

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

15/78

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES PRESENTE PAR :

S - LARBI

I - BENSLIMANE

CHATEAU D'EAU

SUJET PROPOSE PAR :

L ES - DNC

DIRIGE PAR :

P. BONNEVILLE

JUIN 1978

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES PRESENTE PAR :

S. LARBI

I. BENSLIMANE

CHATEAU D'EAU

SUJET PROPOSE PAR :

L. ES - DNC

DIRIGE PAR :

P. BONNEVILLE

JUIN 1978

A NOS PARENTS,
A NOS AMIS,
A NOS PROFESSEURS

J. BENSILIMANE

~~M. LARBI~~

S. LARBI



Nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à M^e P. Bonneville, Ingénieur, docteur d'état, professeur à l'ENPA, pour son aide efficace et ses précieux conseils, ainsi que toutes les personnes ayant collaborés de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

TABLE DES MATIERES

RESERVOIR SUPERIEUR	
Coupole superieure	5
Ceinture superieure	5
Paroi conique	10
Coupole de fond	20
Ceinture de fond	22
Cheminée interieure	24
SURCHARGES CLIMATIQUES	
Etude au vent	25
Etude au seisme	28
TOUR NERVURÉE	
.....	32
RESERVOIR INFERIEURE	
description	44
determination des contraintes	46
Voile vertical	49
dalle inferieure	52
voile conique	55
dalle superieure	58
Canalisation	61
ANNEXE -	
plan de Coffrage	
plan de Ferrailage	
details	

- INTRODUCTION -

Il n'échappe à personne l'importance de réservoirs d'eau aussi bien élevés qu'enterrés. Ces constructions étant classées comme ouvrages d'art, le souci de l'esthétique est devenu un point capital, et c'est bien pour ces raisons que notre ouvrage comporte des nervures.

Cependant notre projet demeure du type classique et son étude est menée comme celle d'un réservoir tronconique.

10) Rôle du Réservoir sur-élevé :

Il sert de régulateur à la consommation en eau potable. Pendant la période où cette consommation excède la production, il se vide; et il se remplit aux heures creuses.

Le réservoir doit contenir une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés de différents services (ex: lutte contre l'incendie, ...).

Et son vidage instantané doit être prévu en cas d'avarie grave.

20) Rôle du Réservoir entermé :

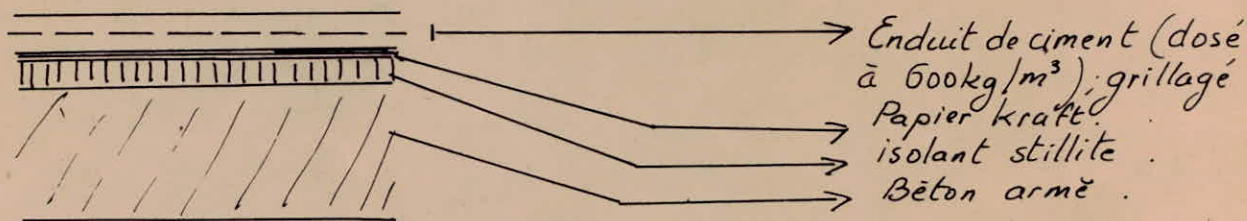
Il sert de bache d'attente. L'eau y est enmagasinée avant d'être pompée vers le réservoir supérieur. Son utilité s'explique par le fait que ce réservoir, étant implanté dans une région industrielle, il ne suffirait pas aux besoins fréquents ou instantanés en eau qui se feront sentir; d'où la nécessité de disposer d'un réservoir de stockage.

3°) Revêtement - Etanchéité - Isolation :

les règles imposées par l'hygiène (éviter une contamination de l'eau), ainsi que l'influence des conditions atmosphériques nous imposent des revêtements extérieur et intérieur.

3.a) Revêtement extérieur :

La nécessité d'un isolement thermique est due au fait que les réservoirs sont directement soumis aux influences atmosphériques, principalement à des élévations de température et au risque de gel en hiver. Mais dans le cas du Nord Algérien (Sidi-Moussa wilaya de BLIDA), nous bénéficions d'un climat tempéré doux, ne comportant pas d'écarts thermiques importants ; nous nous contenterons donc d'un revêtement d'étanchéité pour la coupole de Couverture qui consistera en :



3.b) Revêtement intérieur :

Il consistera à rendre étanches les différentes cuves. Nous choisirons un enduit au mortier de 15 à 25 mm d'épaisseur. Il sera exécuté en deux couches : la première formant dégrossissage et la seconde l'enduit proprement dit.

Caractéristiques des matériaux utilisés -

A) Béton :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Béton CPA 325} \\ \text{dosé à } 350 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Contrôle atténué} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} \\ \bar{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ bars} \end{array}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_{60} = 67,5 \text{ bars.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars.}$$

N.B. Pour la contrainte de référence de traction
Le "Cahier des charges applicables à la construction des réservoirs
et cuves en béton armé" tolère une contrainte de traction en
service de 22 bars.

B) Acier :

a) Barres lisses: FeE22

$$\bar{\sigma}_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 1465 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour le 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ + 2200 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour le 2}^{\text{nd}} \text{ genre.} \end{cases}$$

b) Barres à haute adhérence: FeE40; $\phi \leq 20$

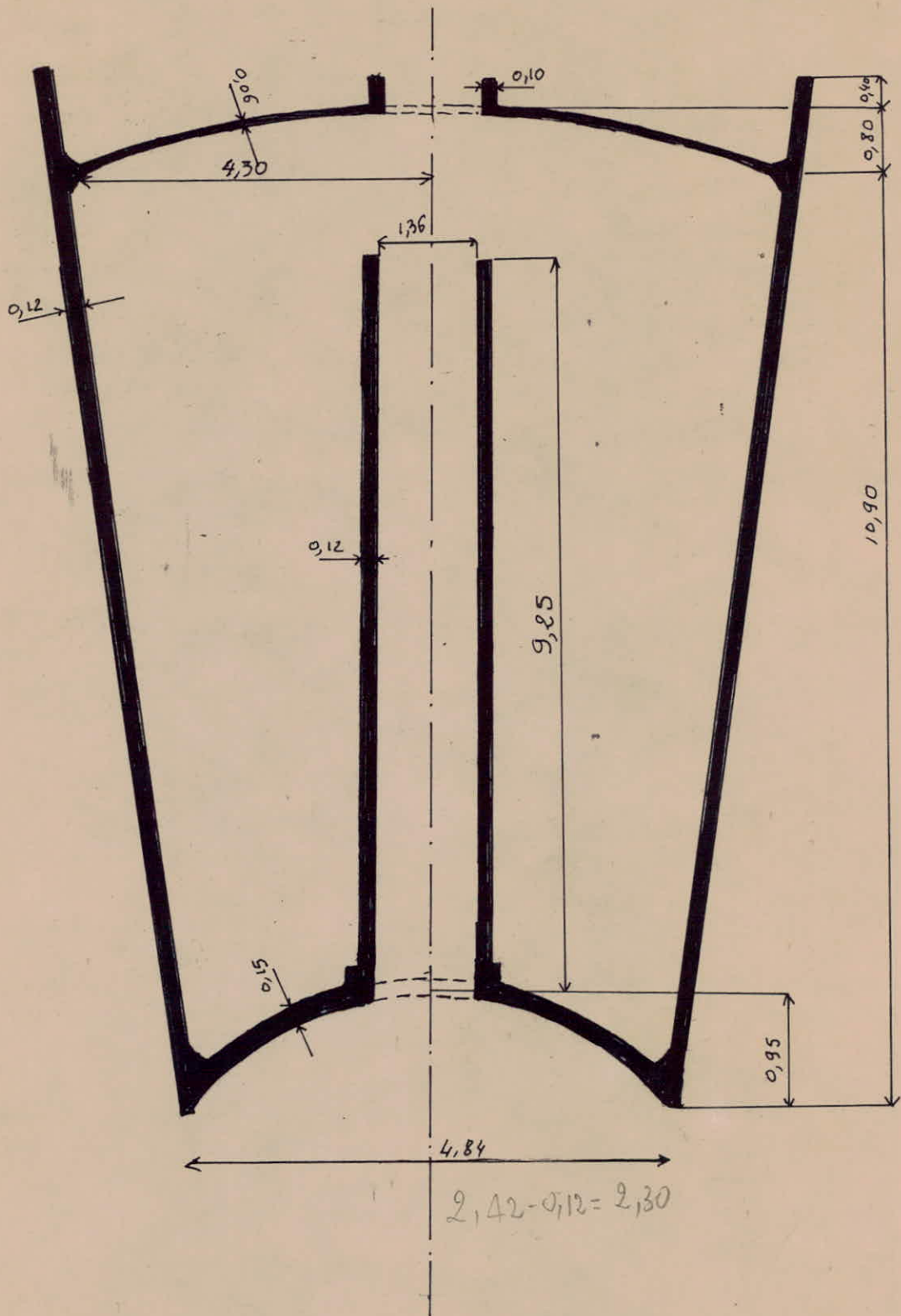
$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} + 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour le 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ + 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour le 2}^{\text{nd}} \text{ genre.} \end{cases}$$

N.B. Pour les sections en contact avec
l'eau, on limite ces contraintes à :

$$2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour le 1}^{\text{er}} \text{ genre.}$$

$$4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour le 2}^{\text{nd}} \text{ genre.}$$



A CALCUL DU VOLUME

* Coupole supérieure

- Rayon $r = 4,3 \text{ m}$
- flèche $f = 0,802 \text{ m}$
- Rayon de Courbure $R = 12 \text{ m}$
- Epaisseur de la dalle $e = 0,06 \text{ m}$

possède une ouverture de $\lambda = 0,68 \text{ m}$

* Coupole inférieure

- Rayon $r = 2,3 \text{ m}$
- flèche $f = 0,95 \text{ m}$
- Rayon de Courbure $R = 3,25 \text{ m}$
- Epaisseur de la dalle $e = 0,15 \text{ m}$

possède une ouverture de $\lambda = 0,68 \text{ m}$

* Cheminée

- hauteur = $9,25 \text{ m}$
- Rayon Intérieur = $0,68 \text{ m}$
- épaisseur = $0,12 \text{ m}$

* Parois

- épaisseur $e_p = 0,12 \text{ m}$
- hauteur $h_p = 10,9 \text{ m}$

* Poids spécifique

du béton Arme $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$

* hauteur utile

pour la cheminée : $h_1 = 9,25$

pour la flèche du fond : $h_2 = 0,95$

pour l'épaisseur de la Coupole du fond $e_f = 0,15$

$$\rightarrow h_u = 9,25 + 0,95 - 0,15 = 10,05$$

* Volume

$$V = 2 \times \pi \times 10,05 \times 2,44 \times 2,076 = 324,64 \text{ m}^3$$

on comptera un volume

$$V = 320 \text{ m}^3$$

B CALCUL DU POIDS

* Rebord

- hauteur = 0,84 m
- Rayon Supérieur = 4,52 m
- Rayon Inférieur = 4,3 m

$$\text{Volume} = \frac{\pi}{3} [24,66 [(4,64)^2 - (4,52)^2] - 23,44 [(4,42)^2 - (4,3)^2]] = 2,7 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids} = 2,7 \times 2,5 = 6,75 \text{ t}$$

* Coupole Supérieure

- flèche $f = 0,80 \text{ m}$
- Rayon de courbure = 12 m

$$\text{Volume} = \frac{\pi}{3} [(0,86)^2 (3 \times 12 - 0,86) - (0,8)^2 (3 \times 12 - 0,8)] = 3,62 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids} = 3,62 \times 2,5 = 9,07 \text{ t}$$

* Paroi Conique

$$\text{Volume} = 2\pi R S = 2 \times \pi \times 3,3 \times \left[\frac{2,12 + 0,12}{2} \times 10,9 - \frac{2}{2} \times 10,9 \right] = 27,12$$

$$\text{Poids} = 27,12 \times 2,5 = 67,8 \text{ t}$$

* Coupole Inférieure

- flèche = 0,42 m
- Rayon de courbure = 10 m

$$\text{Volume} = \frac{\pi}{3} [(0,54)^2 (3 \times 10 - 0,54) - (0,42)^2 (3 \times 10 - 0,42)] = 3,54 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids} = 3,54 \times 2,5 = 8,85 \text{ t}$$

* Cheminée

- épaisseur = 0,12 m
- hauteur = 9,25 + 0,4 = 9,65 m

$$\text{Volume} = \pi [(0,8)^2 - (0,68)^2] \times 9,65 = 7 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids} = 7,0 \times 2,5 = 17,5 \text{ t}$$

* Ceinture Supérieure

$$\text{Volume} = 2 \times \pi \times 0,04 \times 4,3 = 1,08 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids} = 1,08 \times 2,5 = 2,70 \text{ t}$$

* Ceinture Inférieure

$$\text{Volume} = 2 \times \pi \times 0,4 \times 0,5 \times 2,3 = 2,89 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids} = 2,89 \times 2,5 = 7,23 \text{ t}$$

* Nervures

$$\text{Volume de la grande Nervure} : 0,25 \times 10,9 [1,2 - 0,4] = 1,64 \text{ m}^3$$

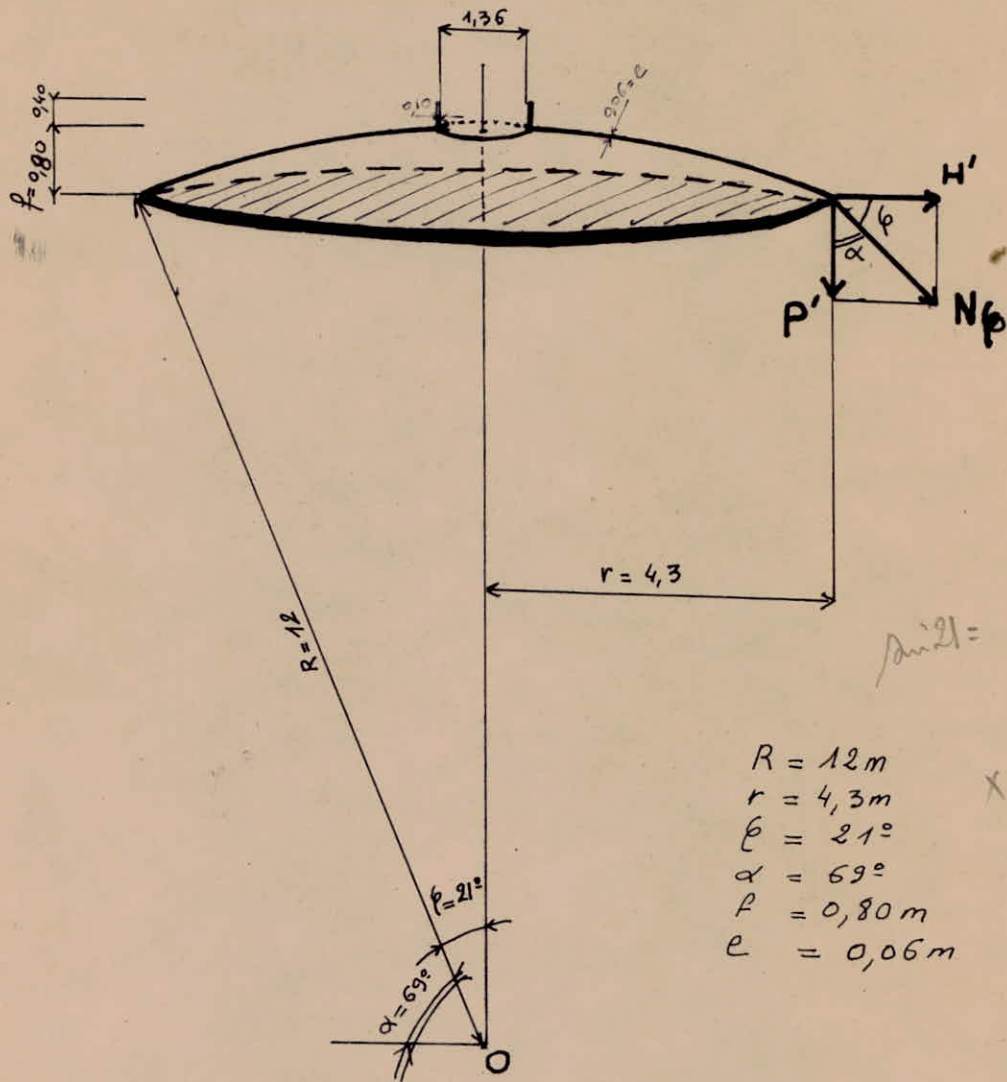
$$\text{Poids des 4 Nervures} : 4 \times 1,64 \times 2,5 = 16,35 \text{ t}$$

$$\text{Volume de la petite Nervure} : 0,25 \times 10,9 [1,2 - \frac{1,7}{2}] = 0,96 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids des 4 Nervures} : 0,96 \times 4 \times 2,5 = 9,55 \text{ t}$$

* Poids total de la Cuve

$$P = \sum P_i = 146 \text{ t}$$



Coupoles de couverture et schéma des forces qui y sont appliquées.

ETUDE DE LA COUPOLE DE COUVERTURE

A. DESCRIPTION

- coupole d'envergure 8,60 m, avec une flèche $f = 0,80$ m
 $f \ll R$ où $R =$ Rayon de Courbure
 cette coupole est du genre sur-baissée -
- épaisseur de la coupole est constante et est égale à 0,06 m.

B. CHARGE ET SURCHARGE

- Poids propre de la coupole : $2500 \times 0,06 = 150 \text{ Kg/m}^2$
 - Etanchéité 40 Kg/m^2
 - Neige 20 Kg/m^2
- le C.C.B.A 68 nous donne les combinaisons suivantes :

Sollicitations du 1^{er} genre :

$$(S_1) = G + 1,2 P + T = 190 + 0 = 190 \text{ Kg/m}^2$$

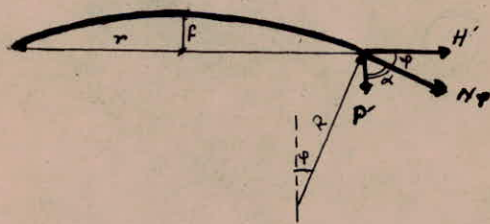
$$(S_2) = G + P + Y = 190 + 20 = 210 \text{ Kg/m}^2$$

$$\rightarrow \boxed{p = 210 \text{ Kg/m}^2}$$

C. METHODE DE CALCUL

- la coupole sera vérifiée :
 - à la compression sous l'effort N_p
 - au poinçonnement
- il y aura une détermination d'une section d'armature sous l'effort de traction $T = H' R$, pour la ceinture.

1. détermination des Efforts.



$$\begin{aligned} R &= 12 \text{ m} \\ r &= 4,3 \text{ m} \\ \varphi &= 21^\circ \\ \alpha &= 69^\circ \\ f &= 0,802 \text{ m} \\ e &= 0,06 \text{ m} \end{aligned}$$

poids de la coupole :

$$P = 2\pi R f \times p \quad \dots \text{ [Kg/m.l]}$$

et pour un mètre de pourtour [mp], nous aurons : $P' = \frac{P}{2\pi R}$

$$\text{sachant que } R^2 = (R-f)^2 + r^2 \Rightarrow R = \frac{r^2 + f^2}{2f}$$

$$\rightarrow P' = p f \cdot \frac{r^2 + f^2}{2f \cdot r}$$

$$H' = P' \operatorname{tg} \alpha \rightarrow \text{et l'effort de traction } T = H' \cdot r$$

$$N_p = \frac{P'}{\cos \alpha}$$

A.N

$$P' = 469 \text{ Kg}$$

$$H' = 1322 \text{ Kg}$$

2 Calcul de la coupole à la Compression

la coupole est soumise à l'effort de Compression N_p .
nous allons vérifier si le béton est suffisant pour reprendre l'effort.

béton dosé à 350 Kg/m^3

CPA 325

contrôle atténué

$$\rightarrow \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

la section de béton est soumise à l'effort $N_p = \frac{P'}{\cos \alpha}$
et la contrainte de compression du béton serait :

$$\sigma'_b = \frac{N_p}{100 \cdot e} = \frac{P'}{\cos \alpha \cdot 100 \cdot e} = \frac{469}{100 \cdot 6 \cdot \cos 69}$$

$\rightarrow \sigma'_b \approx 3 \text{ kg/cm}^2$ et c'est nettement inférieur à $\bar{\sigma}'_b$; donc le béton, seul, est capable de reprendre l'effort N_p ; cependant, nous adopterons un ferrailage minimum qui palliera aux effets de retrait et des efforts secondaires.

\rightarrow le ferrailage adopté est un quadrillage de 20×20 .
on prendra 6TB par mètre linéaire dans les 2 sens.

3 Vérification de la Coupole au Poinçonnement

on vérifiera la coupole au poinçonnement causé par une charge de 150 kg répartie sur une surface de $40 \times 40 \text{ cm}$.
Pour cela, le C.C.B.A nous recommande :

$$1,5 \frac{P}{P_c \times h_t} \ll \bar{\sigma}_b \quad \text{où on a respectivement :}$$

P = charge de 150 kg .

P_c = Périmètre, dans le plan moyen de la coupole, de la diffusion

$$\rightarrow P_c = 4 (h_t + 40) = 184 \text{ cm.}$$

h_t = épaisseur de la coupole = 6 cm .

$$\rightarrow 1,5 \cdot \frac{150}{186 \times 6} \approx 0,2 \ll \bar{\sigma}_b = \text{contrainte de traction de référence du béton majorée.}$$

4 Calcul de l'armature de la ceinture

nous avons un effort de traction $T = H' \cdot r$ qui doit être repris par une armature. donc, on est en présence d'une section béton soumise à la traction, alors :

INB: voir aussi comment on a choisi le ceds ou étrécs.

a/ section d'Acier nécessaire: (BASP. XII) à voir

nous utiliserons un acier haute adhérence de diamètre inférieur à 20mm \rightarrow son $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cependant, comme c'est destiné à la construction d'un élément de réservoir d'eau, il est conseillé de prendre $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$,
prendre $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

alors, on a $T = H'r = p' \cdot \text{tg } 69^\circ \cdot r = 5254 \text{ Kg}$

On aura, une section d'Acier $A_0 = \frac{5254}{2400} = 2,19 \text{ cm}^2$

qu'il nous faudra majorer, pour éviter la traction supplémentaire provoquée par la paroi du réservoir donc A_0 doit être majorée de 25%

$$A_{0m} = 1,25 \times 2,19 = 2,74 \text{ cm}^2$$

b/ Section béton.

nous adopterons, pour la ceinture, une section béton triangulaire de 30cm de côté.

la hauteur de la corniche au-dessus de la ceinture est, à peu près de 70 cm, ayant une épaisseur de 12 cm, et cette partie doit être comptée dans la section.

$$B = 70 \times 12 + 30 \cos 30 \times 15 \approx 1230 \text{ cm}^2.$$

et on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b = \frac{T}{B + n A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{5254}{1230 + 15 \times 2,74} = 4,13 < \bar{\sigma}_b.$$

la condition est vérifiée.

c/ condition de fragilité.

pour vérifier cette condition, on doit avoir :

$$\omega_f = \frac{A}{B} > \frac{3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A > \frac{3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \times B$$

$$\rightarrow A > \frac{3 \times 5,8 \times 1230}{4200}$$

$$\rightarrow A > 5,09 \text{ cm}^2$$

nous prendrons comme armature,

$$A = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2.$$

d / Condition de fissuration BA58 p. 89.

$$\sigma_a = \frac{T}{A}$$

et $\sigma_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

avec $\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{w_f}{1+10w_f}$

et $\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{k \eta \sigma_b}{\phi} \right)^{1/2}$

nous avons donc :

$$\sigma_a = \frac{5254}{6,03} = 872$$

$$\sigma_1 = 0,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{16} \cdot \frac{0,004}{1+0,04} = 192,3 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \left(\frac{0,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{16} \right)^{1/2} = 1251 \text{ bars}$$

et $\sigma_2 > \sigma_a \rightarrow$ donc c'est vérifié -

D. OUVERTURE DANS LE COUPOLE

nous avons une ouverture dans la coupole supérieure qui a les dimensions suivantes :

diamètre d'ouverture $\phi = 1,30 \text{ m}$

épaisseur $e = 0,10 \text{ m}$

hauteur $h = 0,40 \text{ m}$

cette ouverture est soumise à la compression, mais le béton passe largement à la compression, cependant nous adopterons un ferrailage de principe qui consistera à relever le ferrailage de la coupole.

