

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE ET CONCEPTION D'UN
RESERVOIR D'EAU
SEMI-ENTERRE

4500 m³

4 PLANCHES

Proposé Par :

D. H. W. A

Etudié par : M^{rs}

HAMOUCHE KAMEL
GHABOUBA SAÏD

Dirigé par :

M^{me} KHETTAB

PROMOTION : JANVIER 87.



- REMERCIEMENTS -

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à :

- Notre promotrice M^{me} KHETTAB
- Aux ingénieurs M^{rs} ABALACHE et BERRAZOUANE du B.E.H.A
- A l'architecte M^r HAMOUCHE SALEM
- A M^{me} MOHABEDDINE, enseignante à l'ENP
- A M^{elles} DOURA HAFIDA et ADROUCHE FARIDA

Ainsi qu'à tous ceux qui ont participé à notre formation et plus particulièrement, les enseignants du département de GENIE - CIVIL

- DEDICACES -

Je dedie ce travail

- A celle que j'aime le plus au monde: MA MÈRE
- A mon très cher père
- A Cherif, Salem et Nadia
- A ma nièce Aïda
- A Mohamed, Ali, Salim ainsi qu'à tous mes amis(es).

Kamel

Je dedie ce travail

- A toute ma famille
- A toute la famille HAMOUCHE
- A tous mes amis(es)

Salim

- TABLE DES MATIERES -

CHAP I : INTRODUCTION, CONCEPTION, GENERALITES	page 1
CHAP II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	page 7
CHAP III : CALCUL DE LA COUVERTURE	page 14
CHAP IV : CALCUL DE LA PAROI	page 30
CHAP V : ETUDE HYDRODYNAMIQUE	page 52
CHAP VI : CALCUL DES FONDATIONS	page 63
CHAP VII : CALCUL DE LA CHAMBRE DES VANNES	page 78

INTRODUCTION
GENERALITES
CONCEPTION

1. DEFINITION

Un reservoir est un bassin artificiel où sont accumulés et conservés des substances en reserves, dans notre cas la substance en question est de l'eau.

2. ROLE DU RESERVOIR

Il a pour rôle de regulariser les variations de la consommation selon les périodes et les besoins.

Il doit aussi contenir en tout temps une reserve suffisante et ce pour faire face à une interruption imprévue des installations de refoulement.

3. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

Les reservoirs peuvent être classés en fonction des critères suivants :

- La position du reservoir par rapport au sol
(au niveau du sol, enterrés, sur pylônes, sur bâtiment.)
- La forme de la cuve
(reservoirs carré, circulaire, rectangulaire, ou de forme quelconque)
- Le mode de fermeture
(reservoirs couverts, non couverts)
- La complexité de la construction
(reservoirs, simples, multiples, superposés)
- La nature du liquide conservé
(reservoirs à vin, à bière, à eau potable...)

4. CARACTERISTIQUES D'UN RESERVOIR

Un bon reservoir doit satisfaire à différents impératifs :

- **Resistance** : Il doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis. (poids propre, poids de l'eau, poids surcharges d'exploitations, fluage, retrait).
- **Durabilité** : Le matériau constituant le reservoir doit conserver toutes ses propriétés et ce après un long contact avec l'eau.
- **Étanchéité** : Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit être étanche, c'est à dire...

non fissuré, ou fissuré dans des conditions acceptables.

- CONCEPTION DE L'OUVRAGE -

Devant les besoins en eau potable sans cesse croissants de la commune de BARAKI, la direction de l'hydraulique de la wilaya d'ALGER a été obligé de prévoir en plus de 2 réservoirs de 5000m^3 existant déjà, la réalisation d'un autre réservoir de 4500m^3 .

Ce réservoir a fait l'objet de notre étude et se présente.

1. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

- forme géométrique : cylindrique.
- capacité : 4500m^3 .
- hauteur utile de l'eau : $8,00\text{m}$.
- diamètre intérieur : $27,00\text{m}$.
- site : BARAKI.
- matériau utilisé : Béton armé.

2. JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION

a) Économique sur les frais de la construction.

A hauteur et volume donnés, la surface en plan sera plus petite pour un réservoir cylindrique que pour toute autre forme de réservoir.

b) Étude architecturale très simplifiée

Ce type de réservoir étant assez courant, il est simple de trouver en Algérie une main d'œuvre qualifiée.

c) Étanchéité facile à réaliser

Vu l'uniformité de la surface intérieure, l'étanchéité sera simple à réaliser.

- PROTECTION DE L'OUVRAGE -

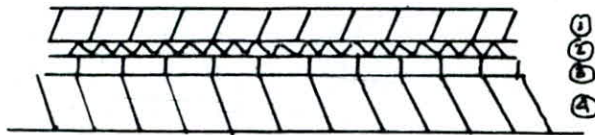
Le réservoir étant un ouvrage très coûteux et très important, nous prévoirons une protection contre toutes les attaques climatiques possibles

- PROTECTION AU VENT.

d'étude au vent du réservoir est inutile car $H < 11$ m, l'emprise du vent sur l'ouvrage est négligeable.

- PROTECTION A L'EAU

d'étanchéité de la coupole sera assurée par une couche de papier Kraft, surmontée d'un enduit de ciment grillagé dosé à 500 kg/m^2 .



- ① Enduit de ciment.
- ② Papier Kraft.
- ③ Isolant stillite.
- ④ dalle en béton armé.

Pour l'amélioration de l'étanchéité et la protection de la paroi on prévoit des enduits. Les enduits seront en mortier de ciment.

On disposera de 2 couches dosées à 500 kg/m^2 de sable sec sur une couche d'accrochage (dosée à 400 kg/m^2)

- la première couche forme le dessous
- la seconde couche forme l'enduit proprement dit.

REMARQUE:

Il est déconseillé d'utiliser des ciments de fabrication récente dont le retrait serait préjudiciable à l'étanchéité.

- PROTECTION THERMIQUE

d'expérience montre que dans le cas des grands réservoirs, l'inertie thermique de la masse d'eau d'une part et de la masse de béton d'autre

part, sont telles que les variations de température de l'eau sont tellement faibles de l'été à l'hiver et que toute isolation thermique dans ce cas serait superflue.

Pour la coupole nous prévoyons une couche d'isolant stibite et ce afin de calorifier la masse d'air au dessus de l'eau.

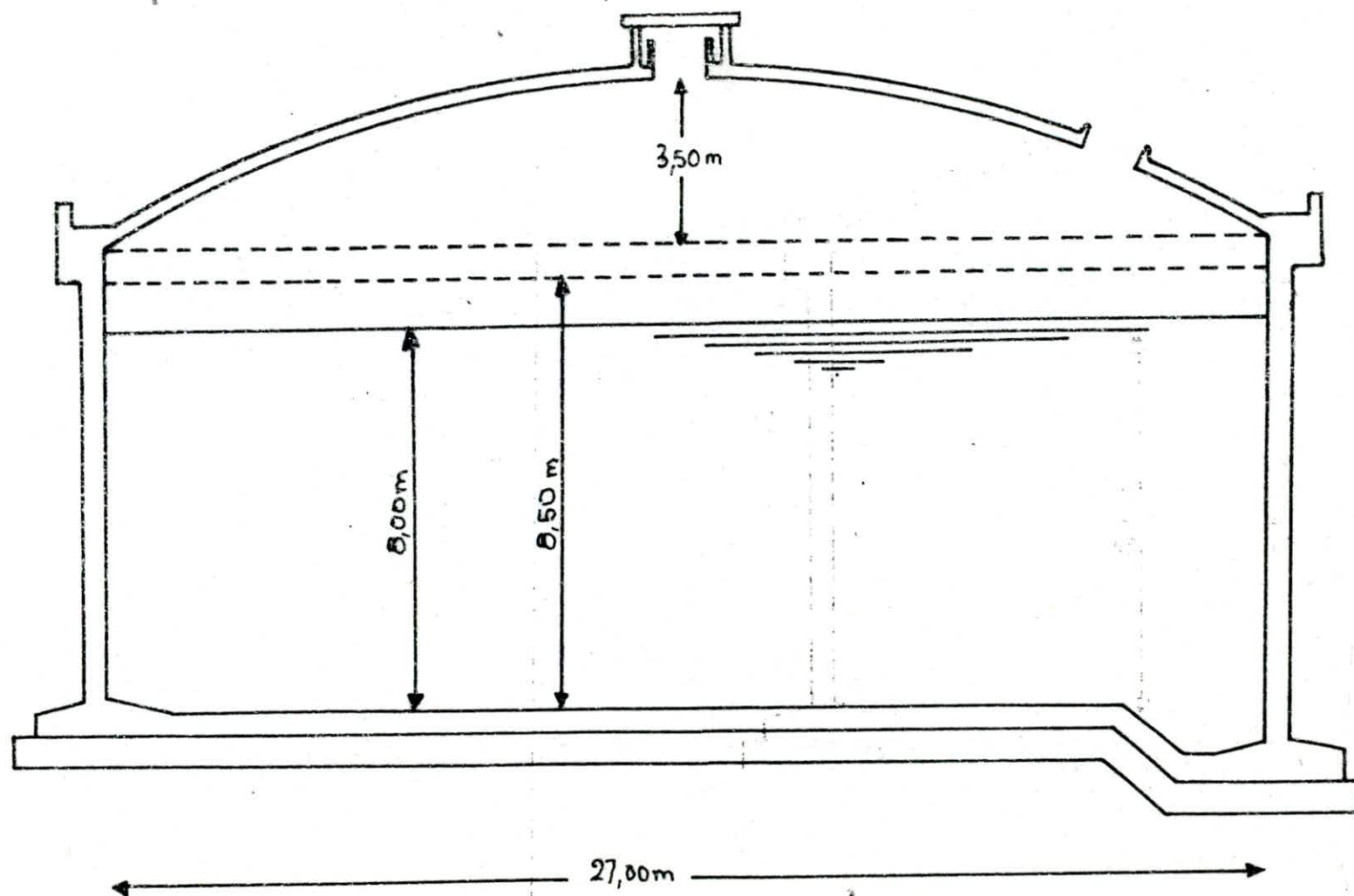
- PROTECTION DE LA SUBSTANCE EN RESERVE

L'eau dite "potable" propre à la consommation humaine n'attaque pas le béton, puisqu'elle est toujours légèrement alcaline.

Il convient seulement, par conséquent, que les cuves soient étanches.

Pour cela nous utiliserons le même procédé que sur la face externe.

- PRESENTATION DE L'OUVRAGE -



**CARACTERISTIQUES
DES
MATERIAUX**

I BETON

Nous utilisons un béton très étanche pour cela le dosage porte à 400 kg/m^3 de CPA 325 avec un contrôle attenué.

1.1 CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE NOTÉE $\bar{\sigma}'_b$

On a $\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \sigma'_n$

avec

σ'_n : contrainte d'écrasement du béton (résistance nominale) après 28 jours

f'_b : fraction de résistance nominale

$$f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

- α dépend de la classe du ciment utilisé CPA 325 $\alpha = 1$
- β dépend de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en oeuvre

$\beta = 5/6$ si le contrôle est attenué.

$\beta = 1$ si le contrôle est strict.

- γ dépend des épaisseurs relatives h_m des éléments de construction et des dimensions des granulats C_g .

$$\gamma = 1 \text{ si } h_m > 4 C_g$$

$$\gamma = \frac{h_m}{4 C_g} \text{ si } h_m < 4 C_g$$

- δ dépend de la nature des sollicitations

- compression simple $\delta = 0,3$

flexion simple et composées

$\delta = 0,6$ quand N est une traction

$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$ quand N est une compression.

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section complète de béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central, pour une section annulaire de faible épaisseur, de diamètre moyen D . on aura alors $e_1 = D/4$.

d'où pour $0 < e_0 \leq 0,75 D$ nous avons $\delta = 0,3 \left(1 + \frac{1,33 e_0}{D}\right)$
pour $e_0 > 0,75 D$ nous avons $\delta = 0,6$

- ε : coefficient variant de 0,5 à 1

ε varie en fonction de la nature de la sollicitation et de la forme de la section.

On prendra dans tous les cas $\varepsilon = 1$.

conclusion:

Sous SP_1 : 1^{er} genre de sollicitation.

- compression simple: $\bar{\sigma}'_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 300 = 75 \text{ bars}$
- flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 300 = 150 \text{ bars}$

Sous SP_2 : 2^{er} genre de sollicitation

- compression simple: $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b (SP_1) = 112,5 \text{ bars}$
- flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b (SP_1) = 225 \text{ bars}$

1.2 CONTRAINTE DE TRACTION DE REFERENCE NOTEE $\bar{\sigma}_b$

on a $\bar{\sigma}_b = f_b \sigma'_{28}$

avec: $f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$

- α, β, γ : sont les mêmes coefficients que ceux expliqués au 1.1.
- $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$ ($\sigma'_{28} = \sigma'_{28} = 300 \text{ b}$)

donc:

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,025$$

finalement:

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,025 \cdot 300 = 6,25 \text{ b.}$$

REMARQUE:

① le fait de définir une contrainte de traction de référence, n'entraîne pas l'obligation de limiter à cette valeur la contrainte de traction du béton calculée, en prenant en considération les sections tendues ($B + nA$).

② Cette contrainte est faible et difficile à respecter. Le nouveau texte du cahier de charge applicable à la construction des réservoirs et cuves en béton armé établi en 1966, prévoit une contrainte

admissible de traction de béton $\bar{\sigma}_b$ égale au produit du coefficient θ par la contrainte limite de rupture en traction à 28 jours σ_{28} .

$$\bar{\sigma}_b = \theta \cdot \sigma_{28} \quad \sigma_{28} \leq 22b ; \theta \geq 1$$

$\theta = 1 \rightarrow$ traction simple

$\theta = 1 + \frac{2e_0}{3h} \rightarrow$ flexion composée (e_0 : excentricité, h : épaisseur)

$\theta = \frac{5}{3} \rightarrow$ flexion simple

On se limitera à $\bar{\sigma}_b = 22 \text{ bars}$

1.3 CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ADMISSIBLE NOTÉE $\bar{\tau}_b$

La contrainte tangente du plan neutre τ_b est bornée au droit de chaque section droite, en fonction de la contrainte maximale de compression du béton $\bar{\sigma}'_b$ concomittante, sur cette même section droite par les inégalités suivantes :

$$\bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b \quad \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b = 21,8 b$$

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

II LES ACIERS

Nous utiliserons 2 types d'acier :

- à haute adhérence $F_e E 40$ doux

$$\sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cn} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm}$$

- doux (ou ronds lisses) $F_e E 24$ donc $\sigma_{cn} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

2.1 CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION NOTÉE $\bar{\sigma}_a$

En respectant les contraintes de non fissuration exposées dans le C.C.B.A 68 article 49.22, la valeur maximale de la contrainte de traction admissible doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \sigma_{a1} = \frac{2}{3} \sigma_{cn} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

σ_1 : contrainte systématique de fissuration.

σ_2 : contrainte accidentelle de fissuration.

Pour les éléments non en contact avec l'eau:

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

ϕ : diamètre nominal de la plus grosse barre tendue

η : coefficient de fissuration $\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les H.A

K : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration

$K = 0,5 \cdot 10^4$ fissuration très préjudiciable

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration défini par le rapport $\frac{A}{B_f}$

A : section totale des armatures tendues

B_f : section de béton ayant pour centre de gravité le centre de gravité des armatures tendues.

