortier au C P A -
contrainte admissible en compression $\overline{\sigma}_t = 16 \text{ Kg/cm}^2$

Etant donné que l'inclinaison de la tour par rapport à la
verticale est très faible (3°), les efforts verticaux agissant
sur le chaînage seront considérés comme se transmettant entiè-
rement et perpendiculairement à la tour; la contrainte de
cisaillement sera négligeable.

En effet si V est l'effort vertical par mètre linéaire de
pourtour agissant sur le chaînage on aura :

- Effort vertical sur la tour :

$$V_v = \frac{V}{\cos 3} \neq V$$

- Effort tranchant au contact de la tour et du chaînage

$$V_T = V \operatorname{tg} 3 = 0,0525 V$$

I. CONTRAINTES DUES AU POIDS PROPRE

a) Cas du réservoir vide

Effort vertical agissant sur le chaînage
on avait $V_1 = 5790 \text{ Kg/ml}$ (voir chaînage)

- Compression sur la section I-I (Fig. de la page 1)

$$\sigma_{I-I} = \frac{V_1}{S_t} \quad S_t \text{ est la section par mètre linéaire de développement}$$

$$= \frac{5790}{100,50} = 1,16 \text{ Kg/cm}^2$$

- Compression sur la section II-II (Fig. de la page 1)

Poids P_t de la tour par mètre linéaire de développement
le volume correspondant est :

$$\begin{aligned} \Pi \cdot \frac{H+0,5}{3} (R^2 + (r+0,25)^2 + R(r+0,25) - (R-0,5)^2 - (r-0,25)^2 - (R-0,5)(r-0,25)) \\ = \Pi \frac{2,0,5}{3} (5^2 + 3,75^2 + 5,3,75 - 4,5^2 - 3,25^2 - 4,5,3,25) \\ = 265 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

En prenant 3000 Kg/m^3 on aura :

$$P_t = \frac{3000 \cdot 265}{\Pi \cdot 9,5} = 26700 \text{ Kg/ml.}$$

.../...

V_1 vaudra sur la section II-II

$$V_{1 \text{ II}} = \frac{V_1 \cdot r}{R - 0,2} = \frac{5790 \cdot 3,5}{5 - 0,2} = 4220 \text{ Kg/ml.}$$

au total nous aurons sur la section II-II

$$V_{1a \text{ II}} = V_{1 \text{ II}} + P_t = 4220 + 26700 = 30920 \text{ Kg/ml.}$$

d'où la contrainte de compression :

$$\sigma_{\text{II } 1a} = \frac{V_{1a \text{ II}}}{S_t} = \frac{30920}{50 \cdot 100} = 6,19 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Cas du réservoir plein

Effort vertical agissant sur le chaînage

on avait $V_3 = 27230 \text{ Kg/ml}$ (voir cas de l'erreur de flèche)

- compression sur la section I-I

$$\sigma_{\text{I } 1b} = \frac{V_3}{S_t} = \frac{27230}{50 \cdot 100} = 5,46 \text{ Kg/cm}^2$$

- compression sur la section II-II

V_3 vaudra sur cette section

$$V_{3 \text{ II}} = \frac{V_3 \cdot r}{R - 0,2} = \frac{27230 \cdot 3,5}{5 - 0,2} = 19850 \text{ Kg/ml.}$$

au total on aura sur la section II-II

$$V_{1b \text{ II}} = V_{3 \text{ II}} + P_t = 19850 + 26700 = 46550 \text{ Kg/ml.}$$

d'où la contrainte de compression :

$$\sigma_{\text{II } 1b} = \frac{V_{1b \text{ II}}}{S_t} = \frac{46550}{50 \cdot 100} = 9,32 \text{ Kg/cm}^2$$

2. CONTRAINTES DUES AU VENT

Ces contraintes seront défavorables uniquement dans le cas du réservoir vide. Nous considérerons seulement ce cas.

a) Surfaces exposées au vent (voir Fig. de la page 1)

(ce sont des surfaces projetées sur un plan vertical)

- coupole de couverture	$\frac{2}{3} \cdot 10,16 \cdot 1 = \dots\dots\dots$	6,78 m ²
- cuve cylindrique	10,24.5 = \dots\dots\dots	51,4 "
- partie tronconique	$\frac{10,24 + 7,24}{2} \cdot 1,5 = \dots\dots\dots$	13,1 "
- chaînage	0,45.7,5 = \dots\dots\dots	3,6 "
	TOTAL	74,88 m ²
- Tour	$\frac{10 + 7,5}{2} \cdot 20 = \dots\dots\dots$	180 "
	TOTAL	254,88 m ²

b) Pression P, due au vent

Le diamètre à mi-hauteur est $D_{moy} = 7,9$ m

. Coefficient d'élanement k_e

$$\frac{\text{hauteur totale}}{D_{moy}} = \frac{\frac{1,5+H+h+0,45+H'}{D_{moy}}}{7,9} = \frac{1+5+1,5+0,45+20}{7,9} = \frac{27,95}{7,9} = 3,54$$