E. Armature transversale de la ceinture :

On prendra des cadres et étriers T8, tous les 30 cm.

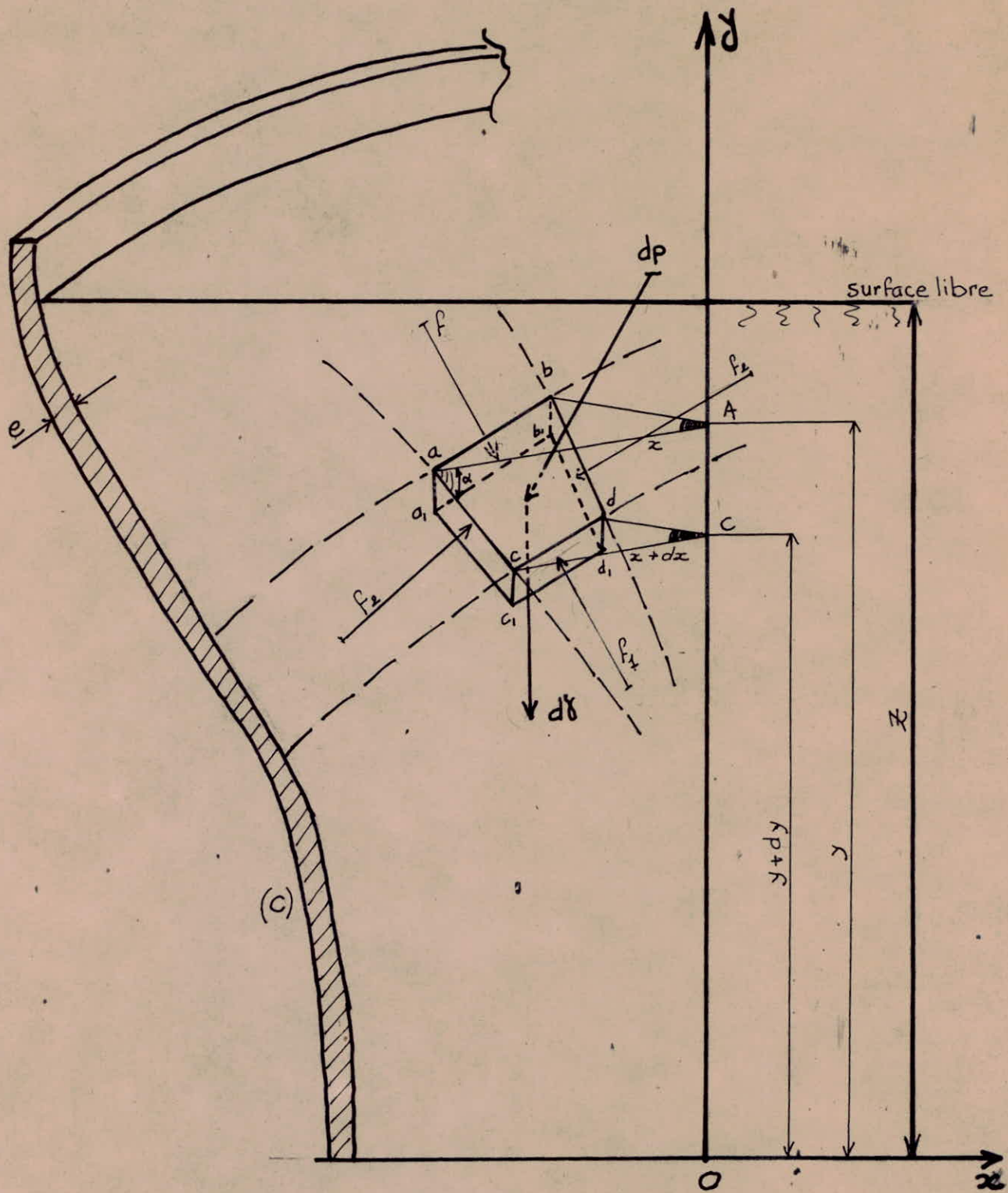


fig A-1 : Schéma des forces s'appliquant au petit élément de volume $(aa_1bb_1cc_1dd_1)$..

- Calcul de La Paroi Conique -

Ce calcul sera fait à l'aide de la théorie des MEMBRANES, exposée par J. Courbon.

Nous exposerons brièvement la méthode générale, que nous appliquerons ensuite à notre cas, c'est-à-dire, le cas du tronc de cône.

A) Méthode générale :

Soit un petit élément de volume (aa, bb, cc, dd_1) , infiniment petit.

Cet élément est soumis à un système de forces, que nous allons inventorier.

Notations :

\bar{w} = densité de l'eau.

δ = densité du voile. (ici c'est la densité du béton armé).

x = rayon de révolution ($e \ll x$)

e = épaisseur du voile ($e = 12 \text{ cm}$).

1°) forces extérieures :

+ Poids propre : $(d\delta)$

$$d\delta = \delta \cdot e \cdot x \frac{dx}{\cos \alpha} \cdot d\lambda$$

+ Poids du liquide : (dp)

$$dp = \bar{w} (z-y) \cdot x \frac{dx}{\cos \alpha} \cdot d\lambda$$

2°) forces intérieures :

Elles proviennent du fait, que le petit élément a été isolé du reste du voile.

+ Face oba, b_1 : $P = F \cdot e \cdot x \cdot d\lambda$

avec F = pression par unité de Surface.

+ Face cdc, d_1 : $F_1 = (F + dF) \cdot e \cdot (x + dx) \cdot d\lambda$

et en éliminant les infiniments petits, on trouve :

$$F_1 = (F \cdot x + x \cdot dF + F \cdot dx) \cdot e \cdot d\lambda$$

+ face aca_1c_1 : $f_z = \rho \cdot \frac{e \cdot dx}{\cos \alpha}$
 avec $\rho =$ pression par unité de Surface.

+ face bdb_1d_1 : $f_z = \rho \cdot \frac{e \cdot dx}{\cos \alpha}$
 Même chose que précédemment.

3°) Conditions d'équilibre :

Nous avons deux (2) conditions d'équilibre :

$$\sum \text{Moments} = 0$$

$$\sum \text{projections} = 0$$

En éliminant les infiniments petits, tous les efforts internes et externes sont concourants, donc la seconde égalité est réalisée.

Et pour la première équation, elle nous fournit les équations suivantes :

$$\sum \text{projections par rapport } OX = 0$$

$$\sum \text{projections par rapport } OY = 0$$

Nous allons traduire analytiquement ces deux équations :

4°) Projections sur l'axe OY :

$$\text{Projection } d\delta = -d\delta$$

$$\text{Projection } dp = -dp \cdot \cos \alpha$$

$$\text{" } f = -F \cdot e \cdot x \cdot d\lambda \cdot \sin \alpha$$

$$\text{" } f_1 = f_1 \cdot \sin(\alpha + d\alpha)$$

$$\text{" } f_2 = 0$$

$$\sum \text{projections } \uparrow OY = 0 \implies$$

$$e \cdot d(F \cdot x \cdot \sin \alpha) = \delta \cdot e \cdot x \cdot \frac{dx}{\cos \alpha} + \bar{w} \cdot x \cdot (z-y) \cdot dx$$

Cas particulier:

- * C'est le cas où $x = x_0$ (càd à la surface libre du liquide)
- * Soit P la charge verticale en haut du voile (dans notre cas P est due aux Poids propres de la coupole supérieure, de la ceinture ...)

Après calcul, nous trouvons :

$$F_x = \frac{P \cdot x_0}{e \cdot x \cdot \sin \alpha} + \frac{1}{e \cdot x \cdot \sin \alpha} \left[\int_{x_0}^x d\delta + \int_{x_0}^x \cos \alpha \cdot dp \right]$$

Cette équation nous donne la contrainte dans le sens des génératrices du voile.

5° Projections sur l'axe OX :

$$\text{Projection de } d\delta = 0$$

$$\text{" } dp = -dp \cdot \sin \alpha$$

$$\text{" } P = P \cdot \cos \alpha$$

$$\text{" } f_1 = f_1 \cdot \cos(\alpha + d\alpha)$$

$$\text{" } f_2 = -f_2 \cdot d\lambda$$

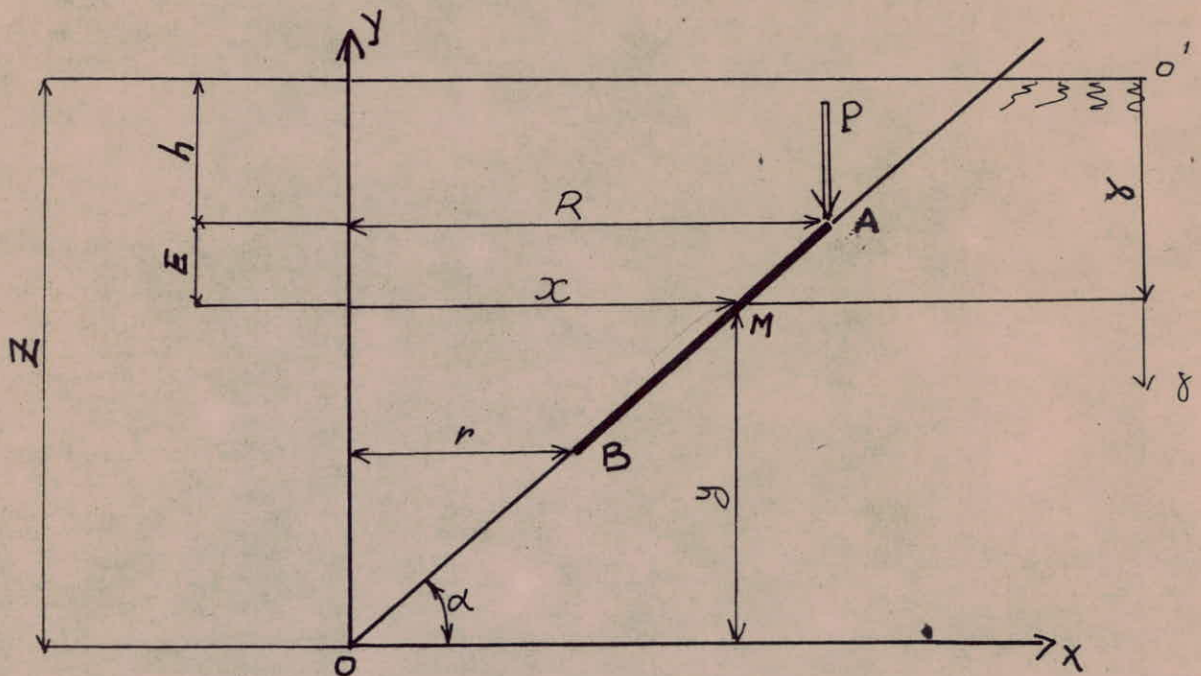
$$\sum \text{projections } \gamma_{OX} = 0 \quad \Rightarrow$$

$$e \cdot Q = -\bar{w} (z - y) x \cdot \sin \alpha + \cos \alpha \left[\left(\int_{\alpha}^{\alpha_1} A \cdot d\alpha \right) \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right) - \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \cdot A \right]$$

$$\text{avec } A = e \cdot \frac{d}{dx} (F \cdot x \cdot \sin \alpha)$$

Nous avons ici la force qui s'exerce suivant les parallèles du voile (par mètre linéaire).

B) Application à la paroi tronconique :



Soit un point $M(x, y)$ quelconque du tronc de cône :
on a :

$$y = x \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

1°) Calcul de la contrainte F :

Elle s'exerce dans le sens des génératrices du cône, c'est une contrainte inclinée, elle sert à vérifier le béton à la compression.

$$\begin{aligned} e \cdot F \cdot x \cdot \sin \alpha &= \int_x^R \delta \cdot e \cdot x \cdot \frac{dx}{\cos \alpha} + \int_x^R \bar{w} (z - y) x \cdot dx \\ &= \frac{\delta \cdot e}{\cos \alpha} \left(\frac{R^2}{2} - \frac{x^2}{2} \right) + \bar{w} \cdot \frac{z}{2} (R^2 - x^2) - \int_x^R x \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot x \cdot dx \\ &= \left(\frac{\delta \cdot e}{\cos \alpha} + \bar{w} z \right) \left(\frac{R^2}{2} - \frac{x^2}{2} \right) - \bar{w} \operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{R^3 - x^3}{3} + K \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} x = R &\Rightarrow e \cdot F \cdot \sin \alpha \cdot R = K \\ \text{ou } e \cdot F &= \frac{P}{\sin \alpha} \end{aligned} \right\} \Rightarrow K = P \cdot R$$

et on trouve finalement :

$$F = \frac{1}{e \cdot x \cdot \sin \alpha} \cdot \left[\left(\frac{\delta \cdot e}{\cos \alpha} + \bar{w} \cdot z \right) \cdot \frac{R^2 - x^2}{2} - \bar{w} \operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{R^3 - x^3}{3} + P \cdot R \right]$$

2° Calcul de la contrainte ϕ :

Elle s'exerce dans le sens des parallèles du tronc de cône.
C'est une contrainte de traction, elle sert à calculer les cerces de traction et à vérifier l'épaisseur du tronc de cône en un point donné.

$$e \cdot \phi = -\bar{w} \cdot (z-y) \cdot x \cdot \sin \alpha + \cos \alpha \left[\left(\int A dx \right) \cdot \frac{d \cdot \cos \alpha}{dx \sin \alpha} - A \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right]$$

$$\text{ici } \alpha = \text{constante} \Rightarrow \frac{d}{dx} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right) = 0$$

$$\text{On pose } \delta = z - y$$

on obtient :

$$\phi = \frac{x}{e \cdot \sin \alpha} \cdot (\bar{w} \cdot \delta + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha)$$

- Valeurs caractéristiques :
- + en A $\Rightarrow x = R \Rightarrow \phi \cdot e_A = \frac{R}{\sin \alpha} \cdot [\bar{w} (z - R \cdot \text{tg} \alpha) + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha]$
 - + en B $\Rightarrow x = r \Rightarrow \phi \cdot e_B = \frac{r}{\sin \alpha} \cdot [\bar{w} (z - r \cdot \text{tg} \alpha) + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha]$
 - + traction maximum : $(\phi \cdot e)_{\max} = \frac{z \cdot \cos \alpha}{2 \cdot \sin^2 \alpha} \cdot \left(\bar{w} \cdot \frac{z}{2} + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha \right)$

3° Calcul des cerces :

Pour une hauteur de 1m, nous avons une traction de :

$$T = \phi \cdot e = \frac{x}{\sin \alpha} (\bar{w} \cdot \delta + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha) \quad \text{kg/ml}$$

$$\Rightarrow A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calcul des espacements des cerces :

Si d est l'espacement des cerces de diamètre ϕ ; chaque barre reçoit une traction de :

$$\frac{x \cdot d}{\sin \alpha} \cdot (\bar{w} \cdot \delta + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha) \quad (1)$$

et chaque barre peut supporter : $\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_a \quad (2)$

$$(1) = (2) \Rightarrow d = \frac{\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_a}{\frac{x}{\sin \alpha} \cdot (\bar{w} \cdot \delta + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha)}$$

Vérification de l'épaisseur du béton :

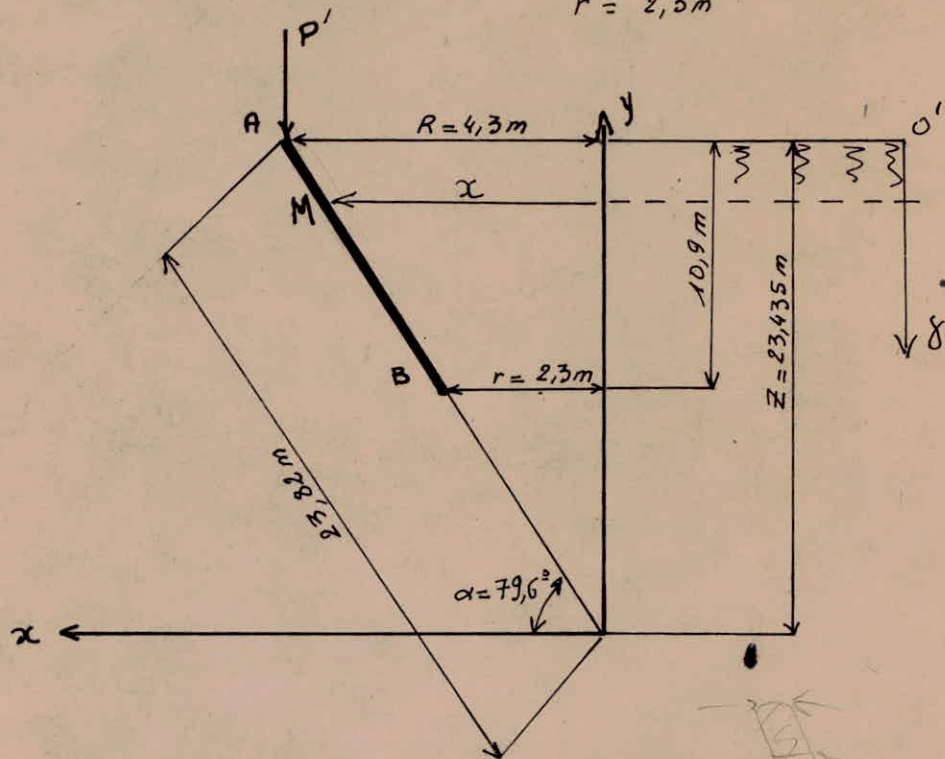
on doit avoir : $e \geq T \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_b} - \frac{\pi}{\bar{\sigma}_a} \right)$ avec $T = \frac{x}{\sin \alpha} (\bar{w} \cdot \delta + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha)$

4° Application numérique :

Données numériques :

$$R = 4,3 \text{ m}$$

$$r = 2,3 \text{ m}$$



Nous avons $P' = 469 \text{ kg/ml}$

(calculé dans le chapitre concernant la coupole de Couverture)

$$\bar{\sigma}_s = 20 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ bars} \quad (\text{Acier H.A.})$$

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

$$\bar{\omega} = 1,0 \text{ t/m}^3$$

4.1. Vérification de l'épaisseur de béton:

Nous avons choisi une épaisseur de 12 cm ; et nous allons voir si celle-ci passe.

Nous allons faire cette vérification à la base du cône (càd en B), car c'est là que s'exerce la plus forte traction.

$$\text{en B on a : } x_B = 2,30 \text{ m}$$

$$\delta_g = 10,9 \text{ m.}$$

$n=15$

$$\text{ona : } e_B = \frac{\frac{x_B \cdot \bar{w} \cdot x_B}{\sin \alpha} \cdot \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_b} - \frac{\eta}{\bar{\sigma}_a} \right)}{1 - \delta \cdot \frac{1}{\text{tg} \alpha} \cdot x_B \cdot \left(\frac{1}{\bar{\sigma}_b} - \frac{\eta}{\bar{\sigma}_a} \right)}$$

$$\text{le calcul nous donne : } e_B \approx 11 \text{ cm} < 12 \text{ cm.}$$

4.2. Vérification du béton à la compression:

Elle se fera toujours au point B, où on a la plus forte compression :

L'Effort de compression en B est :

$$(F.e) = \frac{1}{x_B \cdot \sin \alpha} \left[\left(\frac{\delta \cdot e}{\cos \alpha} + \bar{w} \cdot z \right) \frac{R^2 - x^2}{2} - \bar{w} \text{tg} \alpha \cdot \frac{R^3 - x^3}{3} + P \cdot R \right]$$

le calcul nous donne :

$$F.e = 13330 \text{ kg}$$

$$\text{Contrainte de compression est } \bar{\sigma}'_b = \frac{F.e}{100 \times e} = \frac{13330}{1200} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

et $\bar{\sigma}'_b < \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{2}$. (On adopte comme limite de contrainte de compression $\frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{2}$, pour tenir compte des efforts secondaires tels que les moments de flexion au voisinage des goussets).

4.3. Calcul des Cerces et de leur espacements :

Nous prendrons des **T16** et soit d (en cm) leurs espacements

$$\text{effort de traction : } T = \xi \cdot e = \frac{x}{\sin \alpha} \cdot (\bar{\omega} \cdot \delta + \delta \cdot e \cdot \cos \alpha)$$

$$\text{Section d'acier : } A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\text{Espacements : } d = \frac{\frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_a}{\frac{x}{\sin \alpha} (\bar{\omega} \cdot \delta + \delta \cdot e \cdot \sin \alpha)}$$

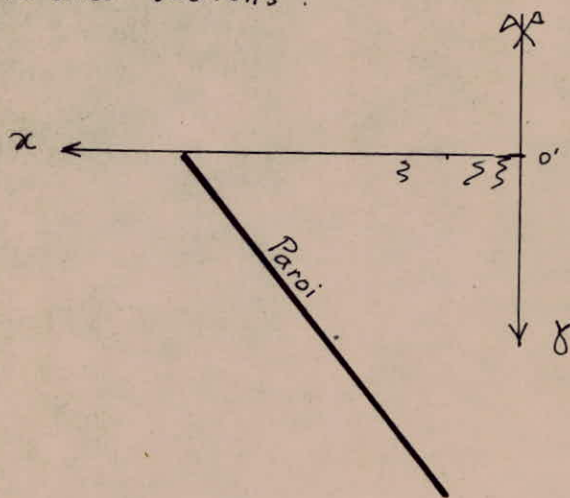
En remplaçant par les données numériques :

$$T = 1,02 \cdot x (8 \cdot 10^3 + 54) \quad \text{en kg}$$

$$A = \frac{T}{2400} \quad \text{en cm}^2$$

$$d = \frac{4825}{T} \quad \text{en cm.}$$

Voir sur le Tableau de la page suivante, les résultats des différentes sections.