VALEURS DE $\bar{\sigma}_a$

- pour les aciers doux: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (1570 b)

- pour les aciers H.A $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (2750 b) ($\phi \leq 20$)

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670 \text{ kg/cm}^2$ (2610 b) ($\phi > 20$)

Dans le tableau suivant, on donne les valeurs de $\bar{\sigma}_a$ après comparaison ($\bar{\sigma}_a, \sigma_2$) (des valeurs sont données en kg/cm²)

$\bar{\sigma}_a \backslash \phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
A. dx	1600	1600	1530	1368	1249	1156	1081	967	865	765
A. H.A	2448	2234	1935	1731	1580	1463	1368	1224	1094	967

REMARQUE:

- σ_2 est en général supérieure à $\bar{\sigma}_a$ donc on ne considère que les valeurs de $\bar{\sigma}_a$.

Pour les parois en contact avec l'eau, (paroi interne du réservoir) les contraintes σ_1 et σ_2 sont majorées de 300τ , car le gonflement du béton réduit la largeur des fissures et ce, par absence de retrait. On aura donc:

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

d'où les valeurs de $\bar{\sigma}_a$ (en kg/cm^2):

$\bar{\sigma}_a$ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
A. dx	1600	1600	1600	1800	1549	1456	1381	1267	1165	1065
A. HA	2800	2714	2415	2215	2060	1943	1848	1704	1574	1447

2.2 CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION NOTEE $\bar{\sigma}_a'$

Dans le cas des pièces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilisé serait tel que $\bar{\sigma}_{en} < 3300 \text{ kg/cm}^2$, la valeur de la contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}_a'$ sera réduite à $\frac{2}{3} \bar{\sigma}'_{en} \cdot \frac{1. \bar{\sigma}_{en}}{3340}$

- A HA $\bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \cdot \frac{\bar{\sigma}'_{en}}{3340} \cdot \bar{\sigma}'_{en}$

- A. HA $\bar{\sigma}_a' = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (2750 b) si $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\bar{\sigma}_a' = 2670 \text{ kg/cm}^2$ (2610 b) si $\phi > 20 \text{ mm}$

- A dx $\bar{\sigma}_a' = 1150 \text{ kg/cm}^2$

2.3 CONTRAINTE ADMISSIBLE D'ADHERENCE NOTEE $\bar{\tau}_d$

La contrainte admissible d'adhérence sera suivant 2 zones,

- zone d'ancrage normal $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$.

- zone d'ancrage pleine masse $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$.

avec :

ψ_d 1 pour les aciers ronds lisses

1,5 pour les aciers HA

des valeurs de $\bar{\tau}_d$ sont données dans le tableau suivant :

ACIER $\bar{\tau}_d$ (kg/cm ²)	zone ancrage normal	zone ancrage pleine masse
A dx	7,81	12,50
A HA	28,12	12,50

2.4 RECOUVREMENT DES ARMATURES DROIT ET LONGUEUR DE SCHELLEMENT.

La jonction de 2 barres parallèles, identiques est assurée par le recouvrement, lorsque leurs extrémités se chevauchent sur une

longueur l_a .

on a

$$l_a = \begin{cases} l_d & \text{si } d \leq 5\phi \\ l_d + d & \text{si } d > 5\phi \end{cases}$$

d : distance entre axes des barres

La longueur de scellement droit " l_d " d'une barre est la longueur minimale de zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut être total lorsqu'elle est isolée

$$l_d = \phi/4 \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \text{en traction}$$

$$\phi/4 \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \text{en compression}$$

**CALCUL
DE LA
COUVERTURE**

- EXPOSE DE LA METHODE UTILISEE POUR LE CALCUL DE LA COUPOLE -

Pour le calcul de la coupole on doit faire appel à la théorie de la membrane, dont on fait l'exposé selon l'étude de M^r TIMOSHENKO

THEORIE DE LA MEMBRANE

Nous avons selon TIMOSHENKO, pour une coque chargée symétriquement par rapport à son axe, les équations d'équilibre des forces suivantes:

forces suivant la direction Y

$$\textcircled{1} \frac{d(N_{\theta} r_0)}{d\varphi} - N_{\theta} r_1 \cos\varphi + Y r_1 r_0 = 0$$

forces suivant la direction Z

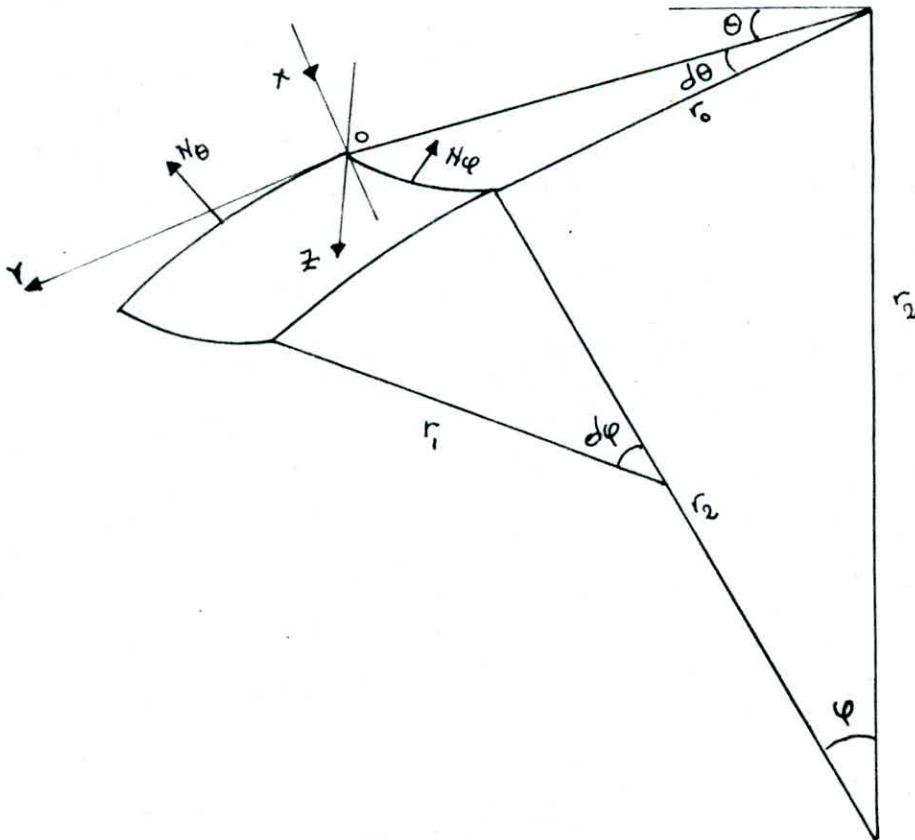
$$\textcircled{2} N_{\varphi} r_0 + N_{\theta} r_1 \sin\varphi + Z r_1 r_0 = 0$$

Y, Z : composantes des forces extérieures

N_{θ} : Effort développé par l'élément de coque étudié suivant les parallèles

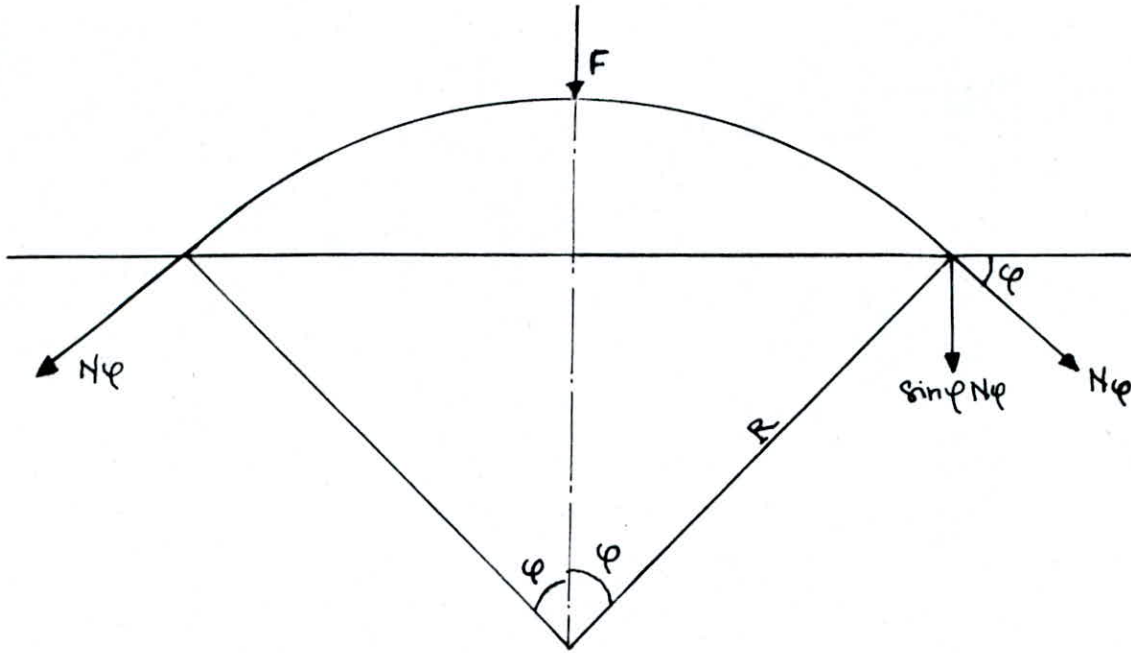
N_{φ} : Effort développé par l'élément de coque étudié suivant les méridiens

r_1, r_2 et r_0 : Paramètres géométriques permettant de localiser l'élément de coque à étudier.



Une autre présentation de la coupole nous permet d'aboutir à l'équation d'équilibre suivante :

$$(3) \quad 2\pi r_0 N_\varphi \sin\varphi + F = 0$$



F est la résultante des forces extérieures sur la coupole.

En divisant l'équation (3) par $r_0 r_1$ et en posant $r_2 = \frac{r_0}{\sin\varphi}$ on obtient :

$$(4) \quad \frac{N_\varphi}{r_1} + \frac{N_\theta}{r_2} = -z$$

CAS DE COQUE SPHERIQUE INCOMPLETE

Soit p la surcharge appliquée par mètre carré de surface sur la coupole.

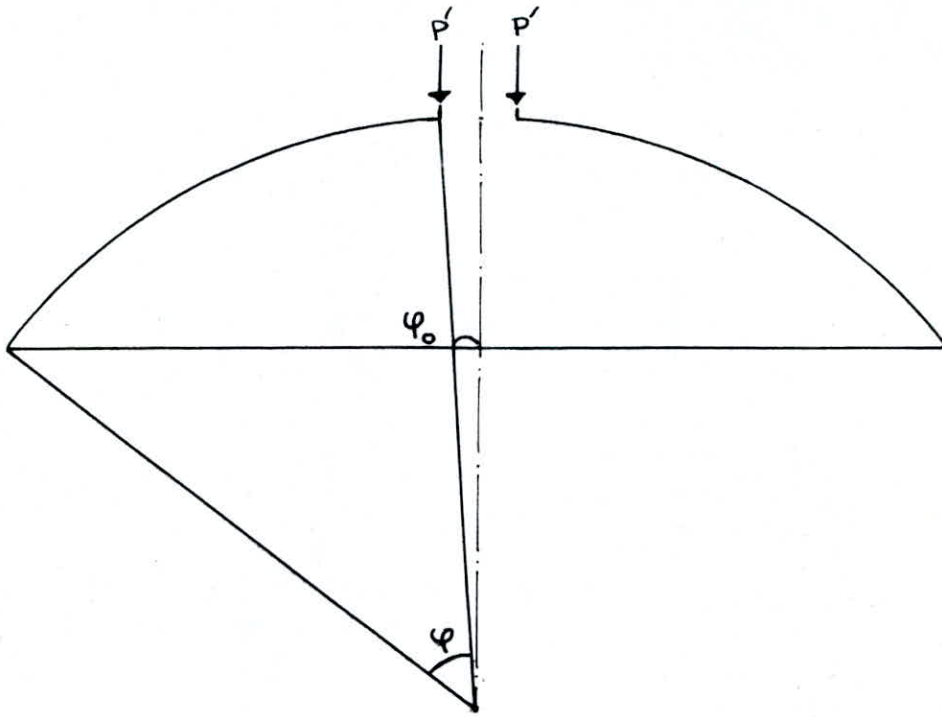
On pose $a = r_1 = r_2 = R$, on a alors $r_0 = a \sin\varphi$.

$$\bar{F} = 2\pi \int_{\varphi_0}^{\varphi} a^2 p \sin\varphi \, d\varphi + 2\pi \bar{p} a \sin\varphi_0$$

$2\pi \bar{p} a \sin\varphi_0$: charge répartie par mètre linéaire au niveau de la cheminée

$2\pi a \sin\varphi$: pourtour à considérer suivant l'angle φ

$a p d\varphi$: charge élémentaire répartie par mètre linéaire de pourtour.



a : rayon de courbure de la coupole.

$$F = 2\pi a \sin\varphi \int_{\varphi_0}^{\varphi} a p d\varphi + 2\pi P' a \sin\varphi_0$$

après intégration

$$F = 2\pi a^2 p (1 - \cos\varphi) + 2\pi P' a \sin\varphi_0$$

En remplaçant F dans l'équation (3) on obtient:

$$N_{\varphi} = -\frac{2\pi p (\cos\varphi_0 - \cos\varphi)}{\sin^2\varphi} - p' \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$

et dans l'équation (4)

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

avec $z = P \cos\varphi$ (projection de la charge répartie sur l'axe Oz)

REMARQUE

Au bord supérieur les équations de N_{φ} et de N_{θ} deviennent

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

$$N_{\theta} = -ap \cos\varphi + p' \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$

- CALCUL DE LA COUVERTURE -

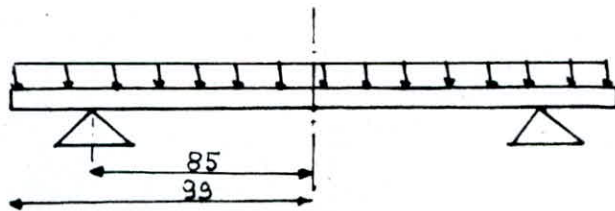
La couverture de notre ouvrage comprend une coupole surbaissée, surmontée d'un lanterneau dont le rôle est l'aération (éviter le grouillement de l'eau)

I CALCUL DU LANTERNEAU

Le lanterneau est constitué d'une dalle circulaire de diamètre 1,98 m reposant sur une poutre cylindrique (que nous appelons cheminée) de diamètre 1,70 m. Les épaisseurs sont respectivement de 10 cm pour la dalle et 8 cm pour la cheminée

1.1 LA DALLE

Nous supposons la dalle comme reposant simplement sur un appui circulaire et d'après les tables de BARES nous schématiserons la dalle comme suit:



- Poids propre : Etanchéité + enduit : $0,05 \text{ t/m}^2$
Poids de la dalle : $2,5 \cdot 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2$
donc $G = 0,3 \text{ t/m}^2$

- Surcharges : a) surcharges climatiques
d'après le tableau des valeurs des surcharges climatiques en Algérie, la valeur de la surcharge en compte est : Neige = $0,02 \text{ t/m}^2$
b) surcharges d'exploitation :
La dalle est inaccessible donc surcharge $q = 0,1 \text{ t/m}^2$

Ponderation des efforts :

$$Q = G + 1,2S = 0,42 \text{ t/m}^2$$

$$Q = G + S + V = 0,42 \text{ t/m}^2$$

1.1.1 Détermination des efforts dans la plaque

la méthode adoptée est celle donnée dans les tables de BARES.