3,54 correspond à un coefficient d'élanement $k_e = 1,035$

. Coefficient de site

on prendra 1,8 (site exposé)

. Coefficient de réduction sur les parties circulaires - il est égal à 0,6

. Pression dynamique correspondant à 28 m de hauteur, on donne 70 Kg/m^2

d'où

$$P_V = 70 \cdot 1,035 \cdot 1,8 \cdot 0,6 = 78 \text{ Kg/m}^2 \text{ on prendra } 80 \text{ Kg/m}^2$$

c) Calcul des contraintes

- Dans la section I-I

Effort dû au vent sur la partie au-dessus de I-I

$$f_I = P_V \cdot s = 80 \cdot 74,88 = 6000 \text{ Kg}$$

Moment par rapport à I-I

$$M_I = f_I \cdot \frac{1,5+H+h+0,45}{2} = 6000 \cdot \frac{1+5+1,5+0,45}{2} = 23800 \text{ Kgm}$$

Module de résistance de la section I-I (Fig. 8-I, page 17)

$$W_I = \frac{\pi d_2^3}{32} \left(1 - \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^4 \right) = \frac{\pi \cdot 7,5^3}{32} \left(1 - \left(\frac{6,5}{7,5} \right)^4 \right) = 18,2 \text{ cm}^3$$

d'où la contrainte

$$\sigma_{I2} = \frac{M_I}{W_I} = \frac{23800}{18,2} = 1310 \text{ Kg/cm}^2 = 0,13 \text{ Kg/cm}^2$$

- Dans la section II - II

Effort dû au vent sur la partie au-dessus de II-II

$$f_{II} = P_V \cdot S = 80 \cdot 254,88 = 20400 \text{ Kg}$$

Moment par rapport à II - II

$$M_{II} = f_{II} \left(\frac{1,5+H+h+0,45+H'+0,5}{2} \right) = 20400 \left(\frac{1+5+1,5+0,45+20+0,5}{2} \right) = 295000 \text{ Kg.m}$$

.../...

Module de résistance de la section II-II (Fig. 8 - II, page 17)

$$W_{II} = \pi \cdot \frac{D_2^3}{32} \left\{ 1 - \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^4 \right\} = \frac{\pi \cdot 10^3}{32} \left(1 - \left(\frac{9}{10} \right)^4 \right) = 33,6 \text{ m}^3$$

d'où la contrainte :

$$\sigma_{II 2} = \pm \frac{M_{II}}{W_{II}} = \frac{295000}{33,6} = 8775 \text{ Kg/m}^2 = 0,88 \text{ Kg/cm}^2$$

3. VERIFICATION A LA STABILITE

a) Section I-I

- Vérification en compression (cas du réservoir plein + action du vent)

$$\sigma_{I 1b} + \sigma_{I 2} = 5,46 + 0,13 = 5,59 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_t = 16 \text{ Kg/cm}^2$$

- Vérification à l'arrachement (cas du réservoir vide + action du vent)

$$\sigma_{I 1a} - \sigma_{I 2} = 1,16 - 0,13 > 0 \text{ par de risque d'arrachement}$$

- Vérification du cisaillement

$$\tau = \frac{0,0525 \cdot V_3}{S_t} = \frac{0,0525 \cdot 27230}{100 \cdot 50} = 0,286 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Section II-II

- Vérification en compression (cas du réservoir plein + action du vent)

$$\sigma_{II 1b} + \sigma_{II 2} = 9,32 + 0,88 = 10,20 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_t = 16 \text{ Kg/cm}^2$$

- Vérification à l'arrachement (cas du réservoir vide + action du vent)

$$\sigma_{II 1a} - \sigma_{II 2} = 6,19 - 0,88 > 0 \text{ pas de risque d'arrachement}$$

- Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{0,0525 \cdot V_{1bII}}{S_t} = \frac{0,0525 \cdot 46550}{100 \cdot 50} = 0,489 \text{ Kg/cm}^2$$

o
o o

IX - SEMELLE CIRCULAIRE

Contrainte admissible sur le sol $\overline{\sigma}_s = 4 \text{ Kg/cm}^2$

I. CALCUL DES CONTRAINTES

a) contraintes dues aux charges au-dessus de la section III-III
(voir Fig. de la page 1)

on négligera le poids propre de la semelle

- cas du réservoir vide

on avait (voir tour 1-a) sur la section II-II, $V_{1aII} = 30920 \text{ Kg/ml}$

contrainte de pression sur le sol :

$$\sigma_{IIIaV} = \frac{V_{1aII}}{S_S} = \frac{30920}{100.200} = 1,55 \text{ Kg/cm}^2$$

S étant la section par mètre linéaire de développement en contact avec le sol

- cas du réservoir plein

on avait (voir tour 1-b) sur la section II-II, $V_{1bII} = 46550 \text{ Kg/ml}$

contrainte de compression sur le sol

$$\sigma_{IIIap} = \frac{V_{1bII}}{S_S} = \frac{46550}{100.200} = 2,33 \text{ Kg/cm}^2$$

b) contraintes dues au vent

Moment par rapport à la section III-III, dû au vent

$$M_{III} = f_{II} \left(\frac{f_s + H + h + 0,45 + H'}{2} + 1,05 \right)$$

$$= 20400 \left(\frac{1 + 5 + 1,5 + 0,45 + 20}{2} + 1,05 \right) = 306000 \text{ Kg m}$$

Module de résistance de la section III-III (Fig. 9-2)

$$W_{III} = \frac{\pi D_1^3}{32} \left\{ 1 - \left(\frac{D'_1}{D_1} \right)^4 \right\} = \frac{\pi \cdot 11,6^3}{32} \left(1 - \left(\frac{7,6}{11,6} \right)^4 \right) = 124,9 \text{ m}^3$$

d'où la contrainte

$$\sigma_{IIIb} = \pm \frac{M_{III}}{W_{III}} = \frac{306000}{124,9} = 2450 \text{ Kg/m}^2 = 0,24 \text{ Kg/cm}^2$$

2. VERIFICATION A LA STABILITE

- Vérification en compression

$$\sigma_{IIIap} + \sigma_{IIIb} = 2,33 + 0,24 = 2,57 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_s = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

.../...

- Vérification à l'arrachement

$$\overline{\sigma}_{III a} - \overline{\sigma}_{III b} = 1,55 - 0,24 > 0 \text{ pas de risque d'arrachement.}$$

3. Calcul des armatures (méthode des bielles) Fig. 9-1 page 20

La contrainte de compression sur la section II - II (réservoir plein + action du vent)

$$\text{est : } \overline{\sigma}_{II 1b} + \overline{\sigma}_{II 2} = 10,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (voir tour 3 - b)}$$

d'où l'effort par mètre linéaire de pourtour sur la section II - II

$$G = 10,2 \cdot 100 \cdot 50 = 51000 \text{ kg/ml}$$

la largeur L à la base de la semelle doit être telle que :

$$\frac{G}{L \cdot 100} = \frac{51000}{L \cdot 100} \leq \overline{\sigma}_s = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ou } L \geq \frac{51000}{4 \cdot 100} = 127,5 \text{ cm}$$

$$\text{on prendra } L = 1,6 \text{ m}$$

Pour que l'effort G se répartisse uniformément sur le sol il faut que l'on ait :

$$h_1 \geq \frac{L - a}{4} = \frac{1,6 - 0,5}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\text{on prendra } h_1 = 47 \text{ cm}$$

La condition ci-dessus relative à h_1 étant vérifiée il n'y a pas lieu de s'inquiéter de l'effort tranchant.

La quantité d'acier par mètre linéaire de pourtour est donnée par :

$$A' = \frac{G (L - a)}{8 h_1 \overline{\sigma}_{a'}}$$

$$\text{acier tor } \phi \leq 20 \rightarrow \overline{\sigma}_{a'} = \frac{2 \cdot 4200}{3} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } A' = \frac{51000 (1,6 - 0,5)}{8 \cdot 0,47 \cdot 2800} = 5,33 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ T } 10$$

on mettra donc 7 aciers tor ϕ 10 par mètre linéaire de pourtour. Comme armature de répartition on mettra 5 carces en acier tor ϕ 8 par mètre.

Nota : Pour raidir la semelle et remédier aux tassements nous ferons reposer la tour sur la semelle par l'intermédiaire d'un libage constitué d'une poutre armée de 6 aciers tors ϕ 16 et de cadres et d'étriers en acier doux ϕ 8 à raison de 5 par mètre linéaire de pourtour.