4.4. Aciers suivant les génératrices du cône :

Dans le sens des génératrices, l'effort est de compression et le béton y résiste seul.

Nous prendrons donc des armatures de principe :

des **T10**

avec un espacement de **12 cm** à la base donc de **22 cm** au sommet

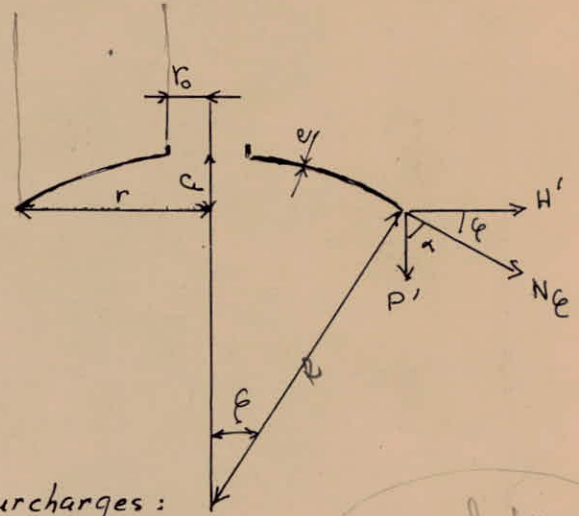
δ [m]	x [m]	T [kg/m]	A [cm ²] calculée	d [cm] calculé	A ϕ \bar{T}_a choisi	d [cm] choisi
0	4,300	240	0,10	—	1 T16	30
0,9	4,135	4024	1,68	120	3 T16	30
1,9	3,951	7875	3,28	61	3 T16	30
2,9	3,768	11354	4,73	42	3 T16	30
3,9	3,584	14455	6,02	33	4 T16	25
4,9	3,401	17186	7,16	28	4 T16	25
5,9	3,217	19538	8,14	25	5 T16	20
6,9	3,034	21521	8,97	22	5 T16	20
7,9	2,850	23123	9,63	21	6 T16	20
8,9	2,667	24358	10,15	20	7 T16	15
9,9	2,483	25210	10,50	19	7 T16	15
10,9	2,300	25700	10,71	19	7 T16	15

- Coupole de fond -

la méthode de calcul est la même que pour la coupole de Couverture.

Données numériques:

$$\begin{aligned} f &= 0,95 \text{ m} \\ R &= 3,25 \text{ m} \\ r &= 2,3 \text{ m} \\ r_0 &= 0,68 \text{ m} \\ e &= 0,15 \text{ m} \\ \epsilon &= 45^\circ \\ \alpha &= \frac{\pi}{2} - \epsilon = 45^\circ \end{aligned}$$



Estimation des charges et surcharges:

* Surface de la coupole:

$$\begin{aligned} S &= 2\pi Rf = 2\pi \cdot 3,25 \cdot 0,95 = 19,40 \text{ m}^2 \\ \text{cheminée: } S_c &= \pi \cdot r_0^2 = \pi \cdot (0,68)^2 = 1,45 \text{ m}^2 \\ \Rightarrow S_t &= S - S_c = 17,95 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

* charges et surcharges:

- Poids propre: $(2,5 \times 0,15) \cdot 17,95 = 6,73 \text{ t}$
- enduit: $(0,04 \times 17,95) = 0,72 \text{ t}$
- eau pondérée: $\pi \cdot 10,4 \cdot [(2,3)^2 - (0,68)^2] \cdot 1,2 = 200 \text{ t}$
- Poids de la cheminée: $\frac{\pi}{4} \cdot (1,60^2 - 1,36^2) \cdot 9,78 \cdot 2,5 = 13,64 \text{ t}$

Total: $P = 221 \text{ t}$

Calcul des différentes forces:

$$P' = \frac{P}{2\pi r} = \frac{221}{2 \cdot \pi \cdot 2,3} = 15,29 \text{ t/ml}$$

$$H' = P' \cdot \tan \epsilon = 15,29 \text{ t/ml}$$

$$N_e = P' \cdot \cos \epsilon = 15,29 \cdot \cos 45^\circ = 21,62 \text{ t}$$

Ferraillage :

Verification du beton :

force de compression $N_e = 21,62 \text{ t}$

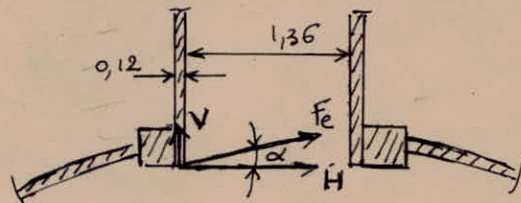
$$\sigma'_b = \frac{N_e}{b \times e} = \frac{21,62 \cdot 10^3}{100 \times 15} = 14,5 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_{bo}$$

Nous adopterons un ferraillage de principe :

Cercles et méridiennes de T10.
Espacements de 25 x 25 à la section médiane.

Ouverture de la coupole :

On mettra une ceinture de 20 x 20 cm qui travaillera en compression.



$$\alpha = 12^\circ$$

(V) est la réaction due à la charge verticale P (poids propre de la cheminée par mètre de pourtour).

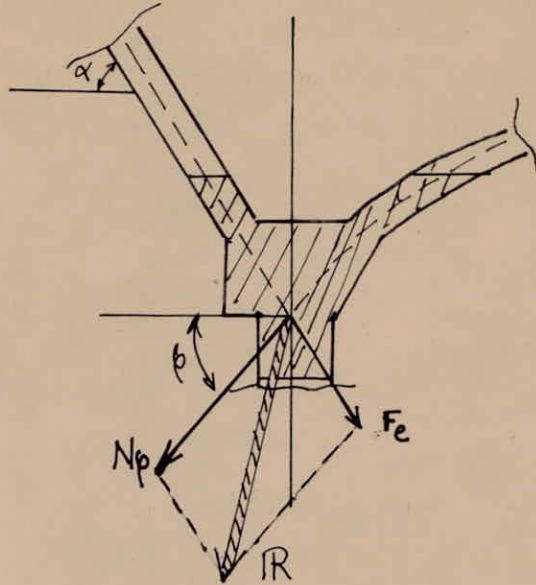
$$P = \frac{\pi}{4} (1,60^2 - 1,36^2) \times 2,5 \times 9,25 \times \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot 0,68} = 2,08 \text{ t/m}$$

$$H = \frac{P}{\text{tg} \alpha} = \frac{2,08}{\text{tg} 12^\circ} = 9,79 \text{ t/m}$$

$$\text{Compression : } T' = H \cdot r_0 = 9,79 \times 0,68 = 6,65 \text{ t}$$

$$\text{Caux de Compression : } \sigma'_b = \frac{6,65 \cdot 10^3}{20 \times 20} = 17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{bo}$$

Ceinture de fond



$$\alpha = 79,6^\circ$$

$$\phi = 45^\circ$$

Il ya deux forces qui agissent sur la ceinture de fond
 N_ϕ et F_e .

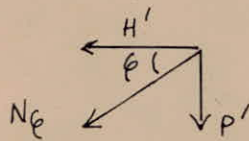
N_ϕ c'est l'effort de retombée de la coupole de fond.

F_e c'est l'effort incliné du tronc de cône.

Ces deux forces se composent suivant TR que l'on décompose en un effort horizontal H à équilibrer par la ceinture et un effort vertical V qui sollicite la tour de support, en compression.

1. Calcul de la composante horizontale H :

1-a) Calcul de la composante horizontale de N_ϕ :



On se réfère aux calculs relatifs à la Coupole de fond ; on a :

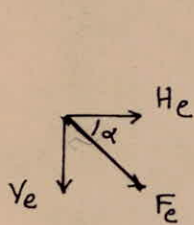
$$\cos \phi = \frac{H'}{N_\phi} \Rightarrow H' = N_\phi \cdot \cos \phi$$

$$H' = 21,62 \times \cos 45^\circ$$

$$H' = 15,30 \text{ tonnes.}$$

H' exerce une traction sur la ceinture.

1-b) Calcul de la composante horizontale de F_e :



$$\text{on a : } \cos \alpha = \frac{H_e}{F_e}$$

$$\Rightarrow H_e = F_e \cdot \cos \alpha = F_e \cdot \cos 79,5^\circ$$

$$\Rightarrow H_e = 2,40 \text{ tonnes.}$$

(F_e a été calculée, dans le paragraphe relatif à la paroi tronconique - sa valeur est de 13,3 tonnes).

Donc il s'exerce sur la ceinture, une force horizontale de

$$H = H' - H_e$$

$$\Rightarrow \boxed{H = 12,90 \text{ tonnes}}$$

2. Ferraillage de la ceinture :

On a une traction de :

$$T = H \times r = 12,90 \times 2,3 = 29,67 \text{ t}$$

$$A = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{29,67 \cdot 10^3}{2400} = 12,36 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{7T16} \Rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2$$

3. Calcul de la section de béton :

on doit avoir :

$$B \gg \frac{T - n \cdot A \cdot \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}$$

$$B \gg \frac{29,67 \cdot 10^3 - 15 \times 14,07 \times 22}{22}$$

$$\Rightarrow B \gg 1140 \text{ cm}^2$$

CHEMINÉE INTERIEURE: ✓

Hauteur de la cheminée : 9,25 m.

Épaisseur " : 0,12 m.

rayon " : 0,68 m.

Elle est soumise à la pression de l'eau qui nous donne des contraintes de compression atteignant leur maximum à la base.

Pression pondérée maximale de l'eau : $P = h \times \gamma \times 1,2$
 $P = 9,25 \times 10^3 \times 1,2$
 $P = 11\,736 \text{ kg}$

Effort dans une bande de 1m à la base : $N' = 11\,736 \times 0,68$
 $N' = 7\,981 \text{ kg}$

Contrainte de Compression maximale : $\sigma'_b = \frac{7\,981}{100 \times 12} = 6,65 \text{ kg/cm}^2$
 $\Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$

On prendra un ferrailage de principe : 5T8 / m l
(Quadrillage de 20 x 20 cm).

ETUDE AU VENT

La pression s'exerçant sur l'ouvrage sera donnée par un diagramme.

la pression de Trainée, en chaque point, est donnée par la formule suivante.

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot P$$

détermination des Coefficients

- Coefficient β : c'est un coefficient de majoration. il est donné par la formule suivante :

$$\beta = 1 + \zeta \xi \quad \text{où}$$

ζ = coef de pulsation : il est donné en fonction de la hauteur H au dessus du Sol. on le repère sur la fig RIII-4, P83, N.V. 65.

ξ = coef de Réponse : il est donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation. Ce coefficient est repérable sur la fig RIII-3, P83, N.V. 65.

- Coefficient δ : c'est un coefficient de réduction donné par le diagramme de la fig RIII-9, P. 129, N.V. 65.

Ce coef. est fonction de la plus grande dimension offerte au vent

$$\rightarrow \delta = 0,78$$

- Coefficient P : c'est la pression de base qui s'exerce à une hauteur H . P est donné par la relation suivante :

$$\frac{P}{q_{10}} = 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60} \quad \text{où } q_{10} = \text{pression de base à } 10\text{m de hauteur.}$$

- Coefficient C_t : c'est le coefficient de traînée. il est donné par :

$$C_t = \gamma_0 C_{t_0} \quad \text{où}$$

C_{t_0} dépend de la forme de l'ouvrage. dans notre cas, forme circulaire avec nervures, c'est la catégorie IV $\rightarrow C_{t_0} = 0,75$

γ_0 dépend du rapport des dimensions λ . il est lu sur la fig RIII.10, P.145, N.V.65.

tour : hauteur = 25 m
diamètre = 4,6 $\rightarrow \lambda = \frac{h}{D} = 5,43 \rightarrow \gamma_0 = 1,18$

cuve : hauteur = 12 m.
diamètre = 8,6 m $\rightarrow \lambda = \frac{12}{8,6} = 1,39 \rightarrow \gamma_0 = 0,9$

tableau des valeurs.

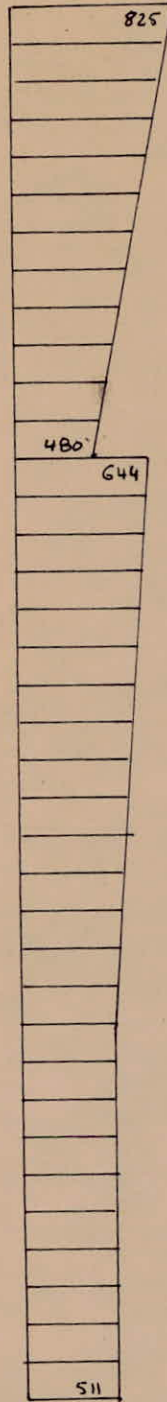
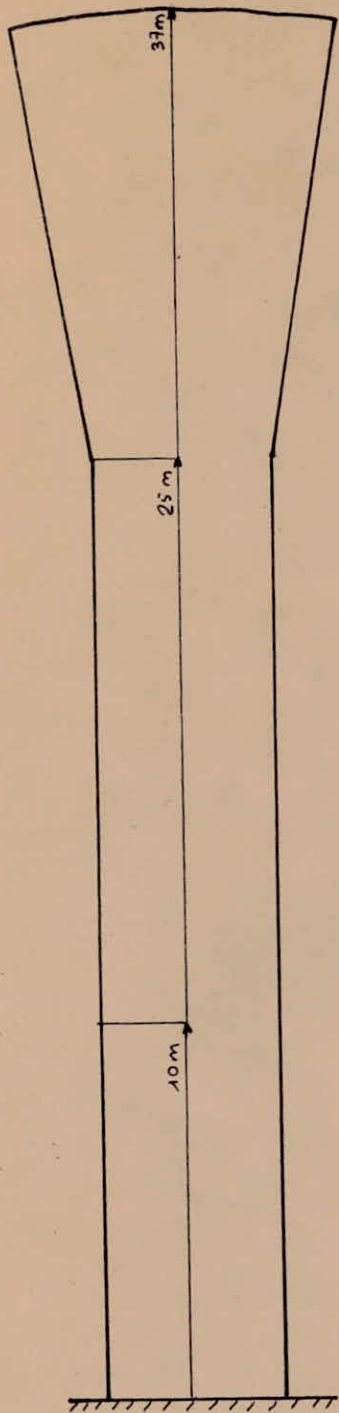
	H	C_{t_0}	γ_0	C_t	ζ	ξ	β	δ	K_s	P norm	P extr.
Tour	0									74	129,5
	25	0,75	1,18	0,89	0,36	1,8	1,65	0,78	1	93,6	163,8
Cuve	25									93,6	163,8
	37	0,75	0,9	0,68	0,34	1,8	1,61	0,78	1	105	183,75

où K_s signifie coefficient de site.

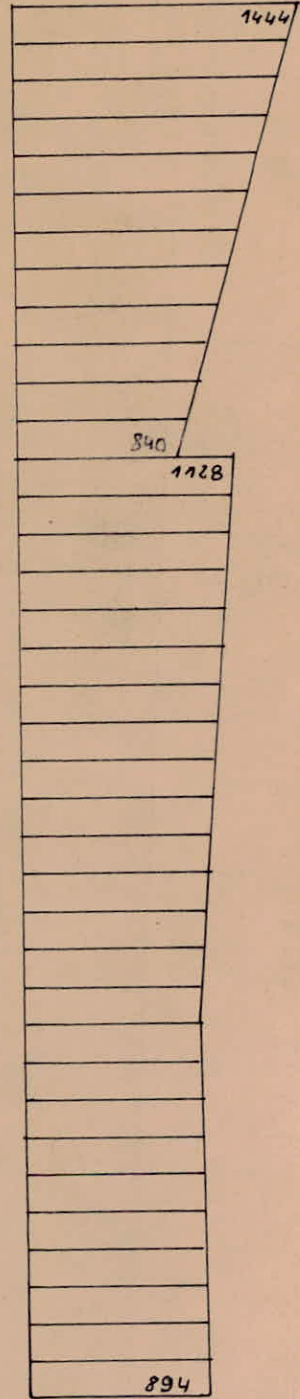
tableau de la Pression et Force exercées sur l'ouvrage

		Cond. Normales		Cond. extrêmes	
		H	T	T	F/m.l.
			F/m.p	F/m.p	
TOUR	0	85 kg/m ²	511 kg/m.p	149 kg/m ²	894 kg/m.p
	25	107 kg/m ²	644 -	188 -	1128 -
CUVE	25	80 kg/m ²	480 -	140 -	840 -
	37	90 kg/m ²	825 -	157 -	1444 -

diagramme des efforts.



conditions normales



conditions extrêmes

ETUDE AU SEISME

Le seisme provoque un système de forces (force horizontale S_H et force verticale S_V) qui agissent sur l'ouvrage nous avons :

$$S_H = \sigma_x W$$

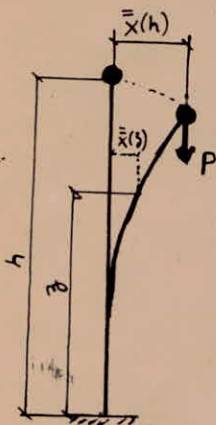
$$S_V = \pm \sigma_x W$$

où $W = \Sigma$ charges et surcharges.
et $\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$

A. DEFINITION DES DIFFERENTS COEFFICIENTS

- Coefficient d'intensité α : il dépend de l'intensité des secousses sismiques (i_N) dans la région concernée
- Coefficient de réponse β : il dépend de la période du mode fondamental de vibration de l'ouvrage (T) dans la direction étudiée.
il dépend aussi du degré d'amortissement de l'ouvrage et accessoirement de la nature du sol de fondation.
- Coefficient de distribution γ : il dépend de la structure de l'ouvrage. Sa valeur est définie par l'équation :

$$\gamma(h) = \frac{\Sigma P(h) \bar{x}(h) + \int_0^h q(z) \bar{x}(z) dz}{\Sigma P(h) \bar{x}^2(h) + \int_0^h q(z) \bar{x}^2(z) dz} \cdot \bar{x}(h)$$



- $M(h)$ = masse concentrée à la cote h
- $\bar{x}(h)$ = amplitude de la déformation à la cote h
- $q(z)$ = masse répartie suivant la hauteur
- $\bar{x}(z)$ = équation de la déformée de la ligne moyenne sous l'influence de P et q .

- Coefficient de Fondation δ : il dépend de la nature de la fondation, de l'ouvrage et de la nature du sol sur lequel repose celle-ci

B. CALCUL DES COEFFICIENTS

- Coefficient d'Intensité α :
Region d'implantation : Sidi-Moussa (Wilaya de BLIDA)
 $i_N = 8 \rightarrow \alpha = 1$.
- Coefficient de Fondation δ :
nous avons un radier général reposant sur un sol assez meuble $\rightarrow \delta = 1,10$

- Coefficient de reponse β .

nous avons un sol assez meuble donc un amortissement assez moyen :

$$\rightarrow \beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } 0,065 \leq \beta \leq 0,110$$

détermination de la période d'oscillation T

Exposé de la méthode de calcul :

Elle se base sur le fait que l'énergie potentielle maximum est égale à l'énergie cinétique maximum \rightarrow

$$W_p \text{ max} = W_c \text{ max}$$

on a :

$$W_p = \frac{1}{2} \int_0^h q(z) \bar{x}(z) dz + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n P_j \bar{x}_j$$

$$W_c = \frac{1}{2} \omega^2 \frac{1}{g} \left[\int_0^h q(z) \bar{x}^2(z) dz + \sum_{j=1}^n P_j \bar{x}_j^2 \right]$$

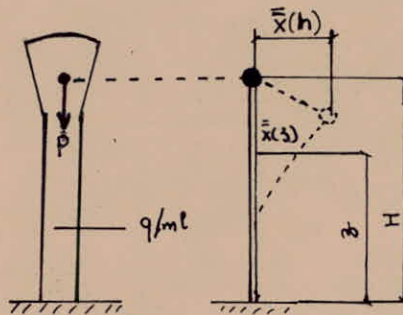
avec :

$q(z)$ = charge répartie suivant la hauteur. Dans notre cas, c'est la charge par mètre de hauteur de la tour de support.

$$\text{Et } q(z) = q = c \cdot z$$

P = charge totale du réservoir supérieur

\bar{x}_j = déplacement horizontal du C.D.G. du réservoir supérieur.