Pour les dalles circulaires reposant sur appui simple circulaire les formules sont les suivantes

a) partie de la dalle où $(R < a)$

- de moment radial

$$M_r = \frac{qa^2}{16} \left[(1+3\nu)r^2 + (1+3\nu)\beta^2 + 2(1-\nu) - 4(1+\nu)\beta^2 \ln \beta \right]$$

- de moment tangentiel

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{16} \left[(1+3\nu)(\beta^2 - r^2) + 2(1-\nu) - 4(1+\nu)\beta^2 \ln \beta \right]$$

- d'effort tranchant

$$T_r = 0,55 qa \rho$$

b) partie de la dalle où $(R > a)$

- de moment radial

$$M_r = \frac{qa^2}{16} \left\{ \left[(3+\nu)\beta^2 + 2(1-\nu) - 4(1+\nu)\beta^2 \ln \beta \right] - (3+\nu)\rho^2 - 2(1-\nu)\frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\nu)\beta^2 \ln \rho \right\}$$

- de moment tangentiel

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{16} \left\{ \left[2(1-\nu) - (1-5\nu)\beta^2 - 4(1+\nu)\beta^2 \ln \beta \right] - (1-3\nu)\rho^2 + 2(1-\nu)\frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\nu)\beta^2 \ln \rho \right\}$$

- d'effort tranchant

$$T_r = \frac{qa}{2} \left(\frac{\beta^2}{\rho} - \rho \right)$$

(ρ, r) : coordonnées polaires d'un point de la dalle, l'origine se trouvant au centre de la dalle.

$\rho = \frac{r}{a}$: distance relative du point étudié,

a : rayon du bord extérieur,

b : rayon de l'ouverture de la dalle.

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

ν : coefficient de poisson

M_r : Moment flechissant radial / unité de longueur de périmétrie.

M_φ : Moment flechissant tangentiel / unité de longueur de diamètre.

T_r : Effort tranchant radial / unité de longueur du cercle.

T_φ : Effort tranchant tangentiel / unité de longueur du diamètre

Données :

$$a = 0,85 \text{ m} ; b = 0,99 \text{ m} , \nu = 0,15 , \beta = 1,165 , q = 0,42 \text{ t/m}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$\beta = 1,165$	r (m)	$f = r/a$	M_r (t.m/m)	M_ψ (t.m/m)	T_r (t/m)
	0	0	0,051	0,051	0
	$a = 0,85$	1	-0,008	0,024	0,179
	$b = 0,99$	1,165	0	0,021	0

1.1.2 Calcul des armatures.

a) armatures radiales

a.1 armatures inférieures

$$M_r = 0,051 \text{ t.m}$$

$$h_t = 10 \text{ cm}$$

enrobage 2 cm

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

On fixera des T10 ($\bar{\sigma}_a = 1732 \text{ kg/cm}^2$).

La méthode utilisée pour le calcul de la section d'acier est celle donnée par Pierre Charon.

$$y = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0069$$

$$y = 0,0069 \rightarrow \varepsilon = 0,9624 \rightarrow \kappa = 118$$

La section d'acier nécessaire à reprendre la flexion radiale est :

$$A = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,38 \text{ cm}^2$$

cette section étant faible nous utiliserons la section d'armature minimale.

$$A_{\min} = 0,3\% \text{ de la section de béton.}$$

surface du béton : $(100 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\text{donc : } A_{\text{inf}}^{\text{rad}} = 3 \text{ cm}^2$$

on opte pour :

$$A_{\text{inf}}^{\text{rad}} = 4 \text{ T10} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

a.2 armatures supérieures

$$M_r = 0,008 \text{ t.m}$$

de même cas que précédemment va se poser donc on choisira la même section

$$A_{\text{rad}}^{\text{sup}} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

b) armatures tangentielles

Le moment maximum tangentiel $M_{\text{max}}^{\psi} = 0,051 \text{ t.m}$

de la même manière qu'en a. (mais avec $h = 7 \text{ cm}$) on obtient :

$$y = 0,009 \rightarrow \epsilon = 0,9573 \rightarrow \kappa = 102$$

$$\text{donc } A^{\psi} = 0,44 \text{ cm}^2$$

on utilise alors la section d'armature minimale. $A_{\psi} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

1.1.3 Vérification des contraintes à la flexion

$$\sigma'_b = \frac{\bar{Q}_k}{K} = \frac{1731}{102} = 16,97 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

ce cas étant le cas le plus défavorable, la contrainte de flexion est vérifiée dans tous les cas.

Pour des raisons pratiques évidentes, nous préférons une section d'armatures en quadrillage.

CONCLUSION :

La dalle est ferrillée par un double treillis soudé à mailles carrés $(20 \times 20) \text{ cm}$ et à diamètre de barres 10 mm .

1.2 LA CHEMINÉE

La cheminée travaille en compression simple, le flambement est à exclure.

$$\text{- poids de la dalle: } 0,1 \cdot \frac{1,98^2}{4} \cdot \pi \cdot 2,5 = 0,77 \text{ t}$$

$$\text{- Enduit, étanchéité: } 0,05 \cdot \frac{1,98^2}{4} \cdot \pi = 0,154 \text{ t}$$

$$\text{- surcharge neige: } 0,02 \cdot \frac{1,98^2}{4} \cdot \pi = 0,062 \text{ t}$$

$$\text{- surcharge d'exploitation: } 0,1 \cdot \frac{1,98^2}{4} \cdot \pi = 0,31 \text{ t}$$

$$\text{- Poids de la tour: } (0,89^2 - 0,81^2) \pi \cdot 0,55 \cdot 2,5 = 0,588 \text{ t}$$

Pondération des efforts :

$$Q = G + 1,2 S = 1,884 \text{ t}$$

$$Q = G + S + V = 1,884 \text{ t}$$

La surface d'appui $S_b = \pi (0,89^2 - 0,81^2) = 0,427 \text{ m}^2$

donc la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma'_b = \frac{Q}{S_b} = 0,44 \text{ kg/cm}^2$$

on remarque que $\sigma'_b \ll \bar{\sigma}'_b$ donc le béton seul suffit à reprendre la compression, on placera néanmoins des armatures minimales dans le sens de la hauteur.

$$\text{Soit } A = 0,3\% S_b$$

S_b : surface d'appui d'une bande de 1m linéaire : $S_b = 0,08 \cdot 1 = 0,08 \text{ m}^2 = 800 \text{ cm}^2$

$$\text{donc } A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{on opte pour } A_{\min} = 4 \text{ T10 / ml}$$

Pour les armatures de répartition on disposera d'une bande T10 tous les 25cm (3 T10 parallèles)

CONCLUSION :

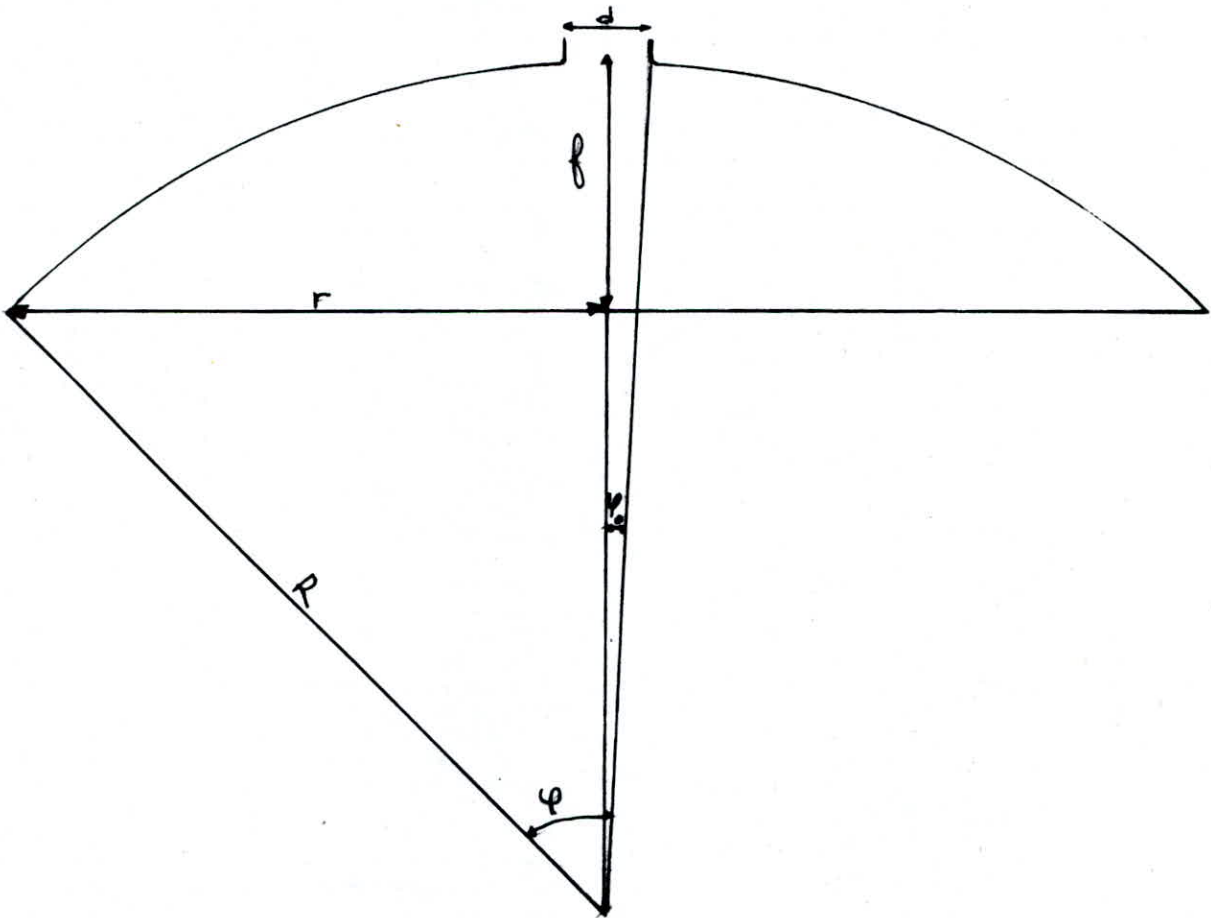
La cheminée est ferrillée par un treillis soudé T10 à mailles carrées (25x25) cm² disposé au milieu de l'épaisseur.

II CALCUL DE LA COUPOLE

La coupole de notre ouvrage est surbaissée $f = 3,50 \text{ m}$ ($f \leq D/2$), elle sera considérée comme sphérique, encastrée, surchargée d'un lanterneau. Des trous d'hommes seront négligés lors des calculs (surface négligeable devant la surface totale de la coupole).

Le calcul se fera par tranches de 1m à la base, la coupole étant surbaissée le vent n'entrera pas en ligne de compte.

2.1 DETERMINATION DE L'ARC GÉNÉRATEUR ET DES ANGLES φ et φ_0 .



Données : $r = 13,5\text{ m}$, $f = 3,5\text{ m}$, $d = 1,3\text{ m}$

$$R^2 = (R-f)^2 + r^2 \Rightarrow R = \frac{f^2 + r^2}{2f} = 27,785\text{ m}$$

$$R = 27,785\text{ m}$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{r}{R-f} = 0,55 \longrightarrow \varphi = 29,07$$

$$\text{sin } \varphi_0 = \frac{d}{2R} = 1,34 \longrightarrow \varphi_0 = 1,34$$

2.2 DETERMINATION DES EFFORTS

a) Détermination du poids de la coupole par m^2 .

idenc que pour la dalle : $P = 420\text{ kg/m}^2$

b) Détermination de la surcharge du lanterneau par mètre linéaire.

$$P' = \frac{\text{Poids du lanterneau}}{\text{circonférence du lanterneau}} = 0,353\text{ kg/ml}$$

2.2.1 Evaluation des contraintes au bord inférieur.

$$\varphi = 29,07 \quad \cos \varphi = 0,874 \quad \sin \varphi = 0,485$$

$$\varphi_0 = 1,34 \quad \cos \varphi_0 = 0,999 \quad \sin \varphi_0 = 0,023$$

$$N_{\varphi} = -RP \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} \right) - \frac{P' \sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$

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

$$R = 27,785 \text{ m}, \quad P = 420 \text{ kg/m}^2, \quad P' = 353 \text{ kg/ml}$$

$$N_{\varphi} = -6243 \text{ kg/ml}$$

$$N_{\theta} = -3963 \text{ kg/ml}$$

2.2.2 Evaluation des contraintes au bord supérieur.

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

$$N_{\theta} = -RP \cos \varphi_0 + \frac{P'}{\sin \varphi_0}$$

$$N_{\varphi} = -15348 \text{ kg/ml}$$

$$N_{\theta} = 3683 \text{ kg/ml}$$

2.3 CONCLUSION

Toute la coupole sera comprimée suivant les méridiens, suivant les parallèles elle ne sera comprimée que dans la partie inférieure. Au bord supérieur on note l'existence d'une traction c'est pour cela que l'anneau de renforcement a été prévu.

2.4 VERIFICATION A LA COMPRESSION

$$\max N_{\text{comp}} = 15348 \text{ kg/ml}$$

$$\text{donc } \sigma'_b = \frac{N_{\text{comp}}^{\max}}{S_b}$$

$$S_b = (10 \times 100) \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } \sigma'_{b_0} = 15,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 75 \text{ kg/cm}^2$$

Toute la coupole sera donc armée par un treillis soudé placé au milieu de l'épaisseur.

2.5 DIMENSIONNEMENT DU TREILLIS SOUDE

2.5.1 armatures suivant les méridiens

$$A = 0,3\% S_0 = 0,3 \cdot 10 = 3 \text{ cm}^2$$

On optera alors pour:

$A_m = 4T10$ par mètre de développement de la parallèle au bord inférieur.

On doit pour des raisons pratiques (encombrement des aciers) ajouter une barre méridienne sur 2.

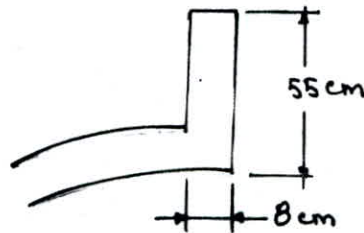
2.5.2 armatures suivant les parallèles

ces armatures ne serviront que de répartition, on prendra

$$A_p = \frac{A_m}{3} = 1 \text{ cm}^2$$

cette section est trop faible, pour une bonne répartition des efforts, nous placerons 4T10 par mètre de développement de la méridienne.

2.6 CALCUL DE L'ANNEAU DE RENFORCEMENT



L'anneau est soumis à une traction due à l'effort $N_0 = 3689 \text{ kg}$ cet effort étant développé par mètre linéaire, l'effort total est

$$T = N_0 \cdot \pi \cdot \frac{D}{2}$$

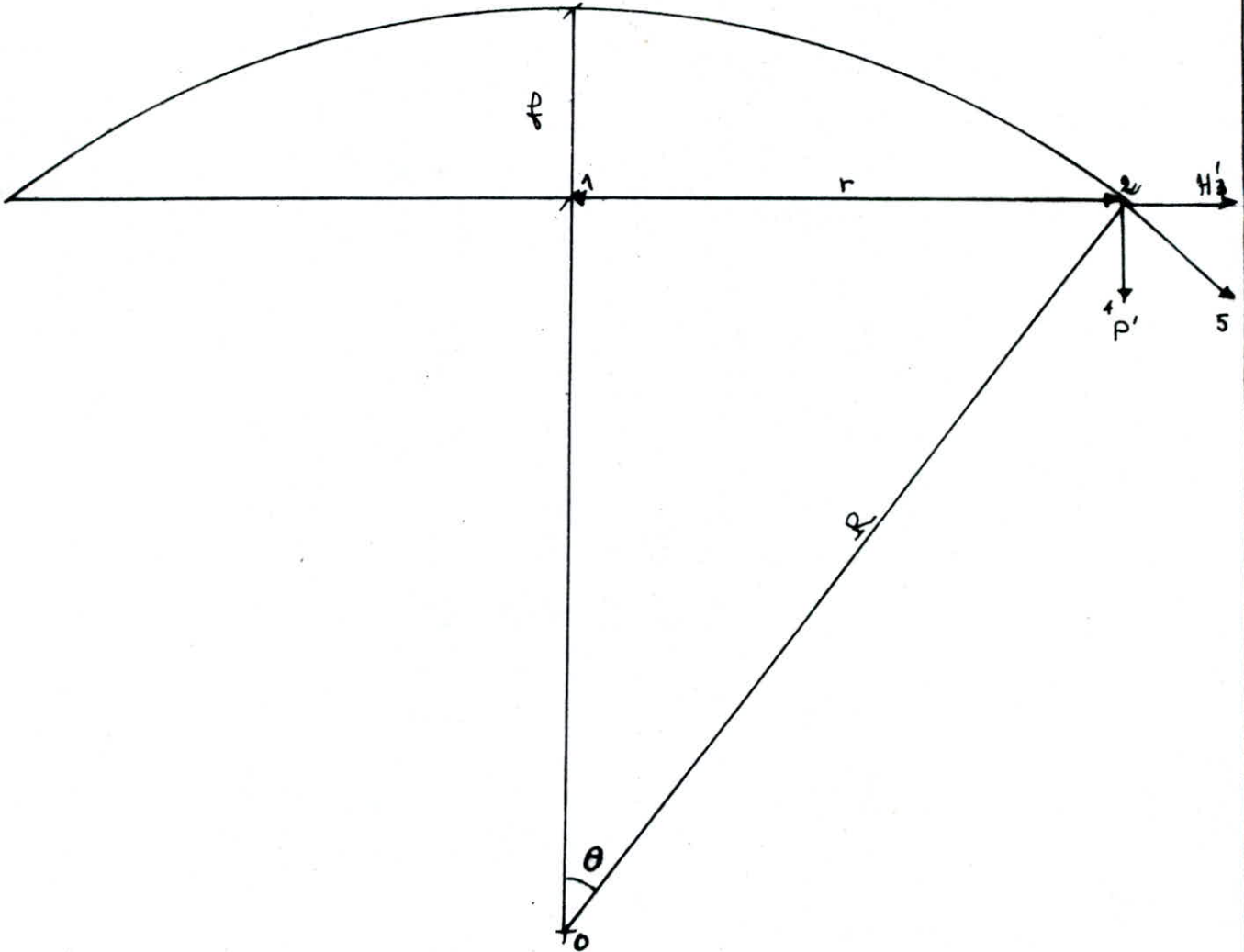
$D = 1,70 \text{ m}$ donc $T = 9847 \text{ kg}$

la section d'armature nécessaire à la reprise de cet effort:

$$A = \frac{T}{\sigma_a} = 5,68 \text{ cm}^2$$

on choisit $A = 8710 = 6,28 \text{ cm}^2$

III CALCUL DE LA CEINTURE



3.1 DETERMINATION DES EFFORTS

P' : composante verticale de compression aux retombées

H' : composante horizontale de compression aux retombées

La surface de la coupole est $S' = 2\pi R f$.

Le poids total de la calotte est $P_p = 2\pi R f \cdot p$ (p : densité surfacique)

Le poids par mètre de pourtour sera donc :

$$P'_p = \frac{P_p}{2\pi r} = \frac{R \cdot f \cdot p}{r}$$

Nous savons que $R = \frac{r^2 + f^2}{2f}$, donc $P'_p = p \cdot \frac{r^2 + f^2}{2r}$

3.1.1 détermination de l'effort H'

En comparant les triangles semblables $\triangle 2.3.5$ et $\triangle 0.1.2$ on tire $\frac{r}{R-f} = \frac{P_p'}{H'}$

$$\text{d'où } H' = \frac{P_p'}{r} (R-f) \quad \text{①}$$

$$\text{où } R = \frac{r^2 + f^2}{2f} \text{ et } R-f = \frac{r^2 - f^2}{2f}$$

$$\text{d'où en remplaçant dans ① : } H' = \frac{r^2 - f^2}{2fr^2} \cdot P_p'$$

3.1.1.1 détermination de p

p densité surfacique du complexe : $p = p_p' + 1,2 p_g'$

$$p = 420 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{d'où } H' = 5443 \text{ kg/ml}$$

L'effort de traction correspondant est :

$$T = H' \cdot l$$

$$T = 73480,5 \text{ kg}$$

3.2 DETERMINATION DE LA SECTION D'ACIER

On optera lors du ferrailage de la ceinture pour des barres HA20 où

$$(\bar{\sigma}_a = 1224 \text{ kg/cm}^2)$$

$$A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = 60,03 \text{ cm}^2$$

$$A = 20 \text{ HA20} = 62,82 \text{ cm}^2$$

3.3 DETERMINATION DE LA SECTION DU BETON.

La section de béton nécessaire est :

(en limitant la contrainte de traction du béton à 22 b).

$$B = \frac{T}{\bar{\sigma}_b} - nA = 2397,74 \text{ cm}^2$$

La section de la ceinture telle qu'elle est conçue :

$$50 \times 60 + 20 \times 10 = 3200 \text{ cm}^2$$

La section réelle étant supérieure à la section indispensable il n'y a pas de modification à apporter.

3.4 VERIFICATION DE LA CEINTURE A LA FRAGILITE

Il faut vérifier l'inégalité suivante:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} > \frac{3\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} \quad \text{ou} \quad A > \frac{3\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} B_f$$

$$\frac{3\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} \cdot B_f = 44,28 \text{ cm}^2$$

$$A = 62,82 \text{ cm}^2 > 44,28 \text{ cm}^2.$$

La condition de fragilité est vérifiée.

3.5 VERIFICATION A LA TORSION

On note l'existence d'un moment de faible valeur dans la partie inférieure de la coupole. ce moment est calculé par la méthode approximative suivante:

(DONNÉE DANS "DESIGN OF THE THIN SHELL STRUCTURES".)

$$M = P' \frac{\kappa^2}{2}$$

$$\kappa = 0,6 \sqrt{RE}$$

b : épaisseur de la coupole : 0,1 m

R : rayon de la sphère

P' : poids total d'une portion de coupole ayant 1 m de longueur à la base

$$P' = P'_p + 1,2 P'_q = p'_p \frac{3}{2\pi R} + 1,2 p'_q \cdot \frac{9}{2r}$$

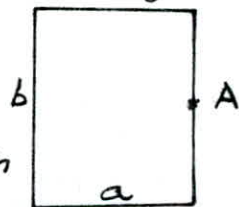
$$P' = 2971 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1,486 \text{ kg/ml}$$

d'existence de ce moment introduit une torsion dans la ceinture, qui engendre des contraintes de cisaillement.

Pour une section rectangulaire la contrainte tangente est maximale au milieu des grands côtés (pt A).

Nous appellerons b le grand côté de la section la valeur de τ_m est donné par:



$$\tau_{bm} = \frac{K M_t}{a^2 b}$$

K: coefficient dependant du rapport a/b

$$\frac{b}{a} = \frac{60}{50} = 1,2 \rightarrow K = 4,62$$

$$\text{d'où } \tau_{bm} = 4,57 \text{ kg/cm}^2$$

Comme $\frac{b}{a} = 1,2 < 3,5$, les règles CCBA88 donnent le pourcentage d'armature transversales par:

$$\tilde{\omega}_t = \frac{a+3b}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\bar{\sigma}_a}$$

des aciers utilisés pour les armatures transversales sont des bandes TB ($\bar{\sigma}_a = 1530 \text{ kg/cm}^2$)

$$\tilde{\omega}_t = 0,0018$$

le volume d'acier qu'il faut pour reprendre la torsion est:

$$0,0018 \times 3000 \times 1 = 5,4 \text{ cm}^3 \text{ (pour 1 cm d'épaisseur de la circonférence)}$$

la section d'un cadre TB = $0,5 \text{ cm}^2$

le volume d'acier transversal a pour valeur: $2 \cdot 0,5 [(40+50) + (40+12)] + 40 \cdot 0,5$

d'où l'espacement des cadres:

$$t_0 = \frac{162}{5,4} = 30 \text{ cm}$$

On placera donc ^{5,4} un cadre TB tous les 30 cm.

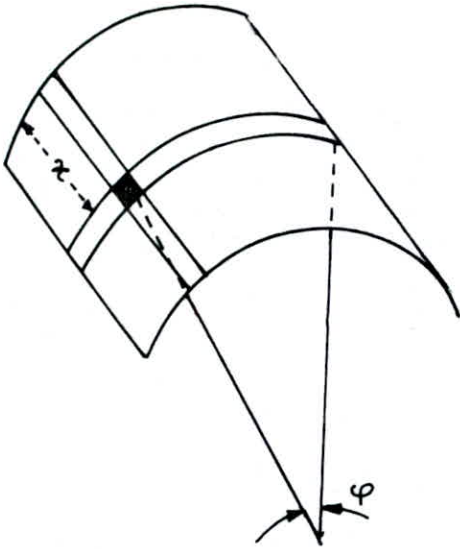
REMARQUE:

Vu l'existence de ce moment, on placera dans la partie inférieure de la coupole, une autre nappe d'armature suivant les méridiens et ce jusqu'à la valeur $y = 1,10 \text{ m}$.

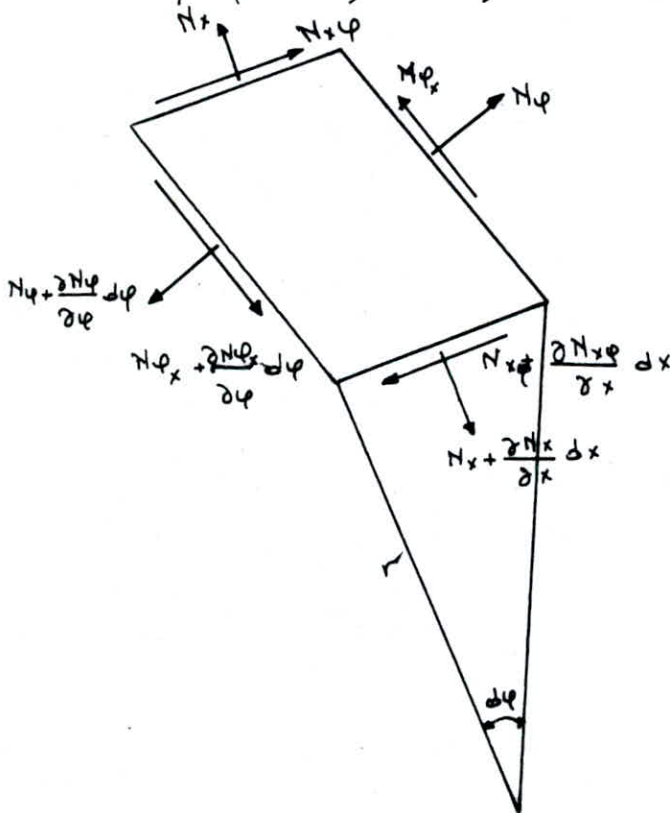
**CALCUL
DE LA
PAROI**

- THEORIE GENERALE DES COQUES CYLINDRIQUES -

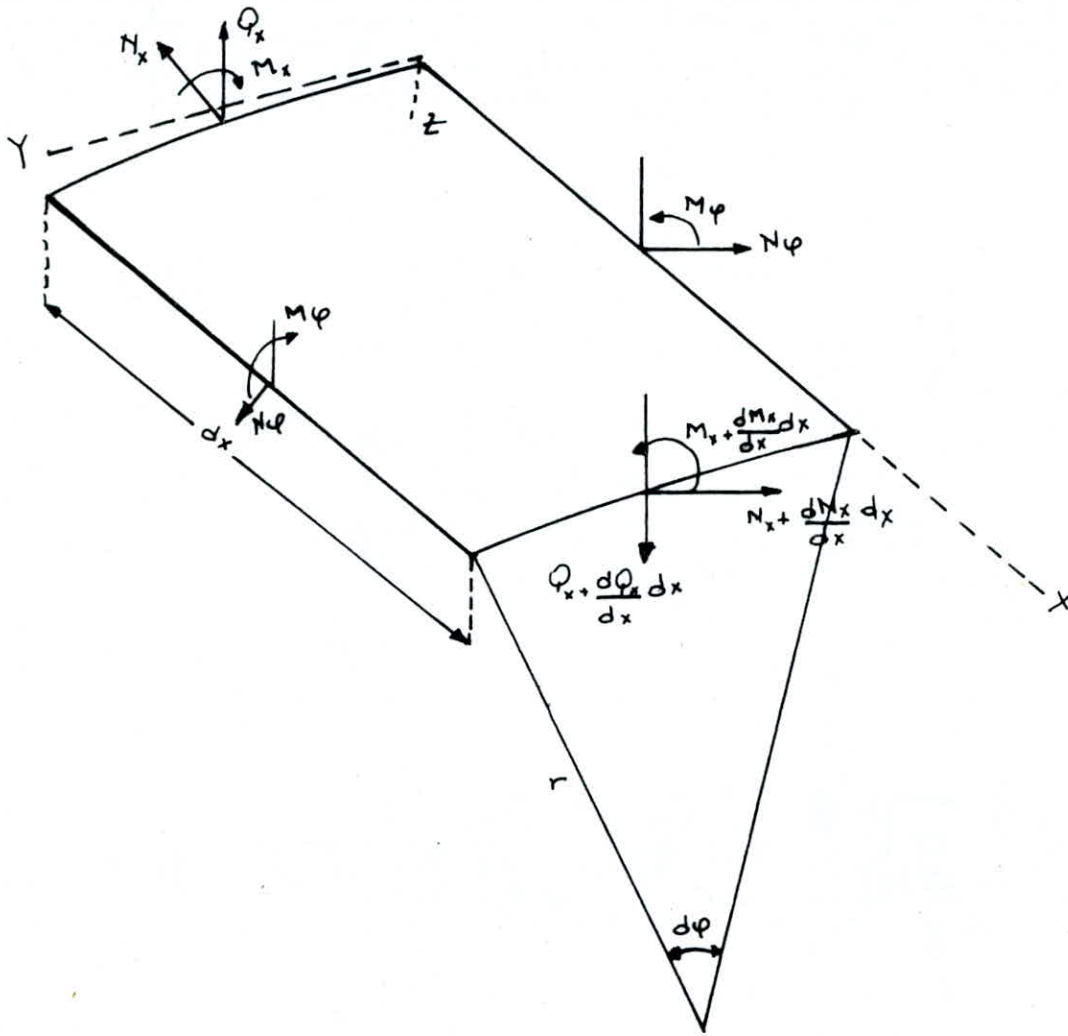
La paroi du réservoir peut être assimilée à une coque cylindrique soumise à l'action de forces réparties symétriques par rapport à l'axe du cylindre, pour cela on considère l'équilibre d'un élément de paroi tel que l'indique la figure suivante:



l'élément de coque (minci) est représenté ci-dessous:



Pour des raisons de symétrie les efforts $N_{x\phi}$, $N_{\phi x}$ et les efforts tranchants transversaux sont nuls.
Si on considère les moments agissants sur l'élément on aura alors le schéma:



On remarque que par symétrie les moments de torsion $M_{\phi x}$ et $M_{x\phi}$ sont nuls et M_{ϕ} constant le long de la circonférence, dans ce cas les six équations d'équilibre de forces et de moments se réduisent au nombre de trois (3).

$$\left. \begin{aligned} \frac{dN_x}{dx} r dx d\phi &= 0 \\ \frac{dQ_x}{dx} r dx d\phi + N_{\phi} dx d\phi + Z r dx d\phi &= 0 \\ \frac{dM_x}{dx} r dx d\phi - Q_x r dx d\phi &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

avec: Z : force répartie extérieure:

après simplification les 2 dernières équations donnent:

$$\frac{dQ_x}{dx} + \frac{1}{r} N_{\phi} = -Z \quad \text{et} \quad \frac{dM_x}{dx} - Q_x = 0 \quad (2)$$

On est dans le cas de deux équations à 3 inconnues, N_x , Q_x , et M_x , pour la résolution nous ferons appel aux déplacements de points de la surface moyenne de la coque.