Calcul de W_p

Nous avons une charge concentrée P et une charge répartie $q(H)$ constante sur toute la hauteur

$$W_p = \frac{1}{2} q \int_0^h \bar{x}(z) dz + \frac{1}{2} P \bar{x}(h)$$

avec $\bar{x}(z) = \bar{x}_p(z) + \bar{x}_q(z)$ où on a $\bar{x}_p(z)$ et $\bar{x}_q(z)$ qui sont les équations des déformées respectivement sous l'effet de P et q

- Console encastree soumise à une charge concentrée à son extrémité libre

$$\rightarrow \bar{x}_p(z) = \frac{P}{6EI} (-z^3 + 3z^2 H)$$

- Console encastree soumise à une charge répartie

$$\rightarrow \bar{x}_q(z) = \frac{q}{24EI} (z^4 - 4z^3 H + 6z^2 H^2)$$

comme $\bar{x}(z) = \bar{x}_p(z) + \bar{x}_q(z) = \frac{PH^3}{24EI} (3 \frac{qH}{P} + 8)$

Une fois que tous les calculs sont faits, on aura :

$$W_p = \frac{1}{2} \left(\frac{P^2 H^3}{24EI} \right) (1,2A^2 + 6A + 8) \quad \text{où } A = \frac{qH}{P}$$

Calcul de W_c

$$W_c = \frac{1}{2} \omega^2 g \left[\int_0^H q(z) \bar{x}^2(z) dz + \sum_{j=1}^n P_j \bar{x}_j^2 \right]$$

$$W_c = \frac{1}{2} \omega^2 g \left[q \int_0^H \bar{x}^2(z) dz + P \bar{x}^2(h) \right]$$

une fois que tous les calculs sont opérés ; on trouve :

$$W_c = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \frac{P^3 H^6}{(24EI)^2} [2,31 A^3 + 20,8 A^2 + 63,09 A + 64]$$

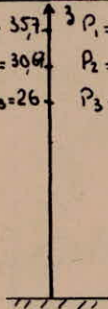
et de la relation d'égalité entre les 2 énergies $W_c = W_p$ on aura :

$$\omega^2 = g \frac{24EI}{PH^3} \frac{1,2A^2 + 6A + 8}{2,31A^3 + 20,8A^2 + 63,09A + 64}$$

Application Numérique

$H_1 = 35,7$
 $H_2 = 30,9$
 $H_3 = 26$

$P_1 = 13t$
 $P_2 = 425t$
 $P_3 = 11t$



Il y a 2 cas à envisager : Reservoir plein et Reservoir vide.

où P_1 et P_3 désignent respectivement le poids de la coupole supérieure et inférieure et quand à P_2 , il désigne le poids de la cuve

→ dans les 2 cas à envisager, on trouve $H = 30,7m$

$$E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

q : charge répartie du support. on assimile les nervures à une épaisseur cylindrique de 2cm + épaisseur du voile.

$$q = \frac{\pi}{4} (4,88^2 - 4,6^2) \cdot 2,5 = 5,21 \text{ T/m} \cdot \rho$$

$$I = \frac{\pi}{64} (4,88^4 - 4,6^4) = 5,86 \text{ m}^4$$

Reservoir vide $\rightarrow P = 146 \text{ t} \rightarrow A = 1,1 \rightarrow \omega = 10,57$
 $\Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,593 \text{ s} \Rightarrow \beta = 0,100$

Reservoir plein $\rightarrow P = 467 \text{ t} \rightarrow A = 0,34 \rightarrow \omega = 6,4$
 $\Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,98 \text{ s} \Rightarrow \beta = 0,084$

- Coefficient de distribution γ

$$\gamma(h) = \bar{x}(h) \cdot \frac{\sum P(h) \bar{x}(h) + \int_0^h q(z) \bar{x}(z) dz}{\sum P(h) \bar{x}^2(h) + \int_0^h q(z) \bar{x}^2(z) dz} = \frac{P \bar{x}(h) + q \int_0^h \bar{x}(z) dz}{P \bar{x}^2(h) + q \int_0^h \bar{x}^2(z) dz} \bar{x}(h)$$

Tous les paramètres ayant déjà été définis, et une fois que tous les calculs seraient faits, on trouve :

$$\gamma = \frac{(3A+8)(6A+8+1,2A^2)}{2,31A^3 + 20,8A^2 + 63,09A + 64}$$

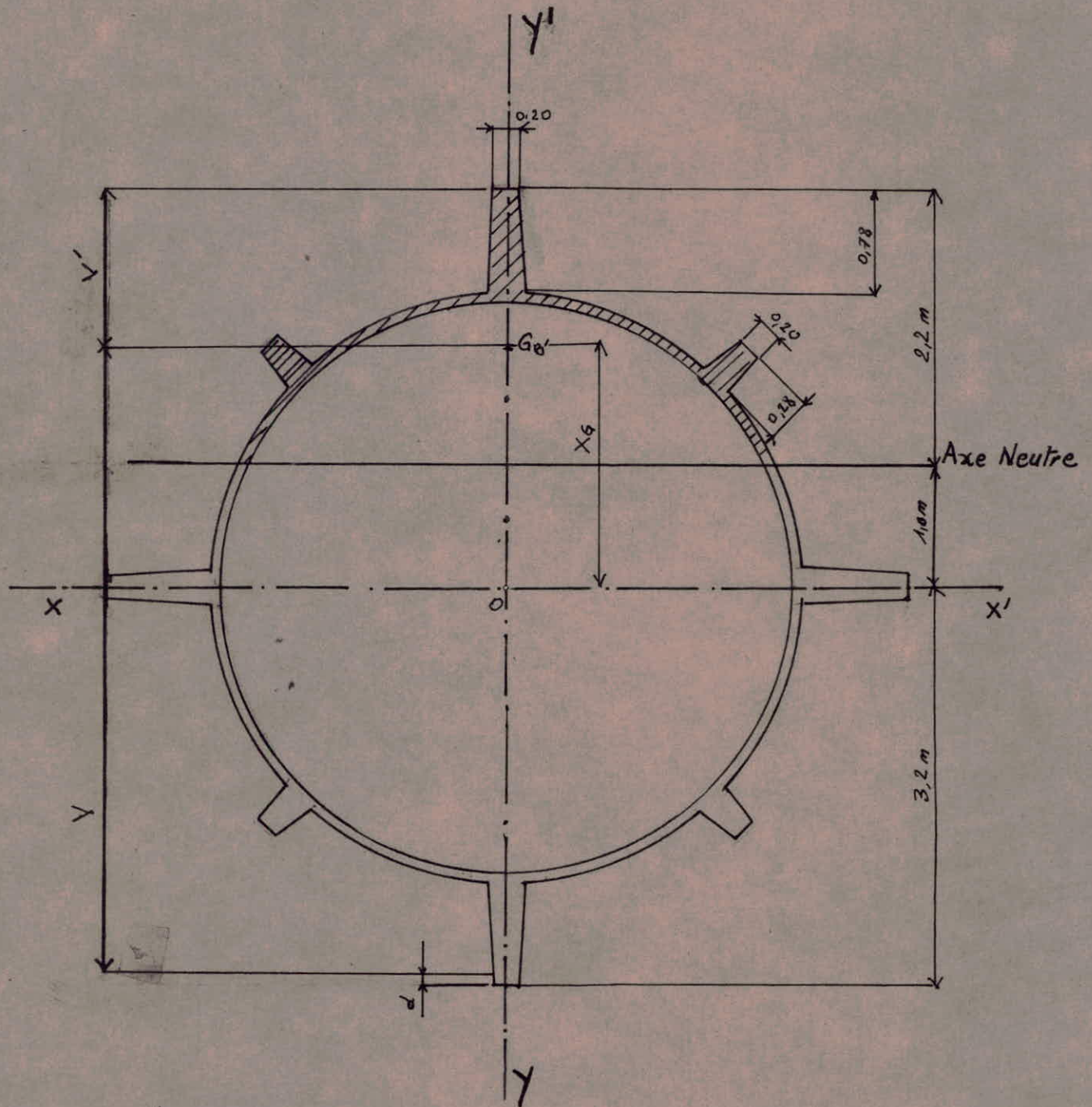
Reservoir vide : $A = 1,10 \Rightarrow \gamma = 1,112$

Reservoir plein : $A = 0,34 \Rightarrow \gamma = 1,043$

RESULTATS FINAUX

	Reservoir Plein	Reservoir vide
α : coef d'Int.	1	1
β : Coef de Rep.	0,084	0,100
γ : Coef de dis.	1,043	1,112
δ : Coef de fond	1,10	1,10
W : en tonnes	467	146
\bar{G}_x	0,096	0,122
S_H en tonnes	44,5	17
S_y en tonnes	$\pm 44,5$	± 17

N.B. Tous les calculs ont été faits conformément AUX règles parasismiques 1965.



$h_t = 6,4\text{ m}$.
 X_g : Ordonnée de $G_{8'}$ (c.d.g. du béton comprimé)
 $d = 3\text{ cm}$ (enrobage).

Voile Nervuré :

Ce voile constitue le support du réservoir supérieur.
Sa hauteur est de 25 m ; son épaisseur de 12 cm.
Il comporte aussi huit (8) Nervures dont quatre (4) grandes et quatre (4) petites. (Pour les dimensions, voir schémas)

Ce voile est soumis à un effort normal du au poids propre et aux surcharges et à un Moment du, soit au vent soit aux séismes.
Pour ces deux charges climatiques, nous avons estimé le cas du séisme plus défavorable et qu'il agit parallèlement à l'axe XX' ou YY' (Axes des grandes Nervures).

1°) Méthode de Calcul des aciers Longitudinaux :

La section est soumise à l'effort normal N (qui varie avec l'altitude considérée, car le poids propre du voile nervuré entre en compte) ;
et au moment sismique M (qui varie aussi avec l'altitude car celle-ci est le bras de levier de la force sismique horizontale).

Le calcul se fera en flexion composée ; la section est partiellement comprimée car à tous les niveaux, l'excentricité $e = \frac{M}{N}$ est supérieur à $(\phi/8)$; ϕ étant le diamètre du voile.

La Méthode est celle-ci : • la section de béton étant connue, donc, seule reste à trouver celle de l'acier.

Nous posons $\bar{\omega} = \frac{A}{B}$ = pourcentage d'acier dans toute la Section de béton.

• Nous définissons la position de l'axe neutre ; dans notre cas, nous l'avons situé à 1m de l'axe XX' .

• Nous calculons toutes les caractéristiques de la section qui sont des fonctions du pourcentage d'acier $\bar{\omega}$.

Ces caractéristiques sont :

$$a) \text{ Section réduite } B = B_b + n\bar{\omega}B$$

avec B_b = section de béton comprimé.

$\bar{\omega}B$ = " totale d'acier dans la section.

b) v et v' qui sont les distances du c.d.g. de la section comprimée, respectivement, à la fibre extrême comprimée et à la fibre extrême tendue.

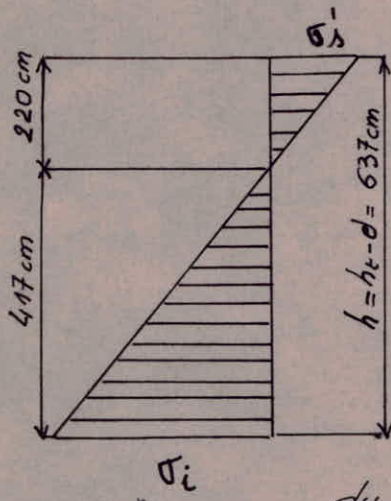
c) le moment d'inertie I_G de la section réduite par rapport à l'axe passant par le cdg. de cette même section.

$$\text{avec } I_G = I_{xx'} - x_G^2 \cdot B$$

où $I_{xx'}$ = Moment d'inertie de la section réduite B par rapport à l'axe XX' .

et x_G = abscisse du cdg de la section réduite, par rapport à l'axe XX' .

Après avoir déterminé ces différentes caractéristiques, nous déterminons un diagramme des contraintes :



- σ'_s = contrainte de compression
- σ_i = " de traction

et nous avons :

$$\sigma'_b = \sigma'_s = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot v'}{I_G}$$

$$\sigma_a = n \cdot (\sigma_i) = n \left[\frac{N}{B} - \frac{M \cdot v}{I_G} \right]$$

Ces deux contraintes sont des fonctions du pourcentage d'acier ($\bar{\omega}$).

Il nous suffit donc de fixer $\bar{\omega} = \frac{A}{B}$ de telle manière à avoir $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$

et

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$$

$\bar{\omega}$ connu ; nous tirons $A = \bar{\omega} B$; et

nous repartissons A dans toute la section de Béton (Voile et Nervures).

2°) Contraintes admissibles :

a) Béton :

- Contrainte admissible de Compression :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \text{Min} \left\{ 67,5 ; 2000 \frac{h}{R} \right\} = 67,5 \text{ bars. (kg/cm}^2\text{)}.$$

$$h = 6,37 \text{ m}$$

$$R = 2,30 \text{ m.}$$

- Contrainte admissible en flexion composée :

$$\bar{\sigma}'_b = 0,30 \cdot \bar{\sigma}'_{28} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$$

à la base du voile on a : $e_0 = 2,36 \text{ m} \left(= \frac{M}{N} \right)$
 $e_1 = 0,59 \text{ m} \left(\approx \frac{D}{8} \right)$

et $\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars.}$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 189 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Acier :

Acier haute adhérence : $F_e E 40 A \Rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$

Sollicitations du 2nd genre : $\phi < 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2.$

Sollicitations du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}.$

N.B.

Dans notre cas, nous utilisons la combinaison suivante

$(S') = (G) + (P) + (SI)$ qui est du second genre,
nous prendrons donc $\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi < 20 \text{ mm}$)

3° Evaluation des charges :

a) Effort Normal :

- x le poids du réservoir supérieur : 146 t.
- x le poids de l'eau : 320 t
- x Poids du voile nervuré :

Nous assimilerons ce poids à un poids réparti suivant la hauteur : q t/ml.

Poids total du voile cylindrique : 111,2 t.

Poids total des nervures : 81,3 t

Au total : 192,5 t.

En considérant que le voile a une hauteur de 25 m

$$\Rightarrow q = \frac{192,5}{25} = 7,68 \text{ t/ml}$$

Donc à une section donnée d'altitude H ; l'effort normal sera :

$$N = 466 \text{ t} + (7,68 \cdot H) \text{ t}$$

Et suivant que l'on calcule la contrainte σ'_b ou la Contrainte σ_a , on rajoutera ou on retranchera la Composante verticale de la force sismique (44,5 t), Ceci pour avoir le cas le plus favorable.

En conclusion :

pour la Contrainte de Béton on a : $N_B = (466 + 7,68 \cdot H + 44,5) \text{ t}$

pour la Contrainte d'acier on a : $N_A = (466 + 7,68 \cdot H - 44,5) \text{ t}$

b) Moment :

Il est dû à la composante horizontale de la force sismique. Cette composante horizontale a une intensité de 44,5 tonnes et se situe à 30,70 m du niveau du sol.

Donc le moment à considérer pour une section est fonction de l'altitude de ladite section.

Pour une section d'altitude H ; le moment sera :

$$M = 44,5 \cdot H \text{ (t.m)}$$

Calcul des Sections	Calcul de X_G ; de V et de V'	Calcul des Inerties
<p>a) <u>Béton comprimé</u> :</p> <p>Couronne $0,641 \text{ m}^2$ petites nervures $0,070 \text{ m}^2$ grande nervure $0,195 \text{ m}^2$</p> <p>b) <u>Section totale d'Acier</u> Section totale de Béton est $2,84 \text{ m}^2$ $\Rightarrow A = 2,84 \bar{w}$</p>	<p>a) <u>C.d.g. du béton comprimé</u> :</p> $X_{G_{B_b}} = \frac{\sum S}{B_b} = \frac{2,011}{0,976} = 2,06 \text{ m}$ <p>$\sum S =$ Somme des Moments statiques.</p> <p>b) <u>C.d.g. des Aciers</u> :</p> <p>Il est confondu avec le centre de la section circulaire car les aciers sont uniformément répartis. $X_{G_A} = 0$</p>	<p>a) <u>Inertie du Béton comprimé / XX'</u> :</p> $I_{B_b} = 4,396 \text{ m}^4$ <p>b) <u>Inertie de l'acier / XX'</u> :</p> <p>C'est le moment d'inertie de toute la section de Béton que multiplie $n \bar{w}$. $\Rightarrow I_{A/XX'} = 134,3 \bar{w}$</p>
<p>c) <u>Section réduite</u> :</p> $B = (0,976 + n \cdot \bar{w} \cdot 2,84) \text{ m}^2$ <p>($n = 15$)</p>	<p>3° <u>C.d.g. de la section réduite</u> :</p> $X_G = \frac{B_b \cdot X_{G_b} + A \cdot X_{G_A}}{B}$ $X_G = \frac{2,011}{0,976 + n \cdot \bar{w} \cdot 2,84} \text{ [m]}$ $V = (3,2 + X_G) \text{ [m]}$ $V' = (3,2 - X_G) \text{ [m]}$	<p>4° <u>Inertie de la section réduite</u></p> <p>+ Par rapport à l'axe XX' :</p> $I_{B/XX'} = 4,396 + 134,3 \bar{w}$ <p>+ Par rapport à l'axe passant par le cdg. du Béton comprimé :</p> $I_{B/X_G} = I_{B/XX'} - X_G^2 \cdot B$ <p>[m^4].</p>

Calcul des caractéristiques de la section réduite, en fonction des différentes valeurs de \bar{w}

\bar{w}	B	X_G	V'	V	$I_{B/xx'}$	I_{B/x_G}
0,0100	1,402	1,435	1,765	4,635	5,740	2,85
0,0095	1,380	1,457	1,742	4,657	5,67	2,74
0,0090	1,359	1,481	1,718	4,681	5,60	2,62
0,0085	1,338	1,503	1,696	4,703	5,54	2,51
0,0080	1,316	1,528	1,671	4,728	5,47	2,40
0,0075	1,295	1,553	1,646	4,753	5,40	2,27
0,0070	1,274	1,579	1,621	4,780	5,33	2,14
0,0065	1,252	1,606	1,594	4,820	5,27	2,03
0,0060	1,239	1,634	1,566	4,830	5,20	1,91
0,0055	1,210	1,662	1,537	4,860	5,13	1,79
0,0050	1,189	1,692	1,508	4,862	5,06	1,66
0,0045	1,167	1,723	1,476	4,923	5,00	1,53
0,0040	1,146	1,755	1,444	4,955	4,93	1,40
0,0035	1,125	1,788	1,411	4,988	4,86	1,26
0,0030	1,103	1,823	1,376	5,023	4,79	1,13
0,0025	1,082	1,858	1,341	5,058	4,73	0,91
—	m ²	m	m	m	m ⁴	m ⁴

Après cela, on exécute le reste du calcul pour des sections à différentes altitudes.

Pour chaque section, en tâtonnant, on trouve un pourcentage d'acier qui nous donne des contraintes satisfaisantes.

H [m]	$\bar{\omega}$	M [t.m]	N_B [t]	σ'_b [kg/cm ²]	N_A [t]	$\bar{\sigma}_A$ [kg/cm ²]	A [cm ²]
0	0,007	1366	704	158	615	3850	199
4	0,006	1188	673	151	584	3800	171
8	0,005	1010	642	146	553	3740	142
12	0,004	832	612	140	523	3735	114
16	0,003	654	581	133	592	3700	86
20	0,0025	476	550	121	461	3330	71
24	0,0025	298	520	92	431	1900	71

Les sections d'acier ont été calculées tous les 4 m ;
 mais pour la réalisation, les changements de section
 d'acier n'interviendront que tous les 8 m.

à 0 m : 44T12 + 16T16 : Répartis entre la couronne et les nervures.
 à 8 m : 48T12 + 6T16 : "
 à 16 m : 16T10 + 40T12 + 4T16 : "

5% Verification au vent :

le principe de calcul est le même que pour le second genre ; sauf que pour le vent, les sollicitations sont du premier genre et $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

H [m]	\bar{w}	M [t.m]	N [t]	σ'_b [kg/cm ²]	$\bar{\sigma}_a$ [kg/cm ²]
0	0,0070	426	659	84	652
24	0,0025	51	475	51	200

Cette vérification a été uniquement faite pour deux sections ; mais l'ordre de grandeur des contraintes trouvées nous rassure sur l'état des autres sections.

6% Calcul des Armatures transversales :

6.1. Armatures transversales des nervures :

Chaque nervure peut totalement être comprimée, cela suivant l'orientation de la composante horizontale de la force sismique. Nous calculerons donc leurs armatures transversales comme pour le cas de la Compression simple.

a) Zone sans recouvrement :

Diamètres longitudinaux : $\phi_l = 16; 12; 10$ (H.A.)
Diamètres transversaux : $\phi_t = 10$ (R.L.)

E spacements entre deux aciers transversaux :

$$\bar{E} = \min(t_1, t_2)$$

$$\text{avec } t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{\max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right)$$

$$t_2 = 15\phi_{\min} \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b}\right)$$

on a : $\sigma'_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = 55 \text{ kg/cm}^2 \left(= \frac{N}{B_b} ; \text{ à la base du Voile} \right)$$

$$\Rightarrow \boxed{\bar{E} = 20 \text{ cm}}$$

b) zone avec recouvrement

- longueur de recouvrement : $l_d = 35\phi_e$
- Nombre de cours sur la longueur de recouvrement :

$$n = \max \left\{ 3; 0,4 \frac{\phi_e^2}{\phi_t^2} \frac{\bar{\sigma}_{en,p}}{\bar{\sigma}_{en,t}} \right\} = 3.$$

\Rightarrow Nous prendrons des cours de $\phi 10$ espacés de 10 cm sur une longueur de 60 cm.

$$t = 15 \text{ cm.}$$

6-2. Armatures transversales du voile cylindrique:

Calcul de la contrainte de cisaillement:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{V \cdot z} \quad \text{avec} \quad T = 44,5 \text{ t (force sismique horizontale)}$$
$$z = 314 \text{ cm.}$$
$$V = 2 \times 12 = 24 \text{ cm.}$$
$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 5,96 \text{ kg/cm}^2.$$

Condition de dimensionnement :

$$\bar{\sigma}_b < 5\bar{\sigma}_b \quad \text{vérifié (avec } \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars).}$$

Conditions d'étriers verticaux :

$$\text{pour } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \quad \text{avec } \bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ bars.}$$
$$\bar{\sigma}'_b = 189 \text{ bars.}$$

$$\text{pour } H=0 \Rightarrow \sigma'_b = 149 \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\text{pour } H=24 \Rightarrow \sigma'_b = 87 \Rightarrow \text{"}$$

$$\text{on doit vérifier que : } \bar{\sigma}_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \cdot \bar{\sigma}_b = 13,3 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifié.

Calcul des espacements

$$t_1 = \left(1 - 0,3 \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \cdot h = 4,43 \text{ m.}$$
$$t_2 = (0,2 \cdot h) = 1,27 \text{ m}$$
$$\left. \begin{array}{l} t_1 = 4,43 \text{ m.} \\ t_2 = 1,27 \text{ m.} \end{array} \right\} \bar{E} = \max(t_1, t_2) = 4,43 \text{ m}$$

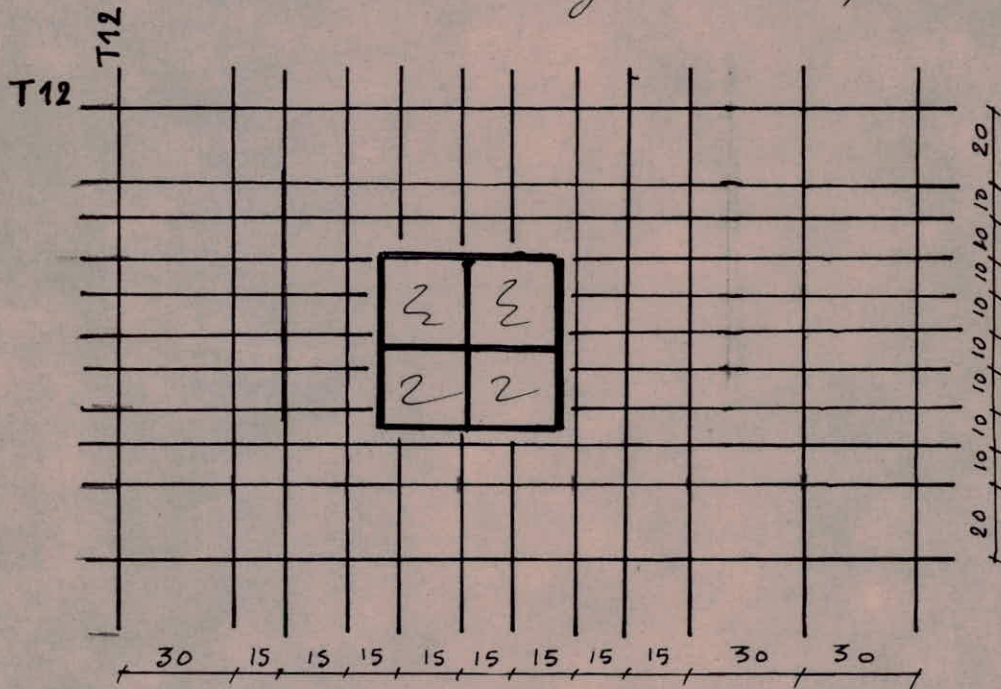
$$\text{on a des T12 } \Rightarrow \bar{E} = A_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = \frac{2 \times 1,13 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2400 \cdot 314}{44,5 \cdot 10^3} = 24 \text{ cm}$$

\Rightarrow Armatures transversales T12 tous les 20 cm.

Ouvertures dans le voile :

Elles sont pratiquées pour diffuser la lumière naturelle, à l'intérieur de la partie cylindrique.
Leurs dimensions sont de $0,50 \times 0,50 \text{ m}$.

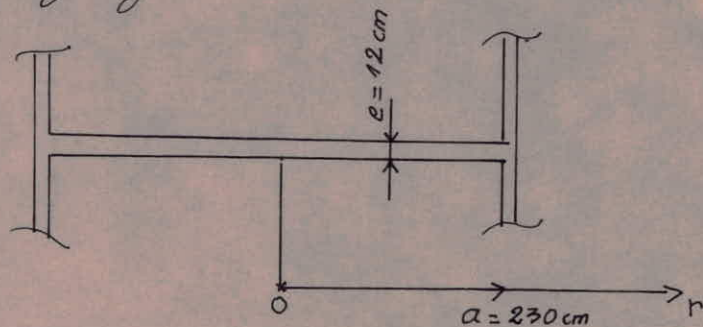
On renforcera le ferrailage au niveau de ces ouvertures sur une longueur de $3 \times 0,50 \text{ m}$.



- ferrailage au voisinage d'une ouverture -

Calcul de la dalle supérieure de la salle des machines :

- On la considère encastrée au voile cylindrique.
- On calculera les moments radial et tangentiel avec les équations de Lagrange.



Évaluation des charges et surcharges :

$$\begin{aligned} \text{Poids propre} &: 2,5 \times 0,12 = 0,3 \text{ T/m}^2 \\ \text{Surcharge} &: 120 \text{ kg/m}^2 = 0,12 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow G + 1,2P = 0,45 \text{ T/m}^2 = q$$

Calcul des Moments :

$$\ast \text{ Moment radial : } M_r = \frac{q}{16} [a^2(1+\nu) - r^2(3+\nu)]$$

$$r=0 \Rightarrow M_r = 0,171 \text{ t.m/ml.}$$

$$r=a \Rightarrow M_r = -0,3 \text{ tm/ml}$$

$$\ast \text{ Moment tangentiel : } M_t = \frac{q}{16} [a^2(1+\nu) - r^2(1+3\nu)]$$

$$r=0 \Rightarrow M_t = 0,171 \text{ tm/ml.}$$

$$r=a \Rightarrow M_t = -0,045 \text{ tm/ml.}$$

N.B. $\nu = 0,15$ (= coefficient de poisson).

ferraillage

Les moments sont très faibles; nous prendrons le même ferraillage pour la fibre supérieure et la fibre inférieure, c'est à dire au milieu de la section.

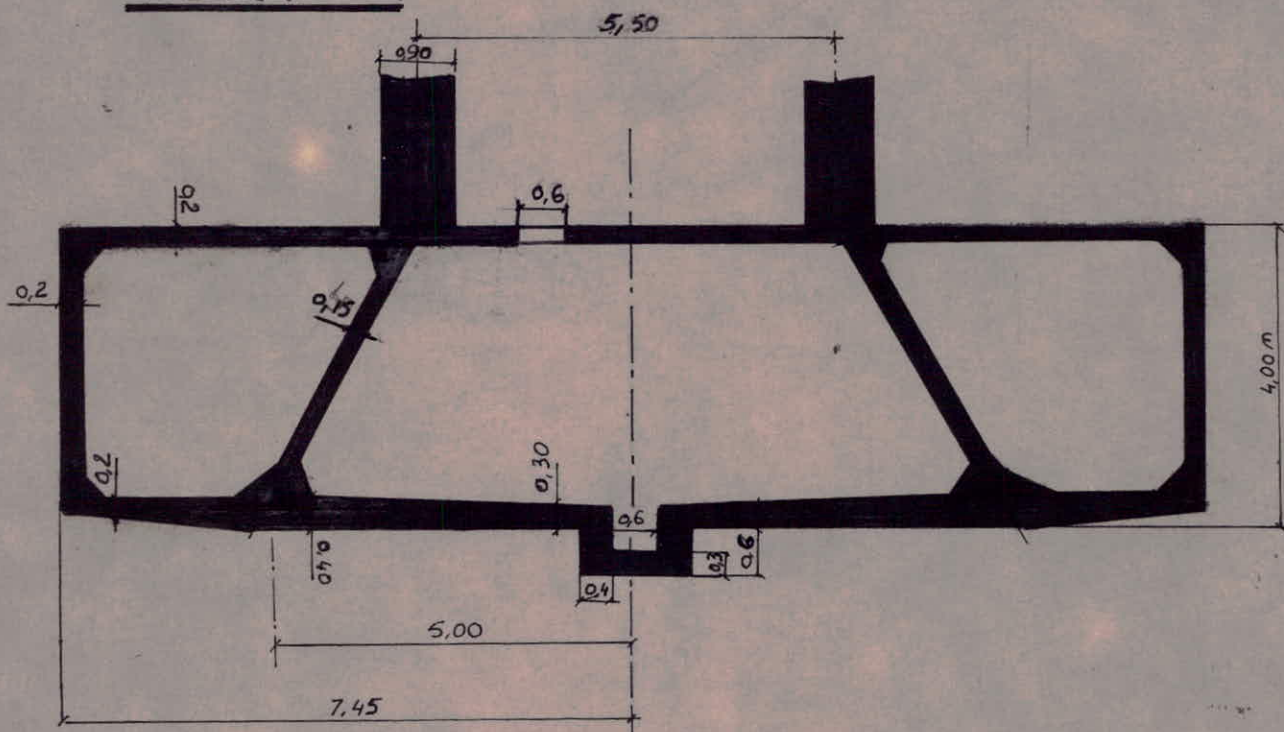
Armatures radiales : 4T12/ml à l'extrémité de la dalle ce qui nous donnera un espacement de 25cm à l'extrémité et un espacement de 7cm dans la région centrale.

Armatures tangentielles : Cerces de T12 espacés de 32cm.

Nous prendrons le même ferraillage pour la dalle intermédiaire située à 22,20m.

FONDATION

A. DESCRIPTION



à la base de la tour nervurée, nous avons un réservoir enterré d'une capacité minimum de 450 m^3 , et dont le fond nous servira de fondation sous forme de radier général circulaire que nous résoudrons par la théorie des plaques et coques étudiée par "TIMOSHENKO"

dalle supérieure

Cette dalle sera soumise à son poids propre et à une surcharge d'exploitation évaluée à 200 kg/m^2 .

voile cylindrique

sa hauteur est de $4,00 \text{ m}$.
il sera soumis à la poussée des terres d'un côté, et à la pression de l'eau de l'autre.

voile conique.

Ce voile remplit 2 fonctions, à savoir :
il sert à séparer les 2 compartiments. En effet, il est recommandé de compartimenter un réservoir ayant une capacité supérieure à 350 m^3 .

la forme du choix conique est préconisée pour :

- Continuer la forme du voile nervuré au sommet de la bâche
- une égalisation sensible entre le moment de gauche et le moment de droite à la base de la bâche.

dalle Inférieure

En plus du rôle de fond de réservoir, elle sert comme radier général. Son épaisseur est renforcée à sa liaison avec le voile conique. Son calcul se fera sous les combinaisons du 1^{er} genre et sa vérification, sous le 2nd genre.

B. DETERMINATION DES CONTRAINTES :

Calcul des charges permanentes

- Pour la dalle supérieure, nous avons à calculer le poids d'un cylindre de révolution de 0,2 m d'épaisseur, et de 14,9 m d'envergure.

$$\rightarrow P_1 = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot e \cdot 2,5 = 88 \text{ t}$$

- Pour la dalle inférieure, nous aurons le même calcul à opérer :

épaisseur moyenne $\approx 0,3 \text{ m}$.

diamètre dalle $= 14,9 \text{ m}$

$$\rightarrow P_2 = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot e \cdot 2,5 = 131 \text{ t}$$

- Pour le voile cylindrique, son poids sera :

$$\rightarrow P_3 = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot S \cdot 2,5 = 93 \text{ t}$$

où R est la distance de l'axe de symétrie au milieu de l'épaisseur

S est l'aire suivante : $0,2 \times 4,00 = S$

- Pour le voile conique, même formule que précédemment ; R est distance entre l'axe de symétrie du voile, au centre de gravité d'une des deux sections du voile.

$$R = 3,68 \text{ m.}$$

$$S = 0,15 \cdot 4,78 = 0,717$$

$$\rightarrow P_4 = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot S \cdot 2,5 = 41,5 \text{ t}$$

$$\text{Poids de la bâche est } \rightarrow P = 2P_1 = 353,5 \text{ t}$$

$$\text{Poids sans la dalle inférieure } \rightarrow P' = P_1 + P_3 + P_4 = 226 \text{ t}$$

Recapitulation.

On ne tient pas compte du poids de la dalle inférieure :

- Poids propre de tout l'ouvrage : $226 + 339 = 565 \text{ t}$
- eau : réservoir supérieur : $\dots \dots \dots 320 \text{ t}$
- eau : réservoir inférieur : $\dots \dots \dots 460 \text{ t}$
- surcharge d'exploitation : $\dots \dots \dots 40 \text{ t}$
- Seisme :

Flexion : à 30,70 m du sol s'applique, $F = 44,5 \text{ t}$

Effort normal $\dots \dots \dots \pm 44,5 \text{ t}$

Contraintes sous le 1^{er} genre.

La combinaison la plus défavorable sous les sollicitations du 1^{er} genre est :

$$(S) = (G) + 1,2(P)$$

où G = poids propre de l'ouvrage

P = surcharge d'exploitation.

$S = G + 1,2P = 565 + 1,2 \cdot 40 = 1394$ t
cette charge s'applique sur une section A :

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 14,9^2}{4} = 174 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N}{S} = \frac{1394}{174} \approx 8 \text{ t/m}^2$$

$$\boxed{\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,8 \text{ Kg/cm}^2} \leq \text{contrainte admissible de sol} \approx 1,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Contraintes sous le 2nd genre

Nous allons calculer les contraintes du sol qui s'exercent sur la fondation.

Puisqu'on travaille sous les sollicitations du 2nd genre, la force horizontale du séisme entre en compte, et par voie de conséquence le moment engendré par cette dernière, à la section considérée.

Nous ferons ce calcul de contraintes grâce aux formules de la résistance des matériaux :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot R}{I} \quad \text{où :$$

N = effort de compression.

S = section du radier

M = moment engendré par la force horizontale

I = Inertie du radier / diamètre

R = Rayon du radier

Par ailleurs, nous allons vérifier notre ouvrage au renversement, pour cela, il faudrait que la condition de stabilité soit remplie :

$$\frac{M}{N} \leq \frac{D}{8}$$

où M = moment dû à la force horizontale

N = effort de compression

proviennent des différents cas de charge.

nous présentons tous ces calculs sous forme d'un tableau

différents Cas de charge	Efforts engendrés		contraintes			vérification à la stabilité	
	N (t)	M (t.m)	σ (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	M/N [m]	D/8 [m]
Res. Sup. plein Res. Inf. vide F _s descendante	930	1544,15	0,534 ± 0,475	1,009	0,059	1,66	1,86
Res. Sup. plein Res. Inf. vide F _s montante	841	1544,15	0,483 ± 0,475	0,958	0,008	1,83	1,86
Res. sup. plein Res. Inf. plein F _s descendante	1391	1544,15	0,799 ± 0,475	1,274	0,324	1,11	1,86
Res. Sup. plein Res. Inf. plein F _s montante	1302	1544,15	0,748 ± 0,475	1,223	0,273	1,18	1,86

F_s signifie force verticale du séisme. = ± 44,5 t

Conclusion:

le cas de charge le plus défavorable se produit lorsque les 2 réservoirs sont pleins, et la force verticale provoquée par le séisme est une compression [F_s descendante]. Dans ce cas, le diagramme des contraintes appliquées sur le radier, est trapézoïdal. les contraintes extrêmes sont:

$$\sigma_1 = 1,274 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,324 \text{ kg/cm}^2$$

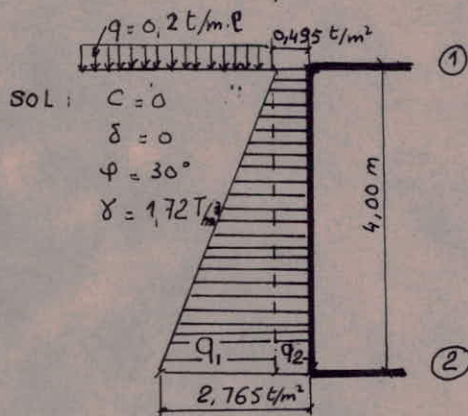
; et ces deux valeurs sont inférieures au taux de travail du sol qui est de 1,5 kg/cm².

C. VOILE VERTICALE

Armature verticale

Ce calcul se fera uniquement sous la poussée des terres. En effet, si on tient compte de la poussée de l'eau, le voile sera soulagé et on obtient un moment moindre.

donc on tracera le diagramme des moments, sous la poussée des terres, d'abord comme pour une poutre isostatique, puis on relevera ce diagramme de $0,5 M_0$, car nous avons un encastrement partiel.



le moment à une distance x de l'appui ① est :

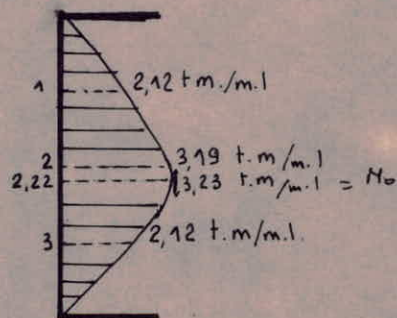
$$M(x) = \ell x \left[q_2 \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{\ell} \right) + q_1 \left[\frac{1}{6} - \frac{x^2}{\ell^2} \right] \right]$$

$$q_1 = \text{charge triangulaire} = 2,27 t/m^2$$

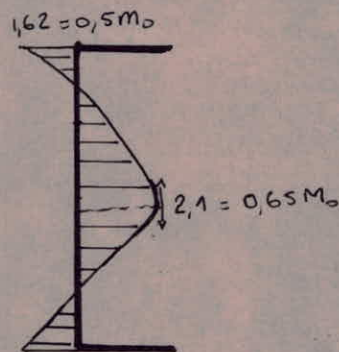
$$q_2 = \text{charge uniforme} = 0,495 t/m^2$$

$$\rightarrow M(x) = 4x [0,615 - 0,0618x - 0,023x^2]$$

le diagramme des moments est, sous cette charge.



le diagramme des moments décalé sera



Armature en travée :

nous travaillons avec les coefficients de CHARON :

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 2,1 \times 10^5}{2400 \times 100 \times (17)^2} = 0,0454 \Rightarrow$$

$$\bar{\omega} = 0,322$$

$$\mu' = 0,1228$$

$$\varepsilon = 0,9101$$

$$\alpha = 0,2698$$

$$k = 40,6$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{2,1 \times 10^5}{2400 \times 0,9101 \times 17} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{eff}} = \bar{\omega} h = 0,322 \times 17 = 5,64 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2400}{k} = \frac{2400}{40,6} = 59,11 < \bar{\sigma}'_b$$

nous prendrons comme armature 3T16/m.l.

Armature en appuis

$$\mu = \frac{nM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1,62 \times 10^5}{2400 \times 100 \times (17)^2} = 0,0350 \Rightarrow$$

$$\bar{\omega} = 0,254$$

$$\mu' = 0,1105$$

$$\varepsilon = 0,9199$$

$$\alpha = 0,2404$$

$$k = 47,4$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = \frac{1,62 \times 10^5}{2400 \times 0,9199 \times 17} = 4,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{eff}} = \bar{\omega} h = 0,254 \times 17 = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2400}{47,4} = 50,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

nous prendrons comme armature 3T16/m.l.

Armature horizontale

nous calculons l'armature horizontale pour le dernier mètre de hauteur, Les charges qui s'y appliquent sont d'un côté la poussée des terres, et de l'autre la poussée de l'eau. l'effort résultant est un effort de traction.

- E_1 : poussée des terres moyenne pour le dernier mètre.

$$E_1 = \frac{1,7 + 2,27}{2} + 0,475 = 2,46 \text{ t/m}^2$$

- E_2 : poussée moyenne de l'eau pour le dernier mètre

$$E_2 = 3,5 \text{ t/m}^2$$

- T : effort de traction pour le dernier mètre :

$$T = (E_2 - E_1) \cdot R = (3,5 - 2,46) \times 7,45 = 7,748 \text{ t/m.l.}$$

$$\Rightarrow A = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{7,748}{2,4} = 3,22 \text{ cm}^2$$

\rightarrow 6T10/m.l.

nous prendrons comme armature horizontale 2 rangées de 3 cerces T10 par mètre de hauteur.

verification section beton

$$\sigma_b = \frac{T}{B + nA} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{où} \quad \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

contrainte de reference
de traction.

$$\sigma_b = \frac{7748}{15 \times 4,71 + 100 \times 20} = 3,74 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifié}$$

verification au cisaillement

$$M(x) = 4x [0,615 - 0,0618x - 0,023x^2]$$

$$\Rightarrow T = -\frac{dM}{dx} = -2,46 + 0,494x + 0,276x^2$$

$$\Rightarrow T_{\max} = -2,68 \text{ t} \quad \text{à} \quad x = -0,895 \text{ m}$$

On doit verifier que

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b_0 z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{2680}{100 \times \frac{7}{8} \times 17} = 1,801 \leq 1,15 \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{verifié}$$

D. DALLE INFÉRIEURE

nous allons déterminer les armatures de la dalle inférieure sous les sollicitations du 1^{er} genre et vérifier cette dalle sous celles du 2nd genre.

Calcul sous sollicitations du 1^{er} genre.

dans ce cas, la contrainte du sol s'exerçant sur la dalle est $q = 8 \text{ t/m}^2$

détermination des moments

nous allons considérer la plaque centrale comme étant encastrée sur son pourtour dans le voile conique, et la plaque extérieure comme étant encastrée d'un côté dans le voile conique et libre à son autre extrémité. Cette dernière plaque sera calculée comme une console.

Console

$$M = -q \cdot \frac{a^2}{2} = -\frac{8 \cdot (2,45)^2}{2} = -24,01 \text{ tm/m.l}$$

M = moment d'une console de 1 m de largeur.

Plaque centrale

Les formules utilisées sont tirées du "TIMOSHENKO", de l'ouvrage "théorie des plaques et coques"

$$M_r = \text{Moment radial} = \frac{q}{16} [a^2(1+\nu) - r^2(3+\nu)]$$

$$M_\theta = \text{Moment tangentiel} = \frac{q}{16} [a^2(1+\nu) - r^2(1+3\nu)]$$

où ν = coef de poisson = 16,15

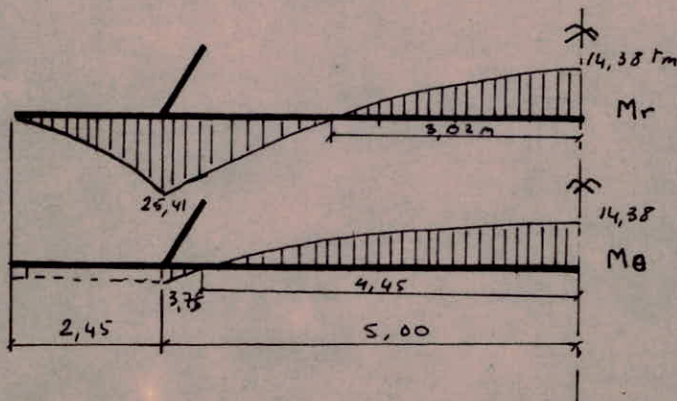
$$\text{au centre : } r=0 \Rightarrow M_r = M_\theta = \frac{qa^2(1+\nu)}{16} = 14,36 \text{ tm/m.l}$$

$$\text{à l'encastrement: } r=a \Rightarrow$$

$$M_r = -\frac{qa^2}{8} = -25 \text{ tm/m.l}$$

$$M_\theta = -\nu \frac{qa^2}{8} = -3,75 \text{ tm/m.l}$$

diagramme des Moments



determination des Armatures.

La methode employée est celle dite "des Coefficients Charon".

$$r = 0 \rightarrow M_r = 14,38 \text{ tm} \rightarrow \mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 14,38 \times 10^5}{2400 \times 100 \times 27^2} = 0,123$$

$$\begin{aligned} \mu' &= 0,1773 \\ \varepsilon &= 0,863 \\ \alpha &= 0,4109 \Rightarrow A_r = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{14,38 \cdot 10^5}{2400 \times 0,863 \times 27} = 25,71 \text{ cm}^2 \\ K &= 21,5 \Rightarrow A_{\text{eff}} = \bar{\omega} h = 0,956 \times h = 25,81 \text{ cm}^2 \\ \bar{\omega} &= 0,956 \end{aligned}$$

$$\sigma' b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2400}{21,5} = 112 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow M_\theta = 14,38 \text{ tm} \rightarrow \mu = \frac{15 \times 14,38 \times 10^5}{2400 \times 100 \times 25^2} = 0,143$$

$$\begin{aligned} \mu' &= 0,1859 \\ \varepsilon &= 0,8551 \\ \alpha &= 0,4348 \Rightarrow A_\theta = \frac{14,38 \times 10^5}{2400 \times 0,8551 \times 25} = 28,01 \text{ cm}^2 \\ K &= 19,5 \Rightarrow A_{\text{eff}} = \bar{\omega} h = 1,115 \times 25 = 28,75 \text{ cm}^2 \\ \bar{\omega} &= 1,115 \end{aligned}$$

$$\sigma' b = \frac{2400}{19,5} = 123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 5 \rightarrow M_r = 24,50 \text{ tm} \rightarrow \mu = \frac{15 \times 24,5 \times 10^5}{2400 \times 100 \times 42^2} = 0,087$$

$$\begin{aligned} \mu' &= 0,157 \\ \varepsilon &= 0,8812 \\ \alpha &= 0,3563 \Rightarrow A_r = \frac{24,5 \times 10^5}{2400 \times 0,8812 \times 42} = 27,58 \text{ cm}^2 \\ K &= 27,1 \Rightarrow A_{\text{eff}} = 0,57 \times 42 = 24 \text{ cm}^2 \\ \bar{\omega} &= 0,57 \end{aligned}$$

$$\sigma' b = \frac{2400}{27,1} = 89 \text{ kg/cm}^2$$

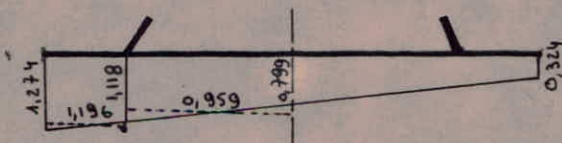
$$\rightarrow M_\theta = 3,75 \text{ r.m} \rightarrow \mu = \frac{15 \times 3,75 \times 10^5}{2400 \cdot 100 (40)^2} = 0,0146$$

$$\begin{aligned} \mu' &= 0,0763 \\ \varepsilon &= 0,9462 \\ \alpha &= 0,1613 \Rightarrow A_\theta = \frac{3,75 \cdot 10^5}{2400 \times 0,9462 \times 40} = 4,12 \text{ cm}^2 \\ K &= 78 \Rightarrow A_{\text{eff}} = 0,103 \times 40 = 4,12 \text{ cm}^2 \\ \bar{\omega} &= 0,103 \end{aligned}$$

$$\sigma' b = \frac{2400}{78} = 30,76 \text{ Kg/cm}^2$$

Verification sous sollicitations du 2nd genre.