On remarque par symétrie que le déplacement suivant y est nul, donc nous aurons à considérer:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} ; \varepsilon_y = -\frac{w}{r} \quad (3)$$

la loi de Hooke donne:

$$\left. \begin{aligned} N_x &= \frac{Et}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y) = \frac{Et}{1-\nu^2} \left(\frac{du}{dx} - \nu \frac{w}{r} \right) = 0 \\ N_y &= \frac{Et}{1-\nu^2} (\varepsilon_y + \nu \varepsilon_x) = \frac{Et}{1-\nu^2} \left(-\frac{w}{r} + \nu \frac{du}{dx} \right) \end{aligned} \right\} (4)$$

avec t : épaisseur de l'élément:

$$(4) \Rightarrow \frac{du}{dx} = \nu \frac{w}{r} ; N_y = -\frac{Et w}{r} \quad (5)$$

Vu la symétrie la seule courbure à considérer est suivant x , elle est égale à: $-\frac{d^2 w}{dx^2}$

Sachant que pour les plaques:

$$M_x = -D \frac{d^2 w}{dx^2} ; D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (6)$$

D : rigidité de flexion de la coque.

à partir de (3), en éliminant Q_x on tire:

$$\frac{d^2 M_x}{dx^2} + \frac{1}{r} N_y = -z$$

En utilisant (5) et (6) nous aurons l'équation:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(D \frac{d^2 w}{dx^2} \right) + \frac{Et}{r^2} w = z$$

où encore:

$$D \frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{Et}{r^2} w = z$$

en posant $\alpha^4 = \frac{3(1-\nu^2)r^2}{t^2}$

d'équation devient :

$$\frac{d^2 w}{dx^2} + 4 \left(\frac{\alpha}{r} \right)^4 w = \frac{z}{D} \quad (7)$$

La solution générale de cette équation est :

$$w = e^{\frac{\alpha}{r} x} \left(C_1 \cos \frac{\alpha}{r} x + C_2 \sin \frac{\alpha}{r} x \right) + e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left(C_3 \cos \frac{\alpha}{r} x + C_4 \sin \frac{\alpha}{r} x \right) + f(x)$$

ou $f(x)$ est la solution particulière de l'équation :

C_1, C_2, C_3 et C_4 : constantes d'intégration à déterminer pour chaque cas particulier.

- CAS PARTICULIER DE RESERVOIR CYLINDRIQUE A PARI D'ÉPAISSEUR CONSTANTE

Le réservoir est soumis à la pression d'un liquide, la contrainte hydrostatique dans la paroi est :

$$z = -\gamma (h-x)$$

γ : densité du liquide

d'équation (7) devient :

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4 \left(\frac{\alpha}{r} \right)^4 w = -\frac{\gamma (h-x)}{D}$$

La solution particulière est :

$$w_1 = -\frac{\gamma (h-x) r^4}{4 \alpha^4 D} = -\frac{\gamma (h-x) r^2}{E t}$$

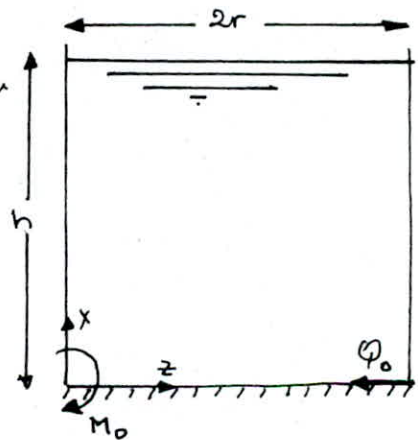
La solution complète est :

$$w = e^{\frac{\alpha}{r} x} \left(C_1 \cos \frac{\alpha}{r} x + C_2 \sin \frac{\alpha}{r} x \right) + e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left(C_3 \cos \frac{\alpha}{r} x + C_4 \sin \frac{\alpha}{r} x \right) - \frac{\gamma (h-x) r^2}{E t}$$

L'épaisseur de paroi "t" est petite à la fois devant le rayon et devant la hauteur "h" du réservoir, et nous pouvons considérer la coque comme infiniment longue.

Les constantes C_1, C_2 sont alors nulles et nous obtenons :

$$w = e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left(C_3 \cos \frac{\alpha}{r} x + C_4 \sin \frac{\alpha}{r} x \right) - \frac{\gamma (h-x) r^2}{E t}$$



Comme le fond du réservoir est supposé encastré :

$$(w)_{x=0} = C_3 - \gamma \frac{r^2 h}{Et} \quad ; \quad \left(\frac{dw}{dx} \right)_{x=0} = \frac{\alpha}{r} (C_4 - C_3) + \frac{\gamma r^2}{Et} = 0$$

Ces équations nous donnent :

$$C_3 = \frac{\gamma r^2 h}{Et} \quad ; \quad C_4 = \frac{\gamma r^2}{Et} \left(h - \frac{r}{\alpha} \right)$$

La solution est :

$$w = \frac{\gamma r^2}{Et} \left\{ h - x - e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left[h \cos \frac{\alpha}{r} x + \left(h - \frac{r}{\alpha} \right) \sin \frac{\alpha}{r} x \right] \right\}$$

$$\text{Puisque : } N_x = -\frac{Et}{r} w \quad ; \quad M_x = -D \frac{d^2 w}{dx^2} \quad ; \quad \frac{dM}{dx} = T$$

d'où :

N_x : effort normal dans la paroi

$$N_x = \gamma r e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left[-h \cos \frac{\alpha}{r} x + \left(\frac{r}{\alpha} - h \right) \sin \frac{\alpha}{r} x \right] + \gamma r (h - x)$$

M_x : moment fléchissant :

$$M_x = -\frac{\gamma \alpha^2 t^2}{6(1-\nu^2)} \left[e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left(\frac{r}{\alpha} - h \right) \cos \frac{\alpha}{r} x + h \sin \frac{\alpha}{r} x \right]$$

T_x : effort tranchant :

$$Q_x = T_x = -\frac{\gamma \alpha^3 t^2}{6(1-\nu^2)r} e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left[\left(2h - \frac{r}{\alpha} \right) \cos \frac{\alpha}{r} x - \frac{r}{\alpha} \sin \frac{\alpha}{r} x \right]$$

On étudiera la paroi soumise à 2 poussées

1) Poussée de l'eau

L'effort engendré par celle-ci dans la paroi est alors une traction.

2) Poussée des terres

L'effort engendré par cette poussée dans la paroi est une compression.

Les 2 poussées étant de sens contraires on étudiera successivement (pour être dans la sécurité) les 2 cas suivants :

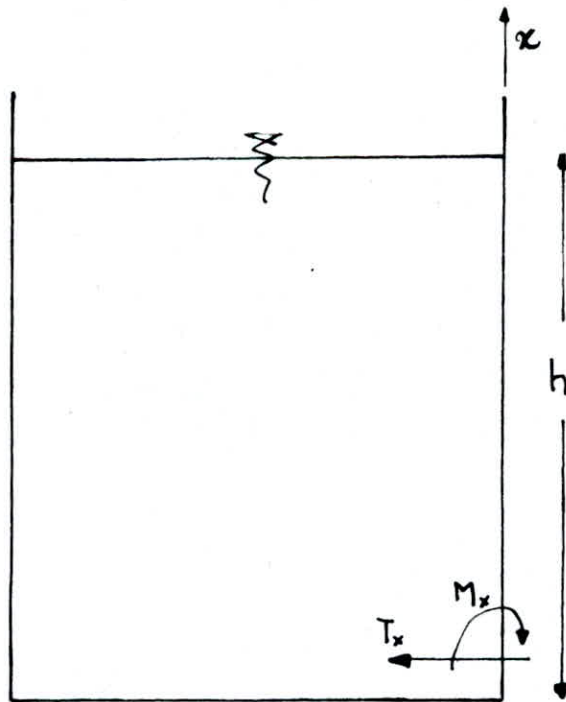
1^{er} cas : Le réservoir est plein et non enterré, la paroi ne sera alors soumise qu'à la poussée de l'eau

2^{ème} cas : Le réservoir est vide et entièrement enterré (jusqu'à la base de la ceinture). La paroi ne sera soumise qu'à la poussée des terres.

I CAS DU RESERVOIR PLEIN

1.1 DETERMINATION DES ELEMENTS DE REDUCTION

Comme il a été établi dans le chapitre précédent les formules donnant les valeurs de N_x , M_x et T_x sont :



$$N_x = \gamma r e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left[-h \cos \frac{\alpha}{r} x + \left(\frac{r}{\alpha} - h \right) \sin \frac{\alpha}{r} x \right] + \gamma r (h - x)$$

$$M_x = -\frac{\gamma t^2 \alpha^2}{6(1-\nu^2)} e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left[\left(\frac{r}{\alpha} - h \right) \cos \frac{\alpha}{r} x + h \sin \frac{\alpha}{r} x \right]$$

$$T_x = -\frac{\gamma \alpha^3 t^2}{6(1-\nu^2) r} e^{-\frac{\alpha}{r} x} \left[\left(2h - \frac{r}{\alpha} \right) \cos \frac{\alpha}{r} x - \frac{r}{\alpha} \sin \frac{\alpha}{r} x \right]$$

avec r : rayon du réservoir

h : hauteur utile de l'eau

ν : Coefficient de Poisson

t : épaisseur de la paroi

α : paramètre dont la valeur a été donnée dans le chapitre précédent

γ : masse volumique de l'eau

Le cahier de charge pour la construction des réservoirs en béton armé fixe la masse volumique de l'eau à 1200 kg/m^3 .

En prenant les valeurs de: $t = 30 \text{ cm}$, $h = 8 \text{ cm}$, $r = 13,5 \text{ m}$, on obtient directement les valeurs de N_x , M_x et T_x .

1.1.1 détermination des constantes

$$- \alpha = \sqrt[4]{\frac{3r^2(1-\nu^2)}{t^2}} = 8,79$$

$$- \frac{\alpha}{r} = 0,65 \text{ et } \frac{r}{\alpha} = 1,54$$

$$- \gamma = 1200 \text{ kg/m}^3 \text{ et } \gamma r = 16200 \text{ kg/m}^2$$

$$- \frac{r}{\alpha} - h = -6,461 \text{ m et } 2h - \frac{r}{\alpha} = 14,46 \text{ m}$$

$$- \frac{\gamma \alpha^2 t^2}{6(1-\nu^2)} = 1422,77 \text{ kg/m}$$

$$- \frac{\gamma \alpha^3 t^2}{6r(1-\nu^2)} = 926,38 \text{ kg/m}^2$$

Les constantes connues on a :

$$N_x = 16200 e^{-0,65x} [-8 \cos x - 6,461 \sin 0,65x] + 16200 (8 - x)$$

$$M_x = -1422,77 e^{-0,65x} [-6,461 \cos 0,65x + 8 \sin 0,65x]$$

$$T_x = -926,38 e^{-0,65x} [14,461 \cos 0,65x - 1,539 \sin 0,65x]$$

REMARQUE:

La cuve sera calculée par tranches de 0,5m de hauteur sous l'effet de la pression du liquide.

Les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant:

efforts côté x (m)	N_x (t/m)	M_x (tm/m)	T_x (t/m)
0,00	0,00	3,13	-13,40
0,50	8,61	3,67	-8,85
1,00	26,47	0,25	-7,08
1,50	45,19	-1,61	-2,39
2,00	60,27	-2,32	-0,61
2,50	67,13	-2,34	0,42
3,00	73,99	-1,99	0,89
3,50	73,32	-1,50	1,00
4,00	49,04	-1,02	0,91
4,50	62,28	-0,61	0,72
5,00	54,03	-0,30	0,51
5,50	45,03	-0,09	0,32
6,00	32,78	0,023	0,18
6,50	26,54	0,08	0,07
7,00	17,51	0,10	0,01
7,50	8,12	0,09	-0,03
8,00	0,17	0,00	-0,04

II CAS DU RÉSERVOIR VIDE

Quand le réservoir est vide la paroi n'est soumise qu'à la poussée des terres. On supposera que le réservoir est entièrement enterré, jusqu'à la base de la ceinture.

En réalité le réservoir n'est enterré qu'à 3,5m de profondeur et cela pour atteindre le sol capable de supporter le radier, ce sol est de l'argile carbonatée dont les caractéristiques sont:

L'angle de frottement interne $13^\circ \leq \varphi \leq 22^\circ$

La densité sèche $1,53 \leq \delta_s \leq 1,75$

La cohésion $0,4 \leq c \leq 1,05$

Comme nous n'avons pas les valeurs exactes nous prendrons des valeurs sécurisantes:

$$\varphi = 21^\circ, \quad c = 0, \quad \gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$$

Nous calculerons les éléments de réduction de la même manière que pour le cas de la poussée de l'eau.

La seule différence réside dans la masse volumique de la terre qu'il faudra multiplier par le coefficient K_a pour obtenir les valeurs des forces et des moments de poussée.