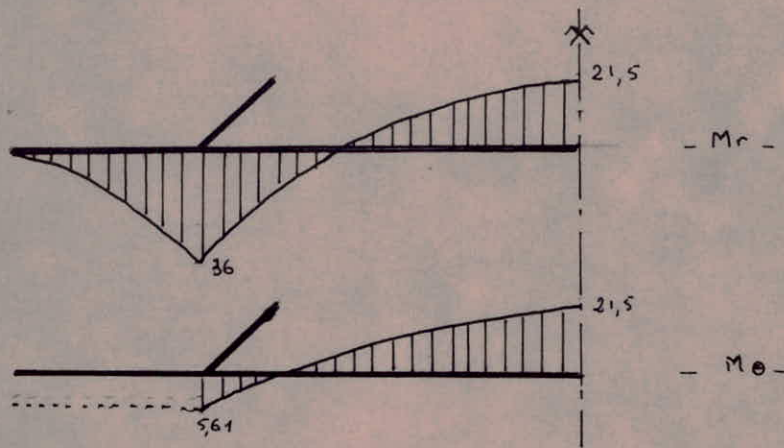
diagramme de charge.



les contraintes sous lesquelles sera mené le calcul seront les contraintes de repartition moyennes, à savoir :

- pour la plaque centrale, $q_1 = 0,959 \text{ t/m}^2$
- pour la plaque extérieure, $q_2 = 1,196 \text{ t/m}^2$

diagramme des Moments



verification

$r=0$

$$\begin{aligned} A_r &= 25,81 \text{ cm}^2 \\ M_r &= 21,5 \text{ t.m} \\ h &= 27 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 25,81}{100 \times 27} = 0,956$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{21,5 \cdot 10^5}{25,81 \cdot 0,863 \cdot 27} = 3575 < \bar{\sigma}_a$$

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{3575}{21,5} = 167 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\begin{aligned} A_\theta &= 28,75 \text{ cm}^2 \\ M_\theta &= 21,5 \text{ t.m} \\ h &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \bar{\omega} \neq 0,956 \quad \bar{\omega} = 1,15$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{21,5 \cdot 10^5}{28,75 \cdot 0,8551 \cdot 25} = 3500 < \bar{\sigma}_a$$

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{3500}{19,5} = 179,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$r=5$

$$\begin{aligned} A_r &= 27,58 \text{ cm}^2 \\ M_r &= 36 \text{ t.m} \\ h &= 42 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \bar{\omega} = \frac{27,58}{42} = 0,656$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{36 \cdot 10^5}{27,58 \cdot 0,8812 \cdot 42} = 3526 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3526}{27,1} = 131 < \bar{\sigma}'_b$$

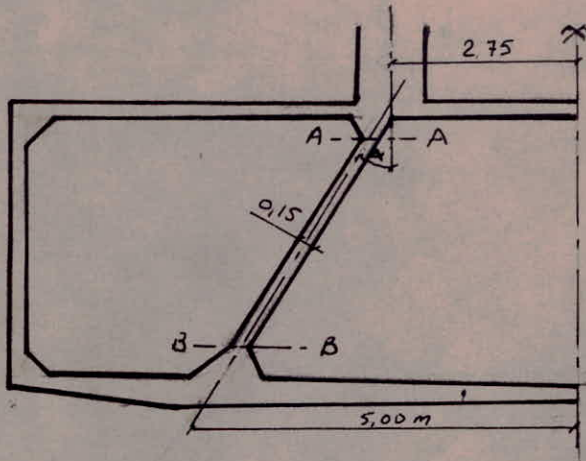
$$\begin{aligned} A_\theta &= 4,12 \text{ cm}^2 \\ M_\theta &= 5,61 \text{ t.m} \\ h &= 42 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \bar{\omega} = \frac{4,12}{42} = 0,098$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{5,61 \cdot 10^5}{4,12 \cdot 0,9462 \cdot 42} = 3365 < \bar{\sigma}_a$$

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{3365}{78} = 43 < \bar{\sigma}'_b$$

E. VOILE CONIQUE



- Effort normal s'y appliquant:
- 659 t, poids tour + Res. sup.
 - 88 t, poids dalle sup.
 - 41,5 t, poids voile conique
 - 48 t, surcharge d'expl. (1,2 P)

Par ailleurs, la valeur de α est :

$$\alpha \approx 30^\circ$$

l'armature de ce voile n'est pas calculée. On prendra la même que celle du voile de la tour nervurée pour une question technique (continuation des armatures, etc...)

Ce voile sera vérifié aux combinaisons des 2 genres de sollicitations.

Vérification sous les sollicitations du 1^{er} genre

Section A-A

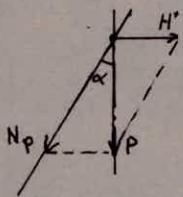
$$S = G + 1,2P = 794 \text{ t.}$$

par mètre de pourtour, on aura $p = \frac{S}{2\pi R} = 45,95 \text{ t/mp}$

l'effort de compression est $N\varphi = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{45,95}{\cos 30} = 53,05 \text{ t/mp}$

$$\sigma'_b = \frac{53,05 \cdot 10^3}{15 \times 100} = 35,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

→ vérifié.



Section B.B.

On refait le même calcul en tenant compte du poids propre du voile conique.

$$S = G + 1,2P = 836 \text{ t.}$$

pour 1 mètre de pourtour, $p = \frac{836}{2\pi \times 5,00} = 26,60 \text{ t/mp}$

$$N\varphi = \frac{26,6}{\cos 30} = 31,6 \text{ t/mp}$$

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{31,6 \times 10^3}{15 \times 100} = 21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

En conclusion, on peut dire que le béton seul est capable de reprendre les efforts.

verification sous les sollicitations du 2nd genre

On ne fera la verification qu'à la section A-A.
nous avons un moment engendré par le seisme
et un effort Normal dû au poids. Cela nous
conduit à un calcul de flexion composée.

$$\begin{aligned} M &= 1366 \text{ t.m} && \text{moment à la base de la tour nervurée} \\ N &= 794 \text{ t} && \text{poids à la base de la tour nervurée.} \\ \sigma'_{\text{a}} &= \frac{N}{B} + \frac{M \cdot v'}{I} && \text{contrainte de la fibre superieure} \\ \sigma'_{\text{i}} &= \frac{N}{B} - \frac{M \cdot v}{I} && \text{contrainte de la fibre inferieure.} \end{aligned}$$

$$v = v' = 2,75 \text{ m.}$$

$$B = B' + n A' = 2,33 \text{ m}^2 + 15 \cdot 88,44 \cdot 10^{-4} = 2,36 \text{ m}^2 \text{ (A' = armature choisie)}$$

$$I = I_{B'} + I_{A'}$$

$$I = 10,03 \cdot 10^8 + 15 \cdot 39,65 \cdot 10,03 \cdot 10^4 = 1,06 \cdot 10^9 \text{ cm}^4$$

$$\bar{w} = \frac{A}{B} = 39,65 \cdot 10^{-4}$$

$$\rightarrow \sigma'_{\text{a}} = 33,64 + 31,5 = 65,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma'_{\text{i}} = 33,64 - 31,5 = 2,14 \text{ kg/cm}^2$$

nous avons une section entierement comprimée.
la contrainte à la fibre superieure est inferieure
à la contrainte de compression $\bar{\sigma}'_{\text{b}}$

les composantes obliques de ces contraintes sont

$$\frac{\sigma'_{\text{a}}}{\cos 30} = 72,21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{\text{b}} = 189 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma'_{\text{i}}}{\cos 30} = 2,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{acier}} = 1083,15 \text{ kg/cm}^2 < 4000 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_{\text{a}}$$

Conclusion

l'armature et la section beton choisies sont
largement suffisantes pour reprendre les efforts
des 2 genres de sollicitations

Calcul de la Ceinture Superieure

nous avons un effort de compression qui resulte
du fait de notre choix pour un voile conique.

$$H' = p \cdot \text{tg} \alpha = 45,95 \text{ tg } 30 = 26,52 \text{ t/m}$$

$$H = H' \cdot R = 72,93 \text{ t} \rightarrow \text{effort de compression.}$$

$$\bar{\sigma}'_{\text{b0}} = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow B' \geq \frac{N}{\bar{\sigma}'_{\text{b0}}} = \frac{72930}{67,5}$$

où B' : section beton.

$$\Rightarrow B' \geq 1080 \text{ cm}^2$$

et la section beton choisie fait $\approx 1600 \text{ cm}^2 \rightarrow$ c'est bon.

Ceinture inferieure

On suppose que l'effort de traction/m. pourtour
sera repris par l'armature radiale
 $\bar{a} R = 5 \text{ m} \rightarrow$ Armature inferieure $= 9T20 = 28,27 \text{ cm}^2$
où $N = 13,7 \text{ t/m. pourtour}$

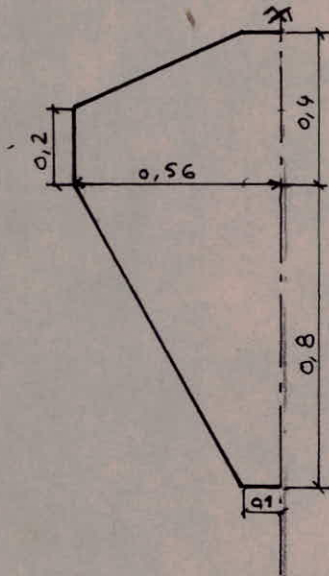
$$\rightarrow A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{17,3 \times 10^3}{2400} = 7,20 \text{ cm}^2$$

donc on aura une section totale à utiliser
qui sera de $27,58 + 7,2 = 34,78 \text{ cm}^2$

et donc on rajoutera 2T20 à l'armature
radiale déjà utilisée.

Ouverture dans le voile conique.

On operera quatre ouvertures dans le
voile conique suivant le schema ci-apres.



les armatures seront renforcées
sur $0,5 l_0$ où l_0 est le sens
de l'ouverture considerée.

donc on renforcera dans les
2 sens sur une longueur de $0,5 l_0$.

F. DALLE SUPERIEURE

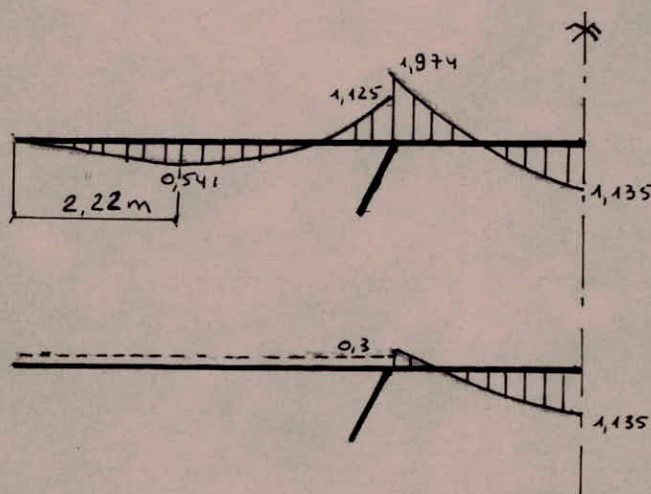
dalle d'épaisseur constante de 20 cm, son poids propre est de $0,5 \text{ t/m}^2$, et la surcharge qui s'y applique est de $0,2 \text{ t/m}^2$.

la charge est donc uniforme : $q = 0,7 \text{ t/m}^2$.

Cette charge étant peu importante, elle nous permet de faire l'approximation suivante :

- au centre : plaque encadrée sur les rebords du voile conique, utilisation de la théorie des Plaque et Coques.
- sur le pourtour : cette plaque sera calculée par bande de 1 m de largeur, comme une poutre isostatique, puis on relevera le diagramme des moments du côté de l'encastrement, d'une valeur : $M = 0,5 M_0$.

diagramme des moments



Plaque centrale

$$r=0 \Rightarrow M_r = M_\theta = \frac{q a^2}{16} (1 + \nu)$$

$$r=a \Rightarrow M_r = -\frac{q a^2}{8}$$

$$M_\theta = -\frac{q a^2 \nu}{8}$$

Où ν désigne le coef. de Poisson.

Plaque extérieure

$$R_a = \frac{q l^2}{2} + \frac{M}{l}$$

$$x = \frac{R_a}{q} = 2,22 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = \frac{R_a^2}{2q} = 0,541 \text{ t.m.}$$

détermination des Armatures :

nous employons la méthode dite "coefficients de Charon".

$$\underline{r=0} \rightarrow \mu = \frac{\eta M_r}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1,135 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times (17)^2} = 0,0245$$

$$\rightarrow \begin{array}{l} \bar{\omega} = 0,177 \\ \mu' = 0,097 \\ \epsilon = 0,9315 \end{array} ; \begin{array}{l} \alpha = 0,2055 \\ K = 58 \end{array}$$

$$\rightarrow A_r = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1,135 \cdot 10^5}{2400 \times 0,9315 \times 17} = 2,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{eff}} = \bar{\omega} h = 0,177 \times 17 = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$\sigma' b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2400}{58} = 42 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = 1,135 \text{ t.m.}$$

$$h = 15,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,030$$

$$\rightarrow \begin{aligned} \bar{\omega} &= 0,215 \\ \mu' &= 0,1036 \\ \epsilon &= 0,9254 \\ \alpha &= 0,2239 \\ K &= 52 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_0 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h} = 3,30 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{\text{eff}} = \bar{\omega} h = 3,655 \text{ cm}^2$$

$$\sigma' b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 46,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{r = 2,45 \text{ m}}$$

$$M_r = 1,974 \text{ t.m.}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0427$$

$$\rightarrow \begin{aligned} \bar{\omega} &= 0,313 \\ \mu' &= 0,12 \\ \epsilon &= 0,9123 \\ \alpha &= 0,2632 \\ K &= 42 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_r = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h} = 5,3 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{\text{eff}} = \bar{\omega} h = 5,32 \text{ cm}^2$$

$$\sigma' b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 58 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = 0,3 \text{ t.m.}$$

$$h = 15,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0078$$

$$\rightarrow \begin{aligned} \bar{\omega} &= 0,0545 \\ \mu' &= 0,0576 \\ \epsilon &= 0,96 \\ \alpha &= 0,12 \\ K &= 110 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_0 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h} = 0,84 \text{ cm}^2$$

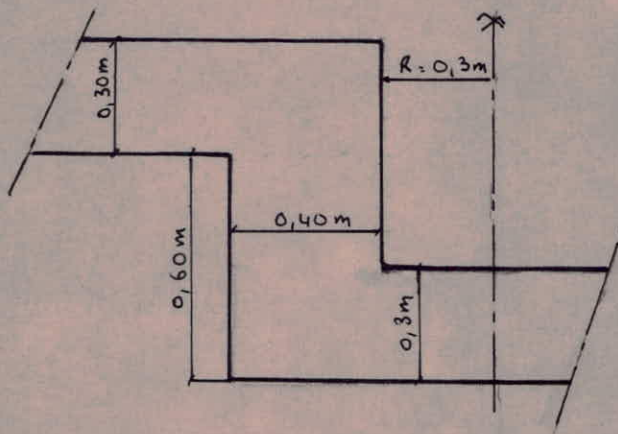
$$\rightarrow A_{\text{eff}} = \bar{\omega} h = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma' b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 21,81 \text{ kg/cm}^2$$

Tableau du Ferrailage utilisé

		Armature superieure	Armature Inferieure
dalle Inferieure	Armature radiale	sur toute la circonference, il faut disposer 142 T12, qu'il faut arrêter à 30 cm du centre.	- $2,45 < R < 7,45$ m disposer 284 T12 - $0,3 < R < 2,45$ arreter une barre sur deux.
	Armature tangentielle	- $0,3 < R < 2$ m disposer 25 T16 espacé de 7 cm. - $2 < R < 3$ m disposer 10 T16 - $3 < R < 4$ m disposer 8 T16 - $4 < R < 7,45$ m disposer 4 T16/m.l.	disposer sur toute la circonference 4 T12/m.l.
dalle superieure	Armature radiale	- $0,3 < R < 4,61$ m disposer 71 T12 sur toute la circonference - $4,61 < R < 7,45$ m. disposer 71 T12 + 71 T8 sur toute la circonference	- $0,3 < R < 2,45$ m disposer 47 T12 sur toute la circonference - $2,45 < R < 7,45$ disposer 47 T12 + 94 T8 sur toute la circonf.
	Armature tangentielle	disposer sur toute la circonference 4 T12/m.l.	- $0 < R < 1$ m mettre 6 T12 - $1 < R < 2$ m mettre 5 T12 - $2 < R < 7,45$ mettre 4 T12/m.l.

G. CANALISATION



nous avons, au centre de la dalle inférieure, un puits de diamètre 0,6m et de profondeur = 0,6m.

Armature de la ceinture

Sa section béton est $b' = 0,3 \times 0,4 = 0,12 \text{ m}^2$ et cette section est soumise à 2 efforts de traction.

- un effort de traction provenant du moment radial qui s'exerce au centre de la dalle et qui est de 14,38 t.m alors, cet effort de traction $T_1 = \frac{M}{3}$
- un effort de traction provenant de l'action du voile conique sur la dalle inférieure (effort déjà calculé, se conférer : ceinture inférieure du voile conique) Cet effort sera nommé T_2 .

$$\rightarrow T = T_1 + T_2 = \frac{M}{3} + T_2 = \frac{14,38}{3} + 17,3 = 78 \text{ t/m.l.}$$

On considère que cet effort s'applique au centre de la section, alors.

$$F = T \cdot R = 78 \times 0,5 \text{ m} = 39 \text{ T}$$

$$\Rightarrow A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{39}{2,4} = 16,25 \text{ cm}^2$$

nous prendrons 8 T16.

Armature verticale

$$M_r = 14,38 \text{ t.m} \rightarrow A = \frac{M_r}{3 \cdot \sigma_a} = 17,12 \text{ cm}^2$$

9 T16 / m. pourtour.

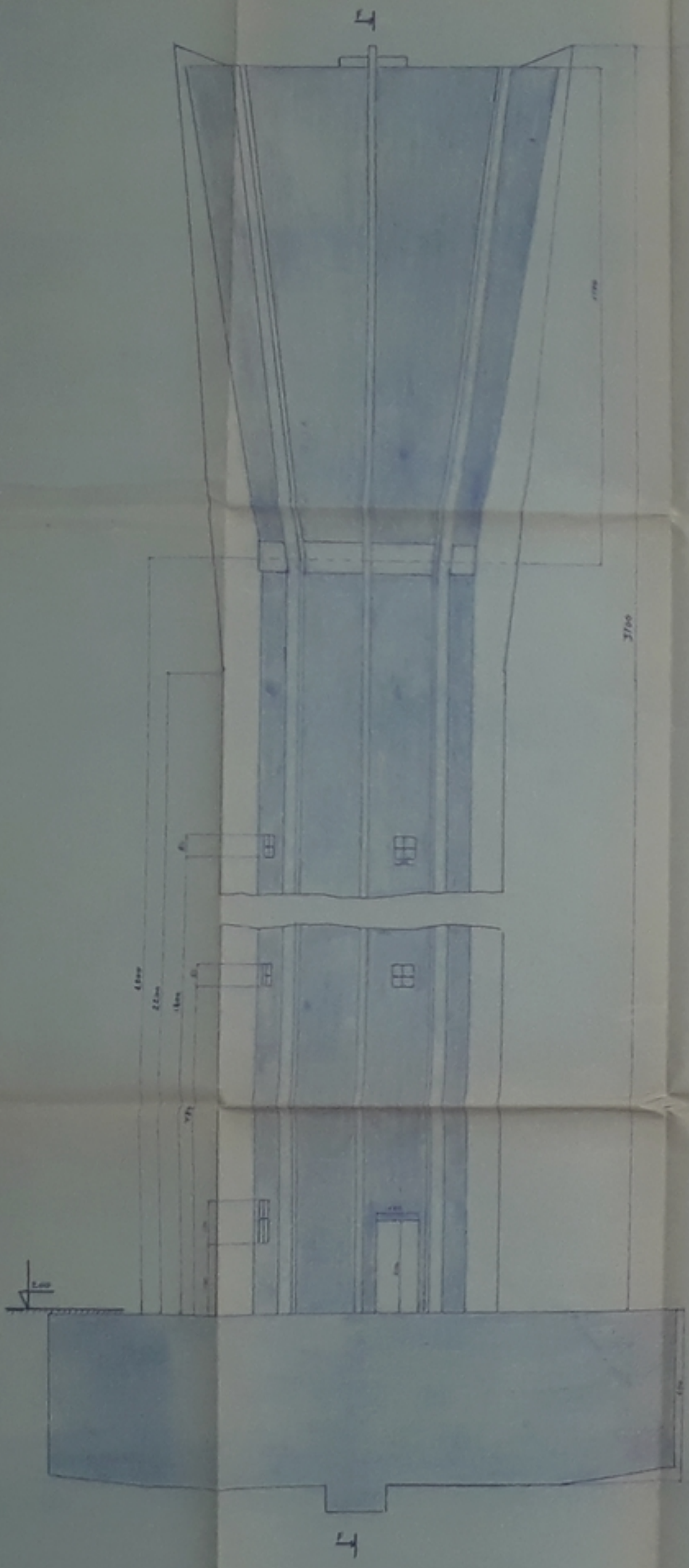
nous disposerons, sur les 2 couches, des T16 espacés de 11 cm suivant tout le pourtour de la canalisation.

- Conclusion -

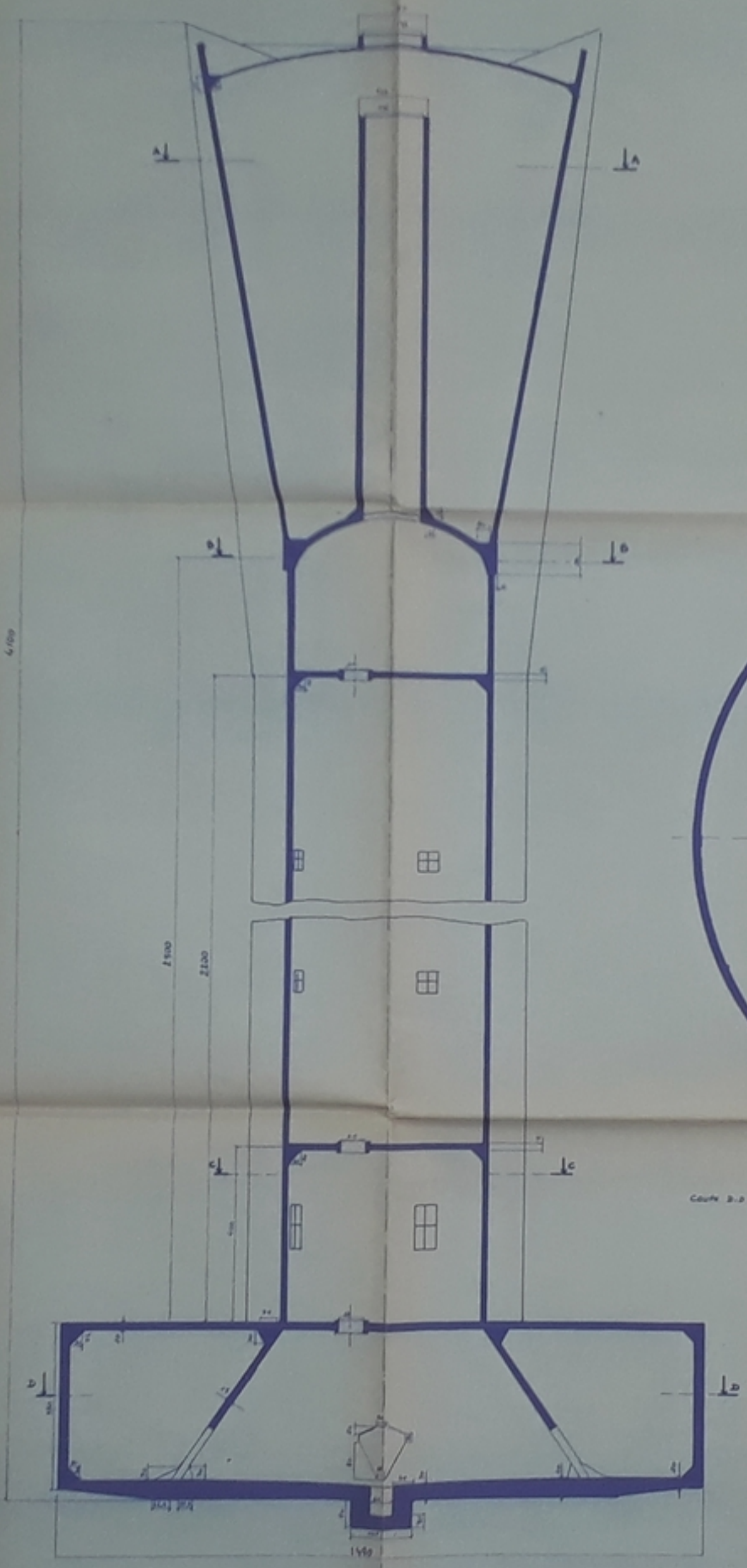
L'étude de ce projet nous a permis de mettre en application les connaissances acquises à l'ENPA, et à nous perfectionner dans les calculs de flexion composée pour des sections annulaires. Et elle nous permettra, dans l'avenir un abord facile des problèmes de construction.

Bibliographie:

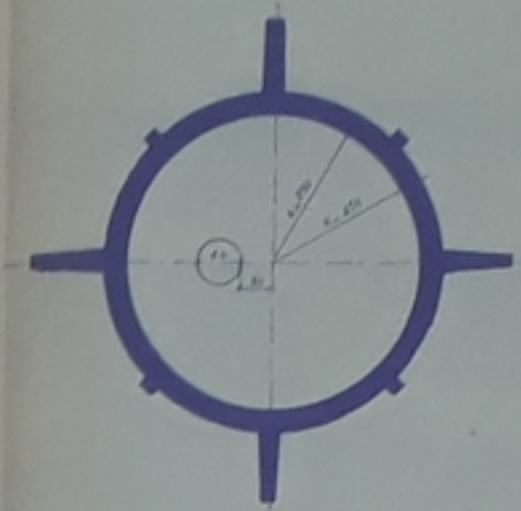
- P. CHARON (calcul des Ouvrages en B.A.)
- TIMOSHENKO (calcul des plaques et coques).
- CCBA 68 (Règlement B.A.)
- N.Y. 65 (Règlement Neige et Vent)
- P.S. 69 (Règlement parasismique).
- GUERIN (Reservoirs et chateaux d'eau).



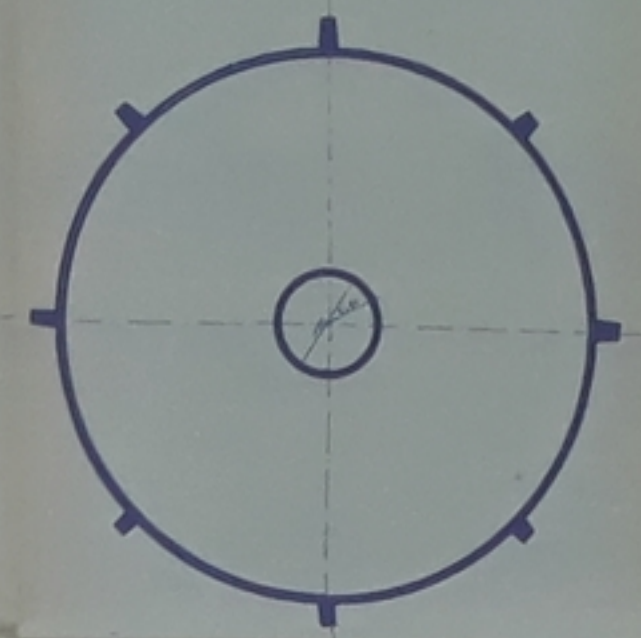
FIGURE, éch. 1/50



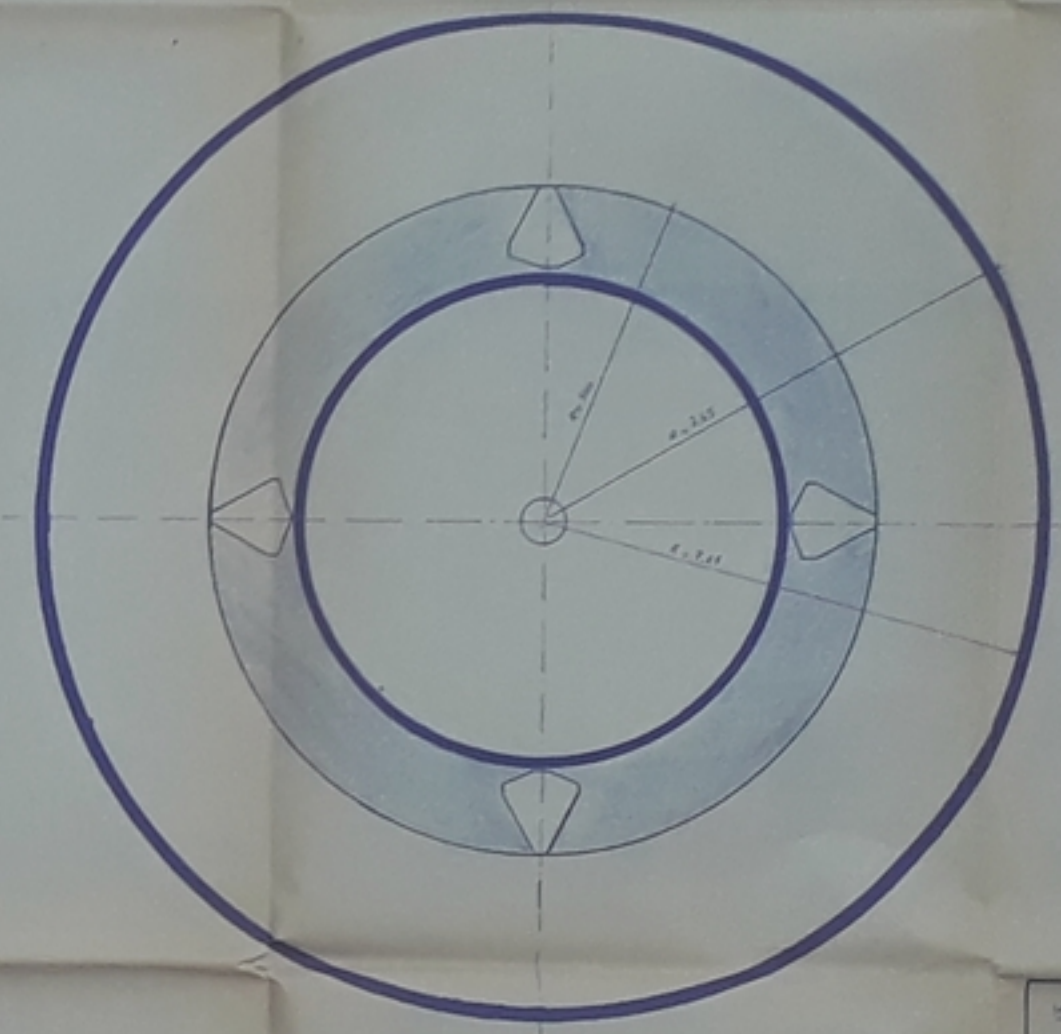
Coupe F.F., éch. 1/50



COUPE B.B., éch. 1/50



COUPE A.A., éch. 1/50



COUPE C.C., éch. 1/50

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES PRESENTE PAR
I. BENSLIMANE
S. LAÏDI

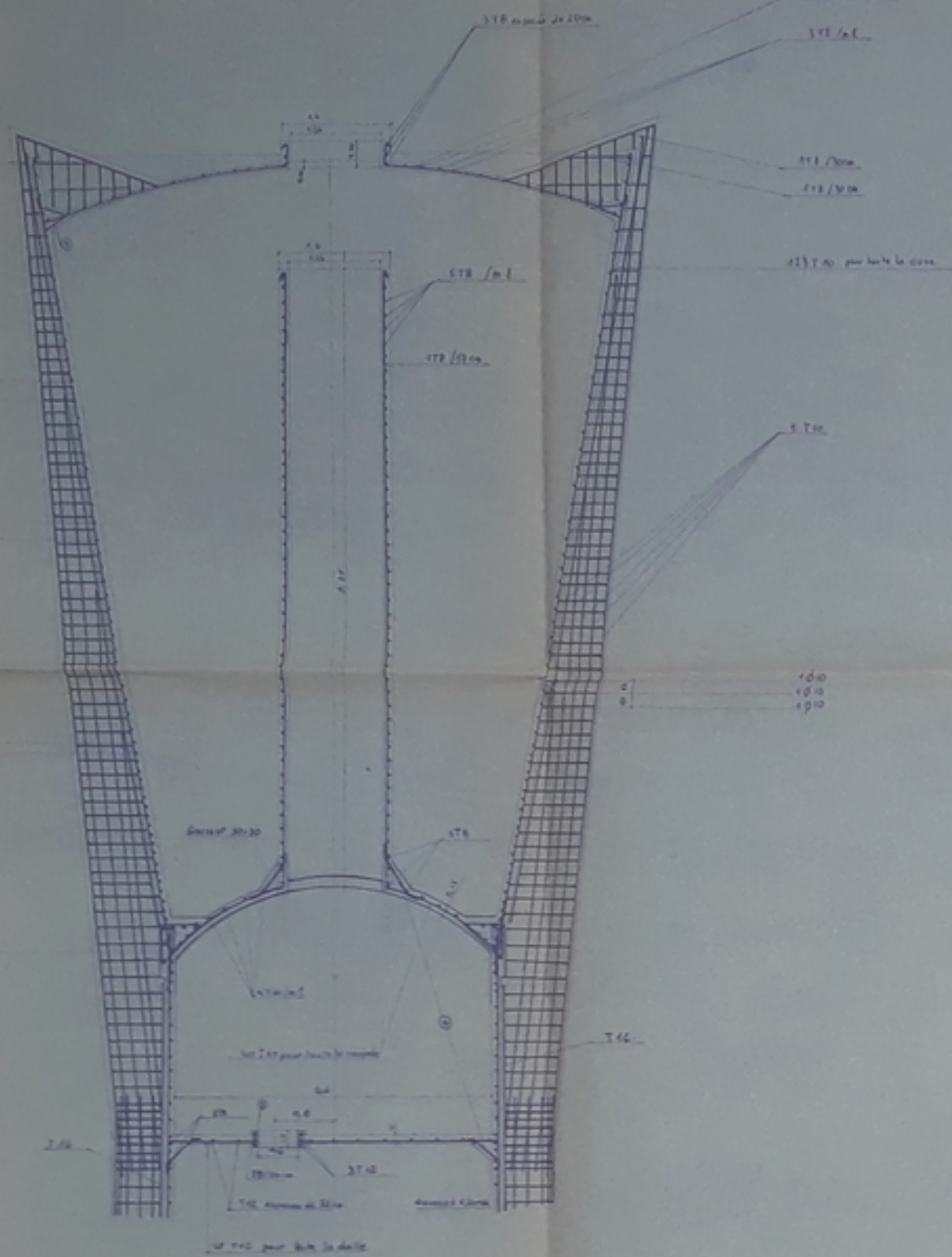
CHATEAU D'EAU

SUJET PROPOSE PAR L'ES, DNC
SERIEE PAR P. BONNEVILLE

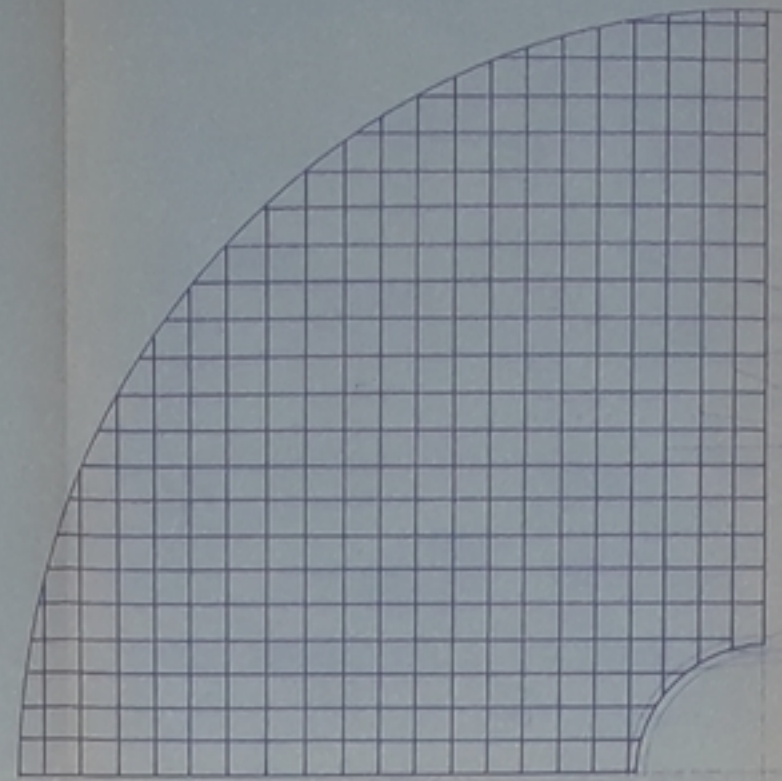
JUN 1978

COFFRAGE ET DETAIL

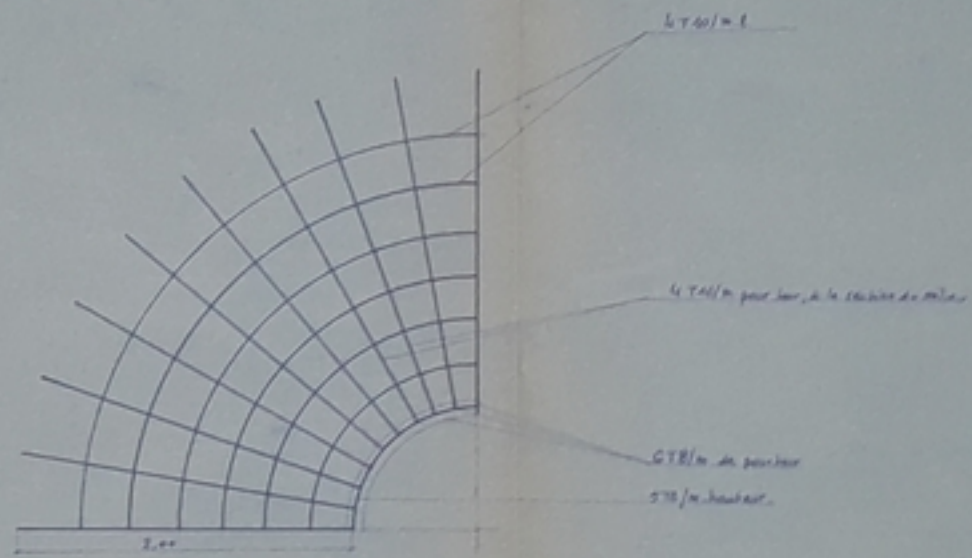
ECHELLE	1/50
PLAN N°	01



Ferraillage de la tour - éch 1/20

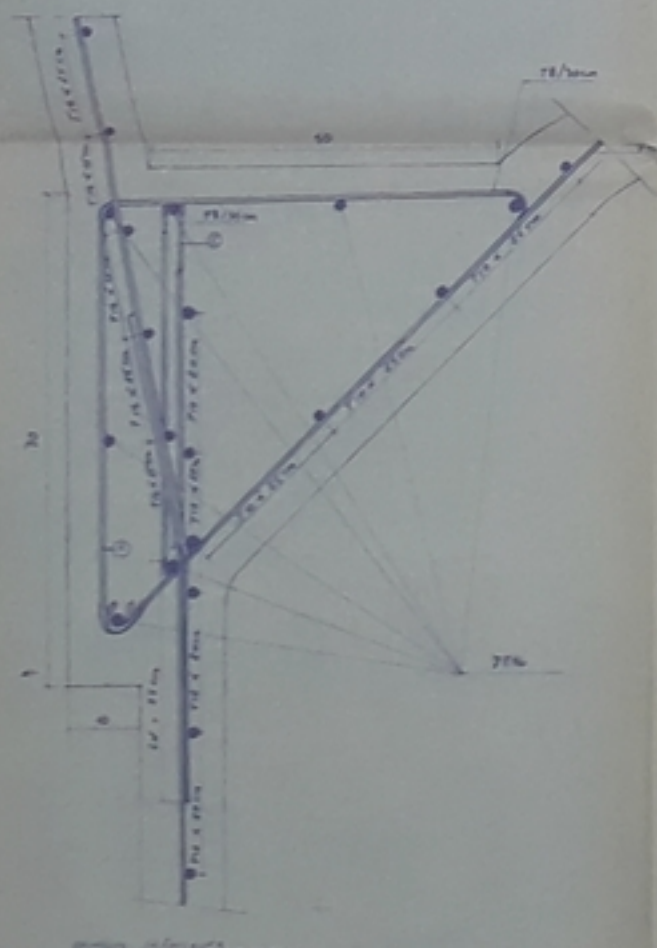


Ferraillage de la coupole Supérieure éch 1/20

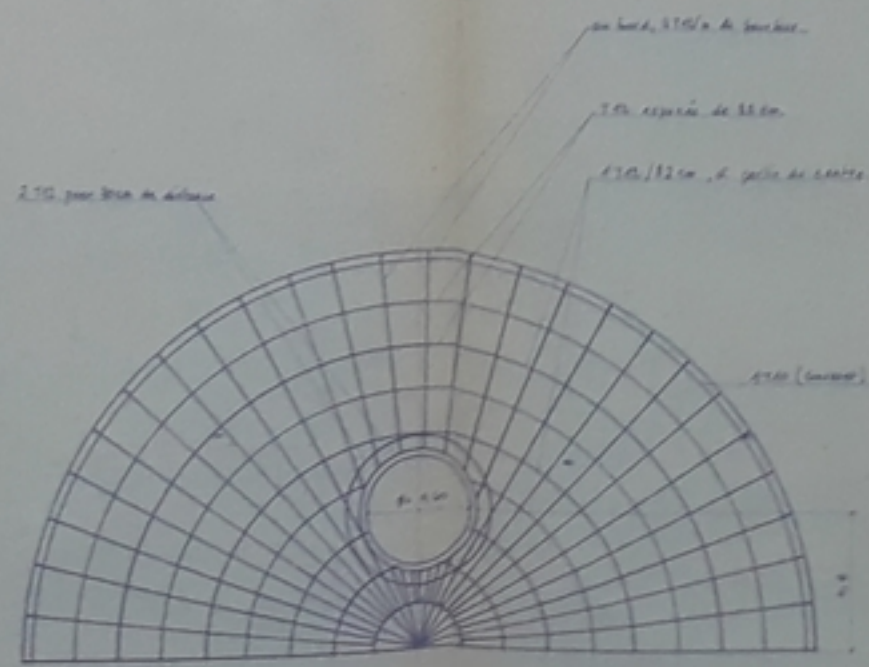


Ferraillage de la coupole inférieure éch 1/20

Description	Alt	Vol	Ferraillage
Coupe	①	1.200 m	
Clou	②	1.200 m	
Clou	③	1.200 m	
Joint de	④	1.200 m	
Joint de	⑤	1.200 m	
Joint de	⑥	1.200 m	
Support d'arc	Support d'arc en béton		
Support de	Support de ...		
Courbes	Courbes ...		