K_a : coefficient de poussée horizontale

on a d'après RESAL: $K_a = f(\varphi, \theta)$

(θ : inclinaison de la paroi)

$$\varphi = 21^\circ, \quad \theta = 0$$

$$K_a = f(21^\circ, 0^\circ) = 0,402$$

2.1 DETERMINATION DES ELEMENTS DE REDUCTION

2.1.1 détermination des constantes

$$r = 13,5 \text{ m}, \quad H = 8,5 \text{ m}, \quad t = 30 \text{ cm}, \quad K_a = 0,402, \quad \gamma_t = 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{3r^2(1-\nu^2)}{t^2}} = 8,78$$

$$\frac{\alpha}{r} = 0,65 \quad \text{et} \quad \frac{r}{\alpha} = 1,53$$

$$K_a \gamma_t = 804 \quad \text{et} \quad K_a \gamma_t \cdot r = 10854 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{r}{\alpha} - h = -6,97$$

$$2h - \frac{r}{\alpha} = 15,47$$

$$\frac{K_a \gamma_t t^2 \alpha^2}{6(1-\nu^2)} = 951,1 \text{ kg/m}$$

$$\frac{K_a \gamma_t t^2 \alpha^3}{6r(1-\nu^2)} = 618,56 \text{ kg/m}^2$$

Les équations donnant N_x , M_x sont:

$$N_x = 10854 e^{-0,65x} \left[-8,5 \cos 0,65x - 6,97 \sin 0,65x \right] + 10854(8,5 - x)$$

$$M_x = 951,1 e^{-0,65x} \left[-6,97 \cos 0,65x + 8,5 \sin 0,65x \right]$$

REMARQUES

- Les poussées de l'eau et des terres sont de part et d'autre de la paroi et de sens opposés.
- La cuve sera calculée par tranches de 0,5m de hauteur sous l'effet de la pression des terres.

Les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant:

efforts côte x (m)	N_x (t/ml)	M_x (tm/ml)
0,00	0,00	-6,63
0,50	-6,21	-2,67
1,00	-19,16	-0,20
1,50	-32,83	1,12
2,00	-43,96	1,64
2,50	-51,23	1,66
3,00	-54,56	1,42
3,50	-54,48	1,07
4,00	-51,82	0,73
4,50	-47,38	0,42
5,00	-41,86	0,22
5,50	-35,79	0,07
6,00	-29,54	-0,01
6,50	-23,31	-0,06
7,00	-17,23	-0,07
7,50	-11,31	-0,07
8,00	-5,56	-0,06
8,50	-0,06	0,00

On trace les diagrammes des éléments de réduction :

Diagramme des moments

— M_x (de l'eau)

- - - M_x (des terres)

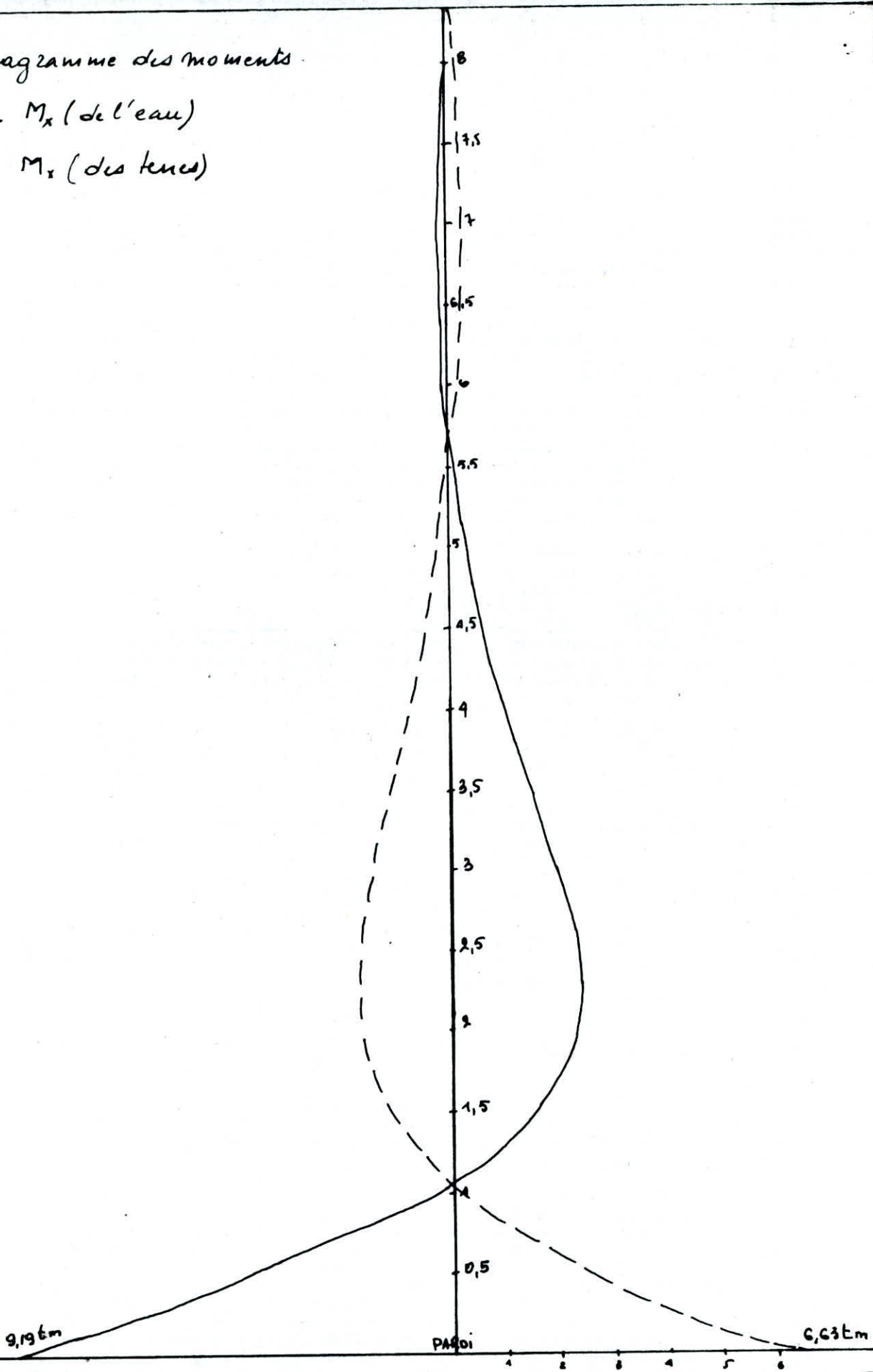
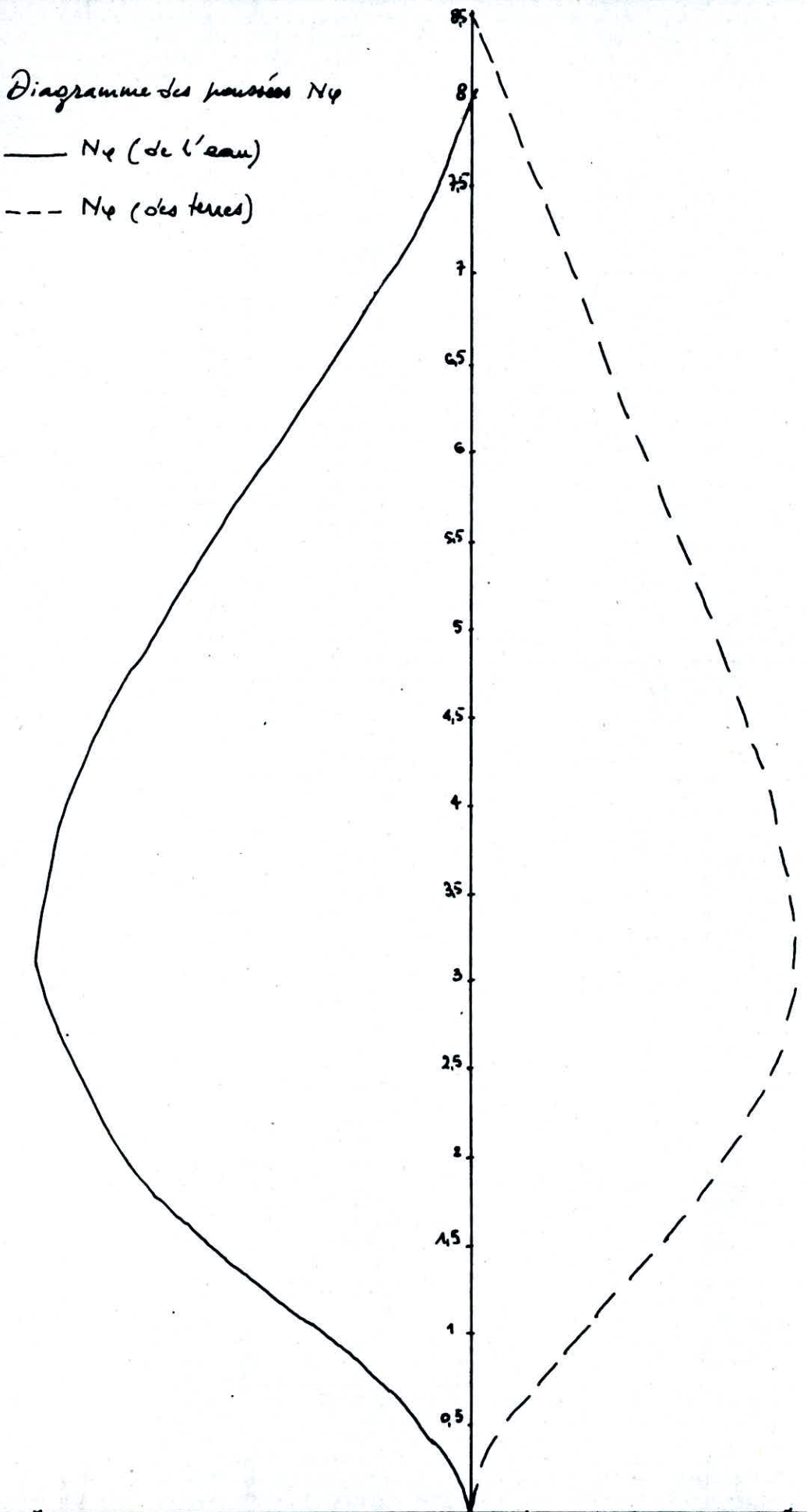


Diagramme des hauteurs N_4

— N_4 (de l'eau)

- - - N_4 (des terres)



III FERRAILLAGE HORIZONTAL DES VIROLES

Pour chaque virole on déterminera un ferrailage approprié, pour des facilité de réalisation nous prendrons un diamètre de barres identique dans chacune d'elles.

$$T16 \quad \bar{\sigma}_a = 1848 \text{ kg/cm}^2$$

Ce ferrailage ne servira à reprendre que les efforts de traction engendrés par N_y .

Les aciers nécessaires à chaque virole sont donnés dans le tableau suivant:

VIROLES	$F_i = \frac{Nq_i + Nq_{i+1}}{2}$	$A_i = \frac{F_i}{\sigma_a} \text{ (cm}^2\text{)}$	A (cm ²)	$\sigma'_b = \frac{F_i}{100e + 15A}$
$0 \leq h \leq 0,5$	4,31	2,33	2 HA 16 = 4,02	1,41 kg/cm ²
$0,5 \leq h \leq 1$	17,54	9,49	6 HA 16 = 12,06	5,5 < 22b
$1 \leq h \leq 1,5$	35,73	19,39	10 HA 16 = 20,10	10,85 "
$1,5 \leq h \leq 2$	52,73	28,53	16 HA 16 = 32,16	15,14 "
$2 \leq h \leq 2,5$	63,70	34,47	18 HA 16 = 36,18	17,98 "
$2,5 \leq h \leq 3$	70,56	38,18	20 HA 16 = 40,20	19,58 "
$3 \leq h \leq 3,5$	73,61	39,83	20 HA 16 = 40,20	20,43 "
$3,5 \leq h \leq 4$	71,56	38,52	20 HA 16 = 40,20	19,89 "
$4 \leq h \leq 4,5$	65,66	35,53	18 HA 16 = 36,18	18,53 "
$4,5 \leq h \leq 5$	58,16	31,47	16 HA 16 = 32,16	16,70 "
$5 \leq h \leq 5,5$	49,53	26,80	14 HA 16 = 28,24	14,47 "
$5,5 \leq h \leq 6$	38,88	21,04	12 HA 16 = 24,12	11,56 "
$6 \leq h \leq 6,5$	29,64	16,04	8 HA 16 = 16,08	9,14 "
$6,5 \leq h \leq 7$	22,03	11,19	6 HA 16 = 12,06	6,92 "
$7 \leq h \leq 7,5$	13,12	7,10	4 HA 16 = 8,04	4,20 "
$7,5 \leq h \leq 8$	4,45	2,41	2 HA 16 = 4,02	1,40 "
$8 \leq h \leq 8,5$	4,45	2,41	2 HA 16 = 4,02	1,40 "

Les valeurs de Nq dans le tableau sont celles de la poussée de l'eau.

IV VERIFICATION DES CONTRAINTES

On vérifie que les aciers choisis vérifient la compression de la poussée des terres.

VIROLES	$F_i = \frac{N\varphi_i + N\varphi_{i+1}}{2}$	$\sigma'_b = \frac{F_i}{100e + 15A}$
$0 \leq h \leq 0,5$	3,10	1,01
$0,5 \leq h \leq 1$	12,68	4,03
$1 \leq h \leq 1,5$	26,00	7,87
$1,5 \leq h \leq 2$	38,40	11,12
$2 \leq h \leq 2,5$	47,60	13,44
$2,5 \leq h \leq 3$	52,86	14,67
$3 \leq h \leq 3,5$	54,52	15,13
$3,5 \leq h \leq 4$	53,15	14,75
$4 \leq h \leq 4,5$	49,60	14,00
$4,5 \leq h \leq 5$	44,62	12,82
$5 \leq h \leq 5,5$	38,83	11,34
$5,5 \leq h \leq 6$	32,67	9,72
$6 \leq h \leq 6,5$	26,43	8,16
$6,5 \leq h \leq 7$	20,27	6,38
$7 \leq h \leq 7,5$	14,27	4,57
$7,5 \leq h \leq 8$	8,43	2,75
$8 \leq h \leq 8,5$	2,80	0,917

Les contraintes de compression dans les viroles sont inférieures à $\bar{\sigma}'_b$.

REMARQUE:

Comme l'effort radial N_r , se développe à mi épaisseur de la paroi, le nombre d'armature trouvé sera divisé entre les côtés extérieur et intérieur.

V FERRAILLAGE VERTICAL DE LA PARDI

d'existence des moments de part et d'autre de la paroi impose un ferrailage longitudinal.

Les moments maximaux sont:

Moment max	POUSSEE DE L'EAU	POUSSEE DES TERRES
Moment positif	9,19	1,64
Moment négatif	-2,34	-6,63

La section sera calculée à la flexion composée, car, en plus du moment, il existe un effort normal dû au poids de la superstructure

5.1 DETERMINATION DE L'EFFORT NORMAL

Soient w_c : poids de la coupole et de la ceinture

w_p : poids de la paroi

d'effort de compression N' est:

$$N' = \frac{w_c + w_p}{l_c}$$

5.1.1 détermination de w_c et w_p

a) $w_c = w_{c1} + w_{c2}$

w_{c1} : poids de la coupole.

w_{c2} : poids de la ceinture.

$$w_{c1} = 2\pi R_{\text{moy}} \cdot f \cdot e \cdot \gamma_{\text{bet}} = 155,21 \text{ t}$$

$$w_{c2} = \left[\pi (r_2^2 - r_1^2) h_c + \pi (r_2^2 - r_3^2) \frac{h_c}{3} \right] \gamma_b = 68,68 \text{ t}$$

b) $w_{p_{x=0}} = \pi (R_1^2 - R_2^2) H \cdot 2,5 + 2\pi R_2 H \cdot 0,05 = 582,51 \text{ t}$

$$w_{p_{x=2,2}} = \pi (R_1^2 - R_2^2) H \cdot 2,5 + 2\pi R_2 H \cdot 0,05 = 431,74 \text{ t}$$

Le périmètre à la mi-épaisseur

$$l_c = 2\pi R_{\text{moy}} = 85,72 \text{ m}$$

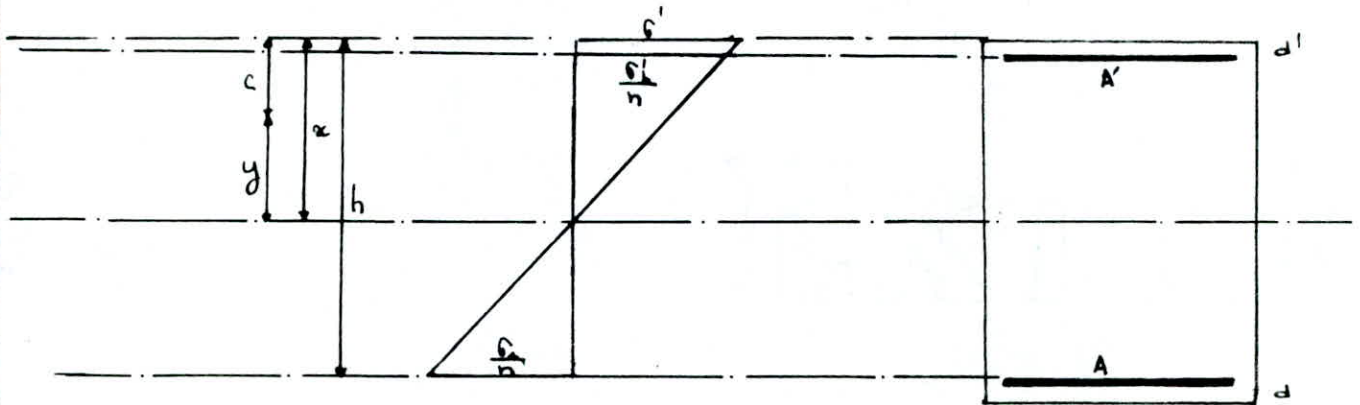
donc:

l'effort normal de compression par mètre linéaire :

$$N'_{x=0} = 9,40 \text{ t/ml}$$

$$N'_{x=2,2\text{m}} = 7,65 \text{ t/ml}$$

5.2 CALCUL DES ACIERS



Nous traiterons ici un exemple de calcul :

la poutre est sollicitée en $x=0$ par :

$$M_x = 9,19 \text{ t.m}$$

$$N' = 9,40 \text{ t}$$

1) l'excentricité $e_0 = \frac{M_x}{N'} = 0,98 \text{ m}$

2) $e = \frac{h_t}{6} = 5 \text{ cm}$

3) Calcul de $\bar{\sigma}'_b$

comme $e_0 > e$ on aura $\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 150 \text{ kg/cm}^2$

4) $\sigma'_b = N \cdot f = 10,15 \text{ t.m}$

(f est la flèche : $f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 108 \text{ cm}$)

5) $\bar{\sigma}_a = 18,48 \text{ kg/cm}^2$ (HA 16)

6) $\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}'_b}{n\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,56$ et $\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,82$

$$8) M_r = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2 = 21,52 \text{ t.m}$$

le moment résistant du béton est supérieur au moment fléchissant agissant sur la section donc le béton à lui seul suffit $A' = 0$

Section d'acier:

$$A_f = \frac{M_f}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = 26,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{f,c} = A_f - \frac{N'}{\bar{\sigma}_a} = 21,69 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

h (m)	M (t.m)	N' (t)	e ₀ (cm)	f (cm)	M _r (t.m)	M _{rb}	A (cm ²)	A' (cm ²)
0,0	9,19	9,40	98	108	10,15	21,52	21,69 cm ² . 12 HA16	0
0,0	-6,63	9,40	71	81	7,61	21,52	14,99 cm ² . 8 HA16	0
2,2	-2,39	7,65	31	41	3,14	21,52	4,14 cm ² . 8 HA16	0
2,2	+1,69	7,65	22	32	2,45	21,52	2,12 cm ² . 8 HA16	0

Le R.P.A (art 4.3.3.3) donne comme pourcentage des armatures verticales sur toute la zone tendue 0,5%, c'est en respectant cet article que nous prendrons 8 HA16 à partir de 2,2 m, alors que 3 HA16 auraient suffi.

4.3 VERIFICATION DES CONTRAINTES

On pose $y = x - c$ donc $y + c = x$.

L'équation du moment statique nous donne:

$$0 = y^3 + y \left\{ -3c^2 - \frac{6n}{b} [A'(c-d') - A(h-c)] \right\} + \left\{ -2c^3 - \frac{6n}{b} [A'(c-d') + A(h-c)] \right\}$$

qui correspond à une équation du 3^e degré de la forme

$$y^3 + py + q = 0 \text{ avec:}$$

$$p = -3c^2 - \frac{6nA'}{b}(c-d') + \frac{6nA}{b}(h-c)$$

$$q = -2c^3 - 6 \frac{nA'}{b} (c - d')^2 - 6 \frac{nA}{b} (h - c)^2$$

d'où la solution:

$$y = \left\{ -\frac{q}{2} + \left[\left(\frac{q}{2} \right)^2 + \left(\frac{P}{3} \right)^3 \right]^{1/2} \right\}^{1/3} + \left\{ -\frac{q}{2} - \left[\left(\frac{q}{2} \right)^2 + \left(\frac{P}{3} \right)^3 \right]^{1/2} \right\}^{1/3}$$

Le moment d'inertie sera:

$$I = \frac{b}{3} x^3 + nA' (x - d')^2 + nA (h - x)^2$$

Les contraintes sont:

$$\sigma'_b = Kx; \quad \sigma'_a = nK(x - d') \quad \text{et} \quad \sigma_a = nK(h - x) \quad \text{avec} \quad K = \frac{yN'}{I}$$

h	y	x	I	K	σ'_b	σ'_a	σ_a
0	94,50	11,50	126764	7	80,80	787,50	1522
0	66,40	10,40	96194	6,48	67,48	622	1616
2,2	27,90	11,90	104125	2	24,40	243	434
2,2	20,30	13,30	117324	1,32	17,60	184	252

ETUDE
HYDRODYNAMIQUE

I INTRODUCTION

Lorsqu'un réservoir couvert est entièrement plein il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation. Du point de vue dynamique tout se passe comme si l'ensemble fluide réservoir constituait une masse unique. Par contre, dans les réservoirs partiellement remplis l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation de vague en surface.

Il suffirait d'un défaut de remplissage de 2% de la hauteur pour que les réservoirs se comportent comme des réservoirs à surface libre du point de vue de la formation des vagues.

L'étude hydrodynamique a pour but de déterminer les moments créés par l'éclatement des vagues sur la paroi, on pourra aussi déterminer la hauteur maximale de la vague, si celle-ci risque d'endommager la coupole on augmentera la hauteur de sécurité.

La méthode de calcul utilisée est la méthode de HOUZNER.

Cette méthode est préconisée lors du calcul hydrodynamique des réservoirs peu profonds ($h/R < 1,5$)

II METHODE DE HOUZNER

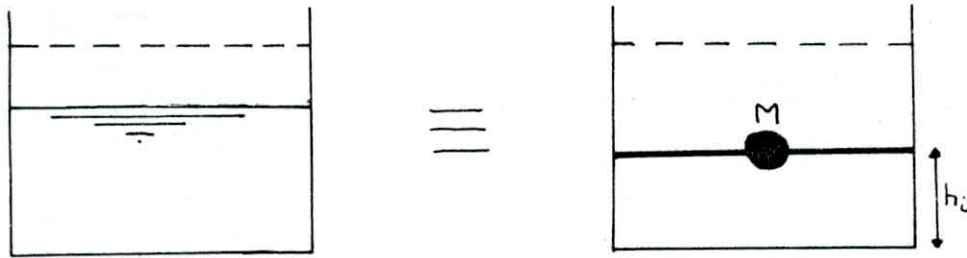
Dans cette méthode l'action du liquide est décomposée en 2 types:

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

2.1 LES EFFORTS D'IMPULSION

Il proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i , liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i , telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts. (53)

horizontaux que la masse d'eau équivalente. (fig 1)



- fig 1 -

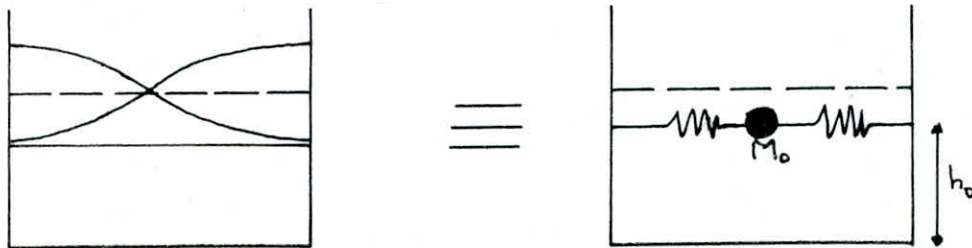
2.2 LES EFFORTS D'OSCILLATION

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

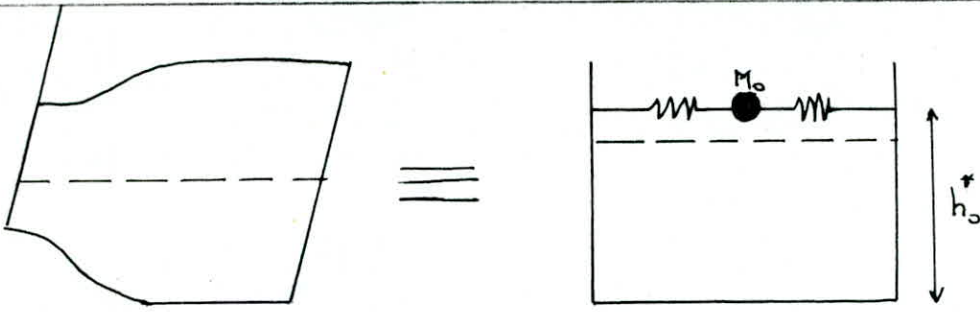
Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_0 retenue par des ressorts de raideur k_0 à un niveau h_0 ou h_0^* dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du fluide.

Pour le calcul du moment de flexion les seules actions prises en compte sont celles sur les parois, dans ce cas M_0 est appliquée à un niveau h_0 (fig 2).

Pour le calcul du moment de renversement, on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir dans ce cas la masse M_0 est appliquée à un niveau h_0^* (fig 3)



- Fig 2 -



- fig 3 -

IV APPLICATION DE LA METHODE DE HOUZNER

a) Calcul du poids de l'ouvrage

de poids de l'ouvrage comprend, le poids de la paroi, de la coupole, de la ceinture (avec l'acrotie), ainsi que les surcharges telles que l'enduit, le lanterneau et les surcharges climatiques.

Tous ces poids ont déjà été déterminés donc:

$$\text{Poids de l'ouvrage: } M_{res} = 941,5t$$

on prendra

$$M_{res} = 942t$$

b) Calcul du poids de l'eau.

Comme l'indique le cahier des charges la masse volumique sera prise égale à 1200 kg/m^3

$$M_e = 4500 \cdot 1,2 = 5400t$$

c) Calcul du poids total

$$M_T = 6342t$$

d) Calcul de la masse inerte totale

la masse inerte de l'eau notée M'_i est donnée par la formule

$$M'_i = M_e \frac{th \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h}$$

d'abaque de la page 18 de l'annale donne les valeurs de M'_i en fonction de R/h

$$R/h = \frac{13}{8} = 1,6875 \Rightarrow \frac{M'_i}{M_e} = 0,34$$

$$M'_i = 1836 \text{ t}$$

la masse inerte totale est la somme de la masse d'eau inerte additionnée à la masse du reservoir

$$M_i = M'_i + M_{res}$$

$$M_i = 2778 \text{ t}$$

e) Calcul de la masse oscillante

la masse d'eau oscillante est donnée par la formule

$$M_o = M_e \cdot 0,318 \frac{R}{h} + h (1,84 h/R)$$

En résumé:

$$M_{res} = 942 \text{ t} \quad M'_i = 1836 \text{ t} \quad M_i = 2778 \text{ t} \quad M_o = 2349 \text{ t}$$

3.1 ETUDE DE L'ACTION D'IMPULSION

la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion est :

$$P_i = a_m \cdot M_i$$

avec:

$a_m = ABD\varphi$: accélération maximale.

M_i : masse inerte totale.

3.1.1 Détermination des coefficients A, B, D et φ .

- A: coefficient de zone

d'après le RPA 81 (art 3.3.1.1 tableau 1).

groupe d'usage I (ouvrage important)

zone II (Alger)

$$A = 0,25$$

- B : facteur de comportement de la structure
d'après le RPA 81 (art 3.3.1.3 tableau 2)
les réservoirs font partie de la catégorie B donc :

$$B = 0,5$$

- Q : facteur de qualité
d'après le RPA 81 (art. 3.3.1.4 tableau 3)

$$Q = 1 + \sum_i P_i = 1 + 0,1 + 0,1$$

$$Q = 1,2$$

(Nous supposons que le contrôle est insuffisant)

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est une fonction de 3 autres facteurs qui sont :

β : amortissement

T : période propre

Sol : considéré meuble

$$D = 1 \text{ avec } \beta = 0,5\%$$

On peut alors obtenir la valeur de a_m .

$$a_m = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot g$$

$$a_m = 1,47 \text{ m/s}^2$$

Donc la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion est :

$$P_i = a_m \cdot M_i$$

$$P_i = 408,37 \text{ t}.$$

3.2.1 Calcul du moment de flexion dû à P_i (P.F.E)
(pression sur le fond exclue)

$$M_{p_i} = P_i \cdot h_i$$

La valeur de h_i est donnée en fonction de h dans l'ouvrage
"CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES SOUMIS AU SEISME" de M^r RILI.

$$h_i = \frac{3}{8} h = 3 \text{ m}$$

donc $M_{fi} = 1225,11 \text{ t.m}$

3.1.3 Calcul du moment de renversement dû à P_i (P.F.I)
(pression sur fond incliné)

$$M_r = P_i h_i^*$$

La valeur de h_i^* est donnée dans l'ouvrage cité plus haut:

$$h_i^* = \frac{h}{8} \left[\frac{4}{\frac{h \sqrt{3} R/h - 1}{\sqrt{3} R/h}} \right] = 10,4 \text{ m}$$

donc: $M_{Ri} = 4274,05 \text{ t.m}$

3.2 ETUDE DE L'ACTION D'OSCILLATION

La période d'oscillation du liquide est calculée par la formule

$$T = K_T \sqrt{h}$$

K_T : Coefficient dépendant du rapport h/R , donné par l'abaque
III.28 de l'ouvrage de M^r RILI.

h : hauteur maximale de l'eau.

$$h/R = 0,59 \quad K_T = 1,2$$

$$T = 1,2 \sqrt{8} = 3,4 \text{ s}$$

La pulsation est donnée par:

$$\omega_0 = \frac{2\pi}{T} = 0,85 \text{ rad/s}$$

La fréquence:

$$f = \frac{1}{T} = 0,295 \text{ s}^{-1}$$

Le spectre d'accélération est donné par la formule:

$$S_a^1 = \frac{\alpha a_m}{\omega_0^2}$$

ω_0 : pulsation propre

a_m : accélération maximale

α : réponse de l'accélération d'un oscillateur simple.