Ferraillage de la tour



Ferraillage de la dalle d'axe 378 éch 1/20

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE D'ALGER

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES PRESENTE PAR

S. LAIBI
BENELMARI

CHATEAU D'EAU

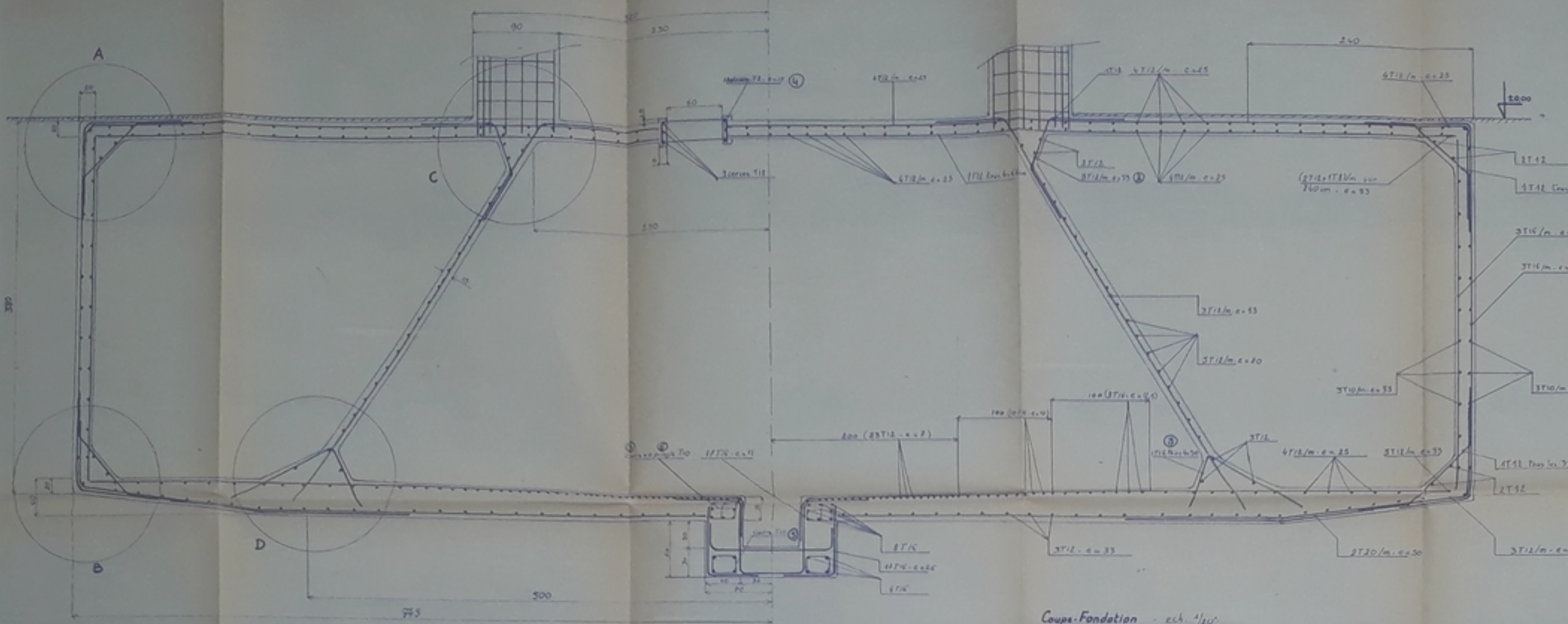
SUJET PROPOSE PAR
L'ES, DNC

SUJET PROPOSE PAR
P. BOUDEVILLE

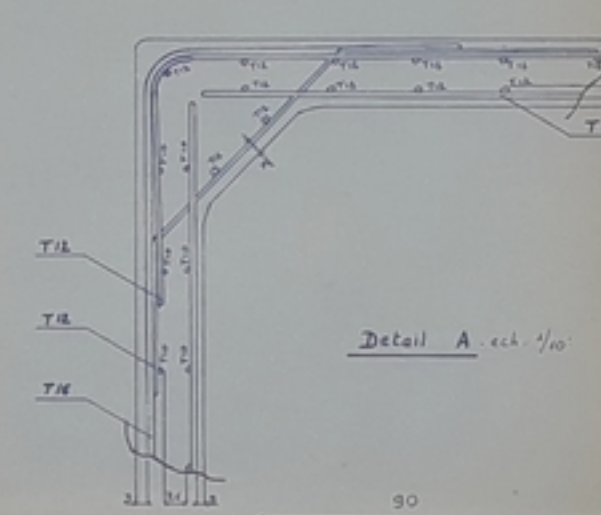
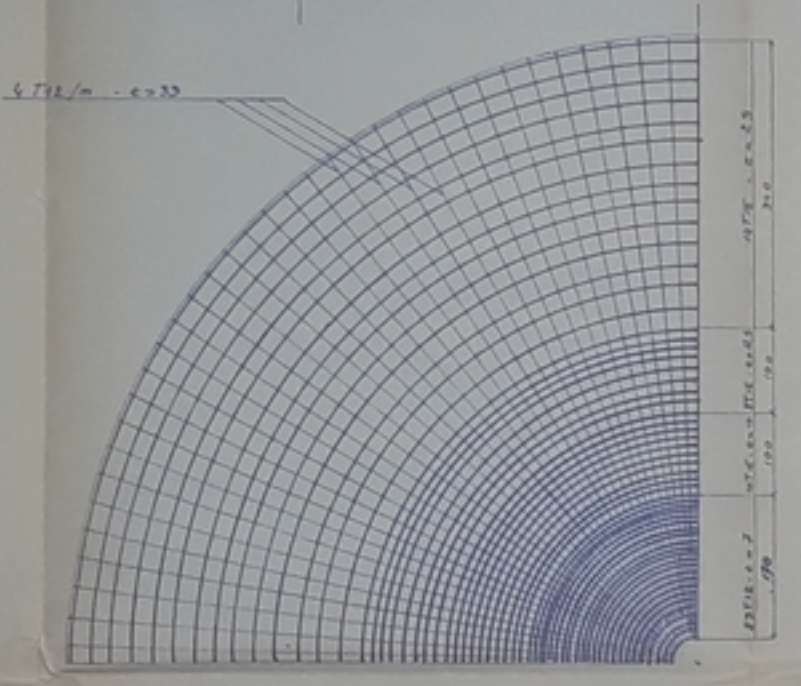
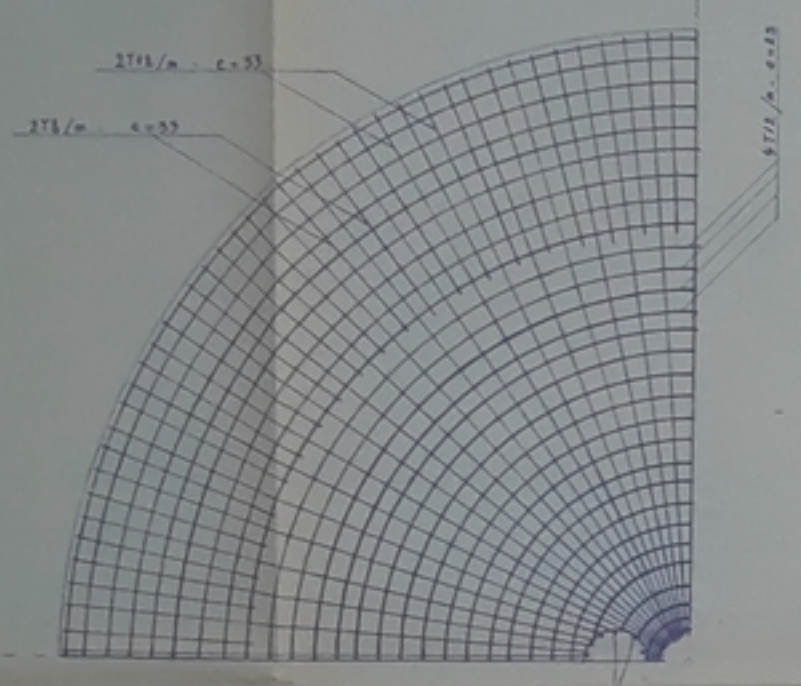
605-378

Ferraillage et Détails du Reservoir Supérieur

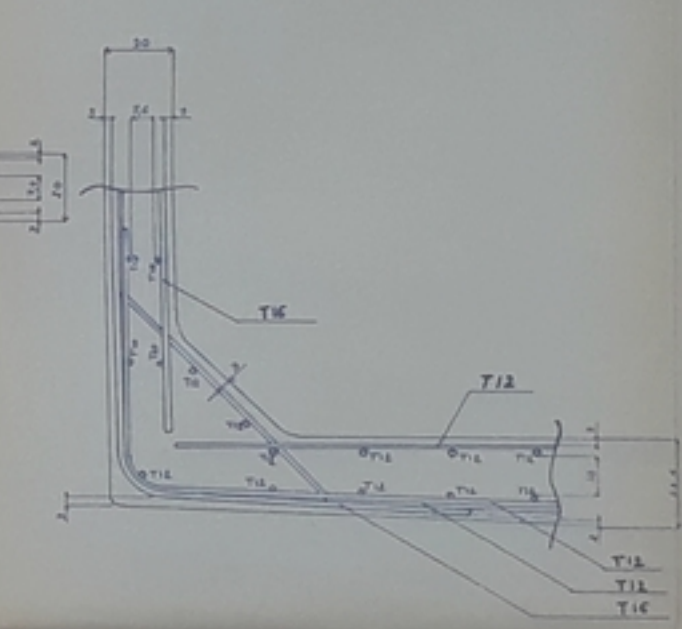
ECHELLE 1/40



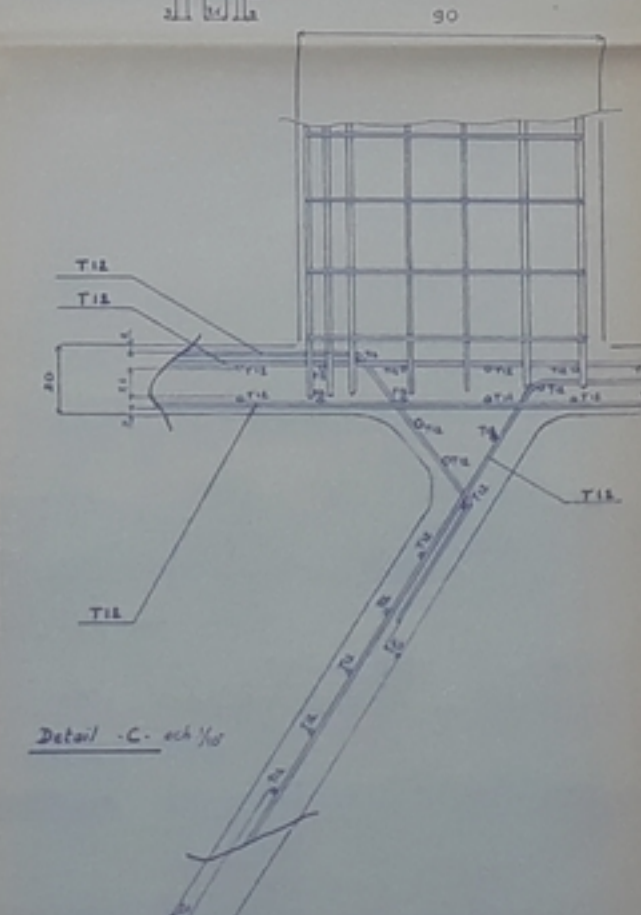
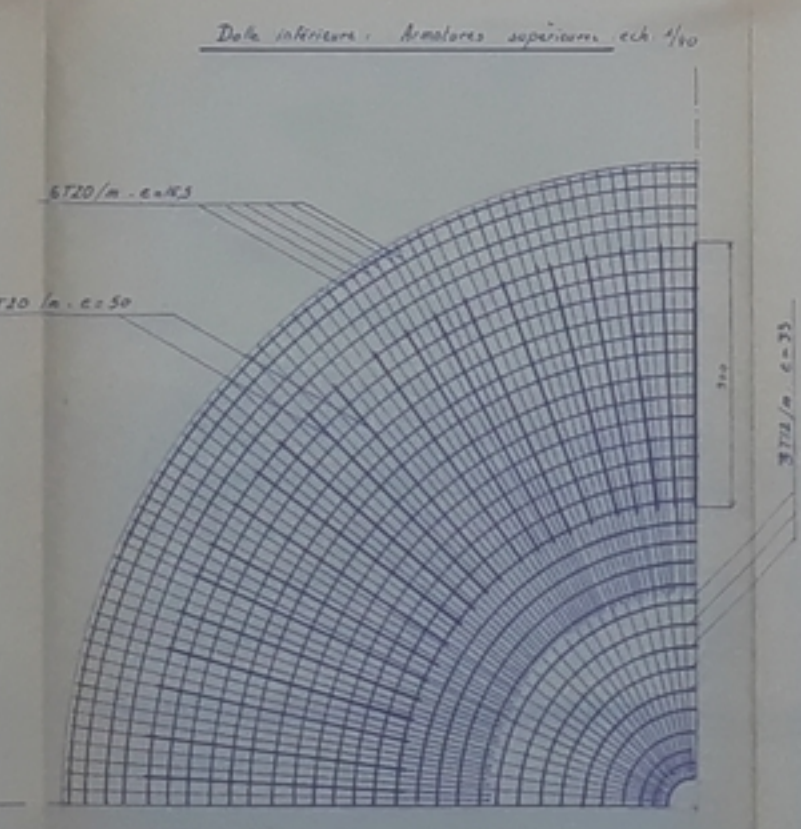
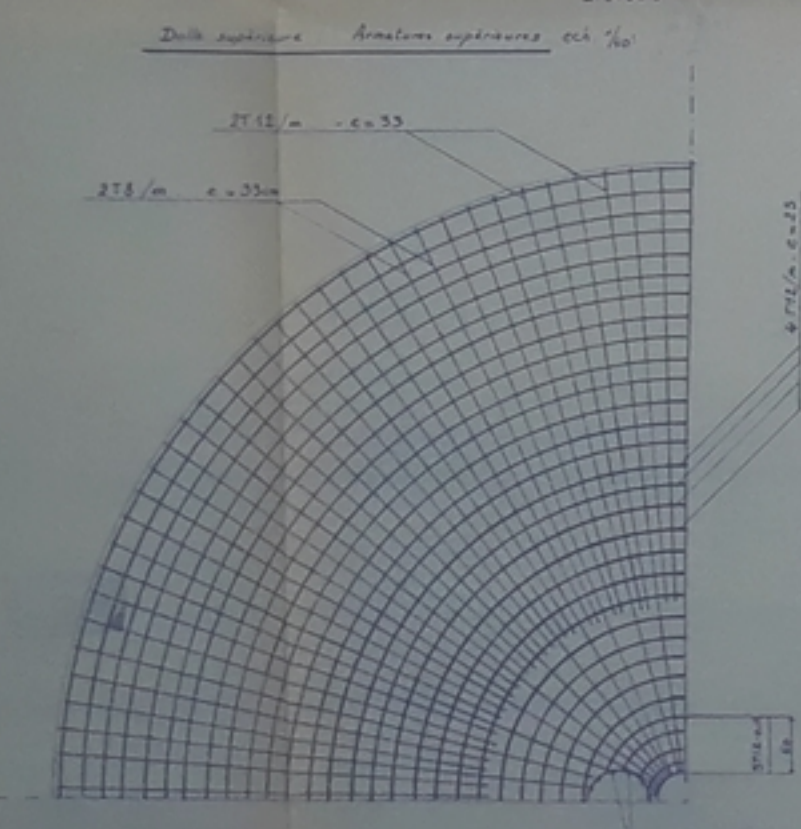
Coupe Fondation - éch. 1/50



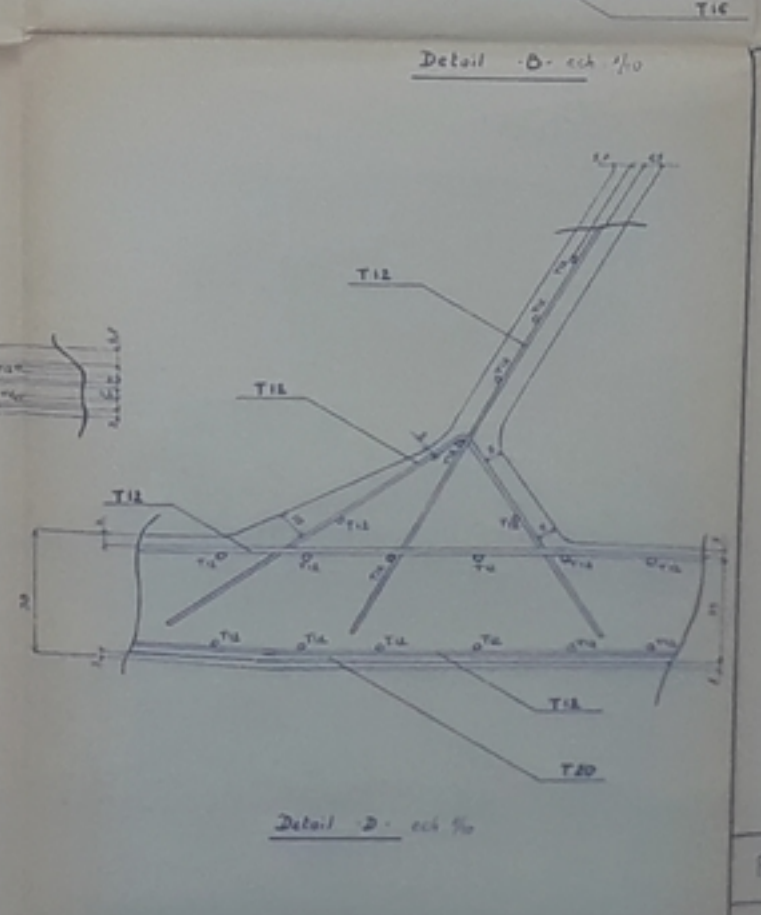
Detail A - éch. 1/10



Detail B - éch. 1/10



Detail C - éch. 1/10



Detail D - éch. 1/10

Armatures		
N°	Ø	Ferraillage
1	T12	
2	T12	
3	T12	
4	T8	
5	T10	
6	T10	

NOTA

- Pour toutes les barres $l_d \geq 35\phi$
- Béton de Béton $e = 40 \text{ cm}$

MINISTRE DE L'ENVIRONNEMENT, SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

PB 045177

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES PRESENTE PAR

I. BENSILMANE

S. LARBI

CHATEAU D'EAU

SUJET PROPOSE PAR L'ES.DNC

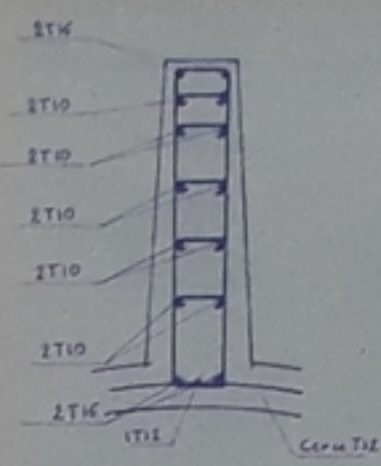
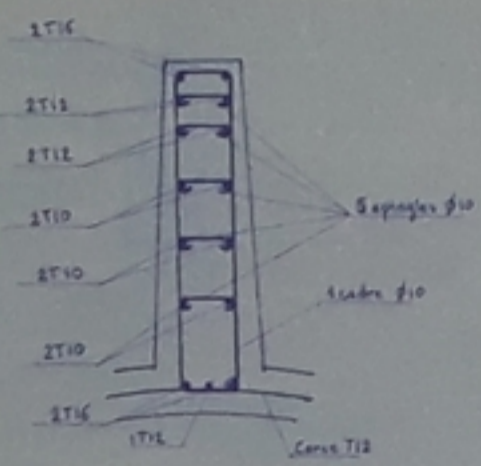
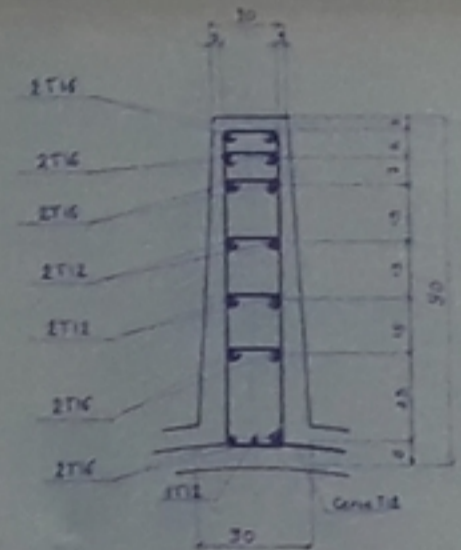
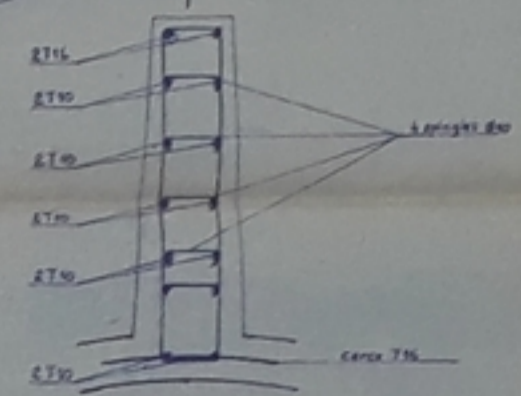
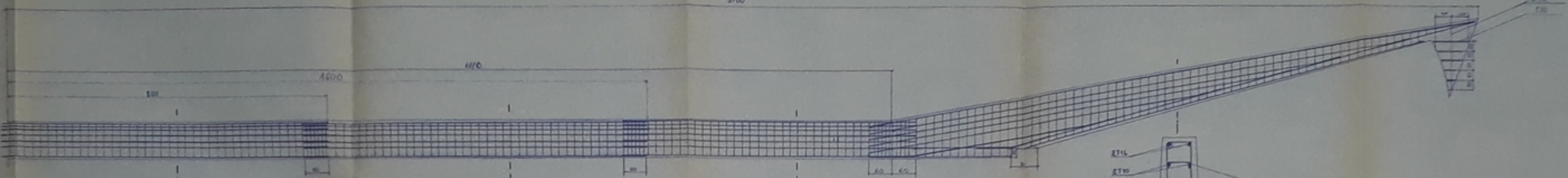
BERGÉ PAR P. BONNEVILLE

JUN 1978

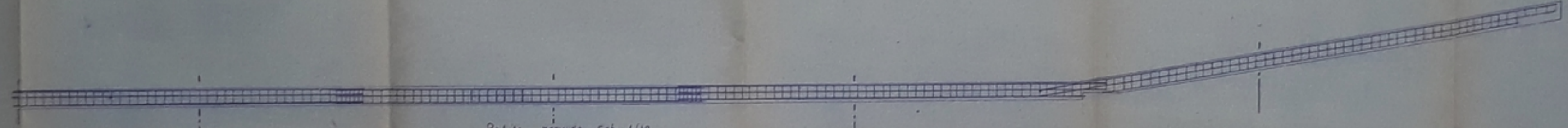
FERRAILLAGE ET DETAIL DU RESERVOIR ENTERRÉ

ECHELLE	1/50, 1/20, 1/10
PLAN N°	03

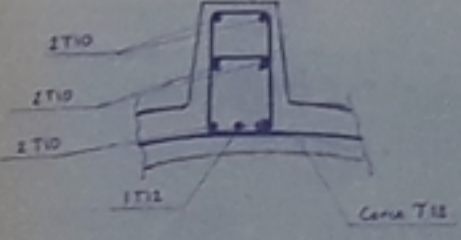
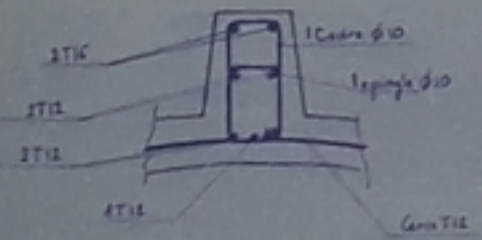
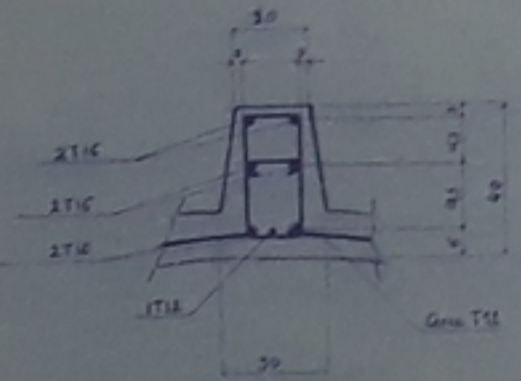
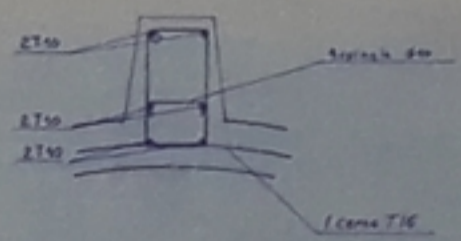
3700



Details Ech 1/10



Palme NERYUR Ech 1/10



Details Ech 1/10

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE D'ALGER
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

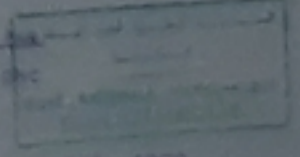
DEPARTEMENT GENE CIVIL

INLET DE TR ETUDES PRESENTE PAR

S. LAMR
NEAUME

CHATEAU D'EAU

INLET PROPOSEE PAR
U.S. SNC
S. LAMR
NEAUME



JUL 1978

FERRALLAGE ET DETAIL DES NERVURES

Echelle: 1/10
Page: 1/1