La valeur de α est donnée par le "BUREAU SECURITAS", elle dépend uniquement de la fréquence d'oscillation.

$$f = 0,295 \rightarrow \alpha = 0,235$$

donc :

$$S_a^1 = \frac{\alpha a_m}{\omega_0^2} = 0,1$$

On calcule alors l'angle d'oscillation ϕ_0 maximal de la surface libre qui est exprimé en fonction du spectre d'accélération

$$\phi_0 = 1,534 \frac{S_a^1}{R} \operatorname{th} (1,84 h/R)$$

$$\phi_0 = 0,0091$$

La résultante des missions hydrodynamiques horizontales d'oscillation est :

$$P_0 = 1,2 M_0 \cdot g \cdot \phi_0$$

$$P_0 = 25,17 \text{ t}$$

3.2.1 Calcul du moment de flexion dû à P_0 (PFE)

$$M_{f_0} = P_0 \cdot h_0$$

avec :

$$h_0 = h \left[1 - \frac{\operatorname{ch} 1,84 h/R - 1}{1,84 h/R \operatorname{sh} 1,84 h/R} \right] = 4,36 \text{ m}$$

donc $M_{f_0} = 109,74 \text{ t}$.

Donc

$$M_{f_0} = 109,74 \text{ t.m}$$

3.2.2 Calcul du moment de renversement dû à P_0 (P.F.I)

$$M_{r_0} = P_0 \cdot h_0^*$$

avec :

$$h_0^* = h \left[1 - \frac{\text{ch}(1,84 h/R) - 2,01}{1,84 h/R \text{ sh } 1,84 h/R} \right] = 9,86 \text{ m}$$

$$M_{r_0} = 248,17 \text{ t.m}$$

3.2.3 Calcul de la hauteur maximale de la vague due à l'oscillation de l'eau.

$$d_{\max} = \frac{0,408}{\left[\frac{g}{\omega_0^2 \phi_0 R} - 1 \right] \text{th}(1,84 h/R)} = 0,307 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 31 \text{ cm}$$

La hauteur laissée pour sécurité est de 50 cm, donc il n'y a pas de risque que la vague endommage la coupole.

V CONCLUSION

moment de flexion maximal :

$$M_f = M_{f_i} + M_{f_0} = 1334,85 \text{ t.m}$$

moment de renversement maximal

$$M_r = M_{r_i} + M_{r_0} = 4522,22 \text{ t.m}$$

Effort tranchant maximal :

$$T = P_0 + P_i = 433,54 \text{ t}$$

V VERIFICATION PARASISMIQUE

5.1 VERIFICATION A LA STABILITE

$$M_r = 4522,22 \text{ t.m}$$

moment de stabilité

$$M_{sta} = M_{res} \cdot R_{ex}$$

M_{res} : masse du réservoir vide (942 t)

R_{ex} : rayon extérieur du réservoir (13,8 m)

$$M_{sta} = 12999,6 \text{ t.m}$$

le coefficient de sécurité S'

$$S' = \frac{M_{sta}}{M_r} = 2,87$$

$S' = 2,87 > 1,75$ donc le réservoir est stable

5.2 VERIFICATION A L'ENCASTREMENT

La section la plus sollicitée, donc la plus dangereuse sous l'effort sismique est la liaison paroi-radier.

Verification au cisaillement:

$$\tau_b = 1,4 \frac{T}{A} \text{ (R.P.A., art 4.3.22)}$$

$$A: \text{aire d'appui paroi-radier} = \frac{\pi}{4} (D_{ex}^2 - d_{int}^2) = 13 \text{ m}^2$$

$$\text{donc } \tau_b = 4,67 \text{ kg/cm}^2$$

Le RPA donne les valeurs de $\bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma'_{28} = 0,12 \cdot 300 = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

L'encastrement est vérifié, mais il faut quand même prévoir un gousset.

5.3 VERIFICATION A LA FLEXION

On considère un anneau circulaire situé au niveau du radier soumis à un effort normal N dû au poids propre du réservoir et aux surcharges, et à un moment de flexion dû au séisme

On calcule cette section à la flexion composée :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_p}{W}$$

$$A = 13 \text{ m}^2$$

$$M_p = 1334,85 \text{ t m}$$

$$N = 433,54 \text{ t}$$

$$W = \pi \frac{D^4 - d^4}{320} = 173,72 \text{ m}^3$$

donc : $\sigma_1 = 4,1 \text{ kg/m}^2$ $\sigma_2 = 2,67 \text{ kg/m}^2$

La flexion dans cette section, est vérifiée car σ_1 et σ_2 sont inférieurs à $\bar{\sigma}_b$.

**CALCUL
DES
FONDATIONS**

Le radier de notre ouvrage est structurellement une plaque mince circulaire. L'étude de ce radier et de ses liaisons avec la paroi nécessite une prise en compte des caractéristiques du terrain.

Le radier permet d'avoir une surface maximale de répartition des charges pour un espace donné, ce qui entraîne une pression de contact minimale et dans la plus part des cas un coefficient de sécurité maximal à la rupture.

La méthode de calcul du radier est identique à celle d'un plancher renversé, nous devons envisager 2 cas :

1) - Cas du réservoir vide

Le radier est soumis dans ce cas à la réaction du sol diminuée de son poids propre

2) - Cas du réservoir plein

Le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre et des surcharges de l'eau

Nous pouvons réduire l'étude du radier au cas 1, car dans le cas 2 le radier n'est presque soumis qu'à une compression simple

I DIMENSIONNEMENT DU RADIER

La hauteur du radier doit être choisie de telle manière à éviter :

- 1) le poinçonnement
- 2) assurer la rigidité du réservoir
- 3) assurer la condition de non vérification des débords à l'effort tranchant

1.1 VÉRIFICATION AU POINÇONNEMENT

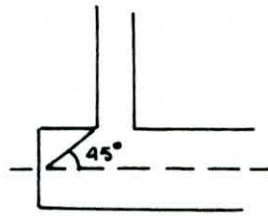
on doit vérifier que :

$$\frac{1,5 Q}{P_c h_c} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

Q : poids du réservoir

P_c : périmètre du contour à considérer dans le plan moyen.

h_t : hauteur totale du radier



$$P_c = \pi(D + h_t)$$

$$\frac{1,5 M_{red}}{\pi(D + h_t)} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

cela revient à résoudre l'équation:

$$43,35 h_t^2 + 43,35 h_t - 19 \geq 0$$

donc: $h_t \geq 33 \text{ cm}$.

1.2 CONDITION DE NON VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

on prendra un débord de 0,5 m.

Il faut que la relation $h \geq \frac{2(b-a)-e}{4}$ soit vérifiée.

a: rayon moyen du réservoir $a = 13,65 \text{ m}$

b: rayon du radier $b = 14,3 \text{ m}$

e: épaisseur de la paroi $e = 30 \text{ cm}$

$$h \geq 0,25 \text{ m}$$

On optera pour une hauteur du radier $h_t = 60 \text{ cm}$, car comme nous le verrons par la suite, la condition de rigidité ne sera satisfaite qu'à partir d'une hauteur voisine de celle qui a été prise.

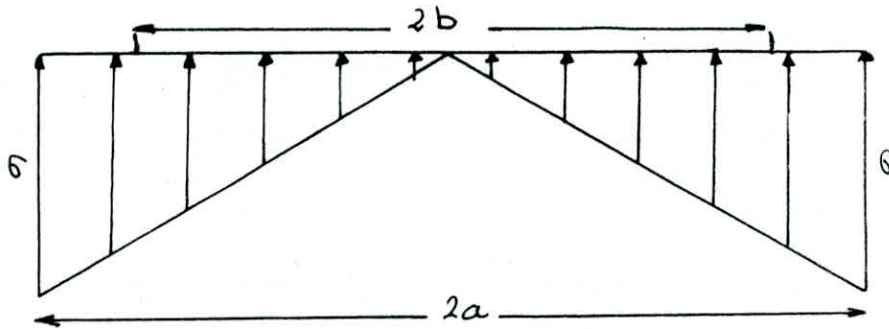
II CALCUL DU RADIER

La détermination exacte du diagramme des réactions du terrain est assez compliquée, car elle dépend de l'élasticité relative de la structure, du radier et du sol.

La théorie des plaques sur sol élastique est en général tellement laborieuse qu'on a presque toujours calculé les radiers en choisissant a priori un diagramme du sol linéaire et uniforme et en veillant à ce que les éléments de réduction associés à ce diagramme, redonnent bien l'aplomb de chaque point porteur

une réaction d'intensité égale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure.

Pour les raisons indiquées ci-dessus le diagramme statique adopté pour un radier rigide est:



En considérant :

$$q = \frac{Q}{\pi a^2} = \frac{942}{\pi \cdot 14,3^2} = 1,47 \text{ t/m}^2$$

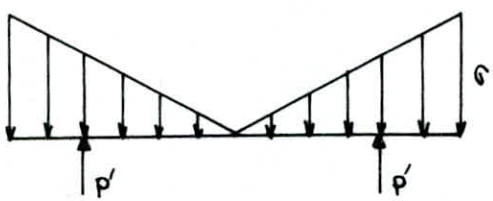
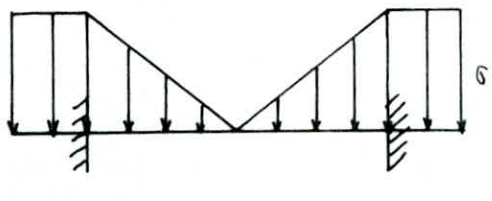
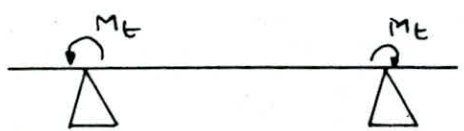

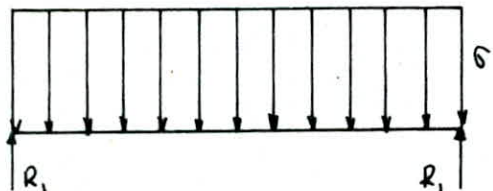
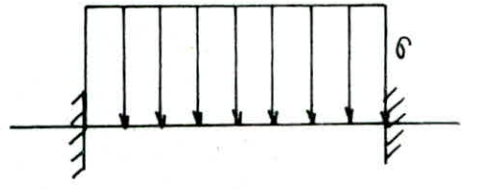
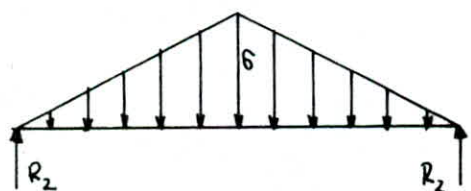
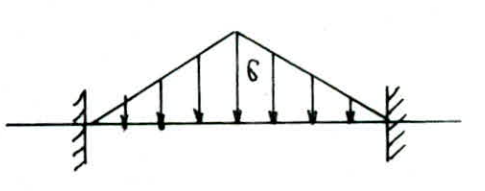
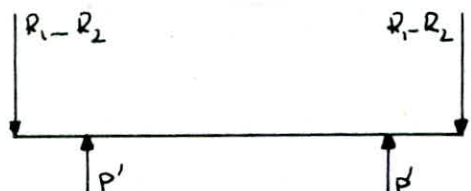
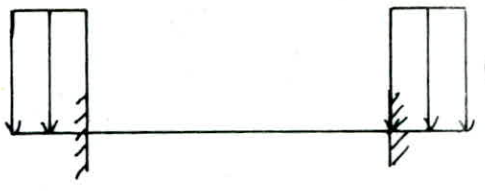


$$p = 1,5 q = 2,2 \text{ t/m}^2$$

Le type de liaison poutre-radier n'étant pas déterminé de façon exacte nous examinerons séparément les 2 cas limites suivants:

- Radier simplement appuyé
- Radier parfaitement encastré

Nous considérerons ensuite les moments les plus défavorables des 2 cas confondus.

Les tables de BARES seront utilisées lors de la détermination des efforts dans le radier, étant donné que celles-ci ne donnent pas directement les efforts pour le schéma statique adopté, une combinaison des diagrammes s'impose.

	1	2
	RADIER SIMPLEMENT APPUYE	RADIER PARFAITEMENT ENCASTRE
		
	(+)	(+)
		
CAS ①		
	(-)	(-)
CAS ②		
	(+)	(+)
CAS ③		
	(+)	(+)
CAS ④		

$$M_r = M_r^{(1)} - M_r^{(2)} + M_r^{(3)} + M_r^{(4)}$$

$$M_\varphi = M_\varphi^{(1)} - M_\varphi^{(2)} + M_\varphi^{(3)} + M_\varphi^{(4)}$$

M_r : moment radial par unité de longueur de cercle.

M_φ : moment tangentiel par unité de longueur de diamètre.

2.1 RADIER SIMPLEMENT APPUYÉ

cas ①: plaque circulaire chargée uniformément.

$$M_r^{(1)} = \frac{qa^2}{16} (3+\nu)(1-\beta^2)$$

$$M_\varphi^{(1)} = \frac{qa^2}{16} [(3+\nu) - (1+3\nu)\beta^2]$$

cas ②: plaque circulaire chargée triangulairement.

$$M_r^{(2)} = \frac{qa^2}{16} [71 + 29\nu - 45(3+\nu)\beta^2 + 16(4+\nu)\beta^3]$$

$$M_\varphi^{(2)} = \frac{qa^2}{16} [71 + 29\nu - 45(1+3\nu)\beta^2 + 16(1+4\nu)\beta^3]$$

cas ③: plaque circulaire chargée concentriquement.

- partie où $r \leq a$

$$M_r^{(3)} = -\frac{qa}{4\beta} [(1-\nu)(\beta^2-1) + 2(1+\nu)\beta^2 \ln \beta]$$

$$M_\varphi^{(3)} = -\frac{qa}{4\beta} [(1-\nu)(\beta^2-1) + 2(1+\nu)\beta^2 \ln \beta]$$

- partie où $r > a$

$$M_r^{(3)} = \frac{qa}{4\beta} \left\{ [(1-\nu) - 2(1+\nu)\beta^2 \ln \beta] - (1-\nu)\frac{\beta^2}{\beta^2} + 2(1+\nu)\beta^2 \ln \beta \right\}$$

$$M_\varphi^{(3)} = \frac{qa}{4\beta} \left\{ [(1-\nu) - 2(1-\nu)\beta^2 - 2(1+\nu)\beta^2 \ln \beta] + (1-\nu)\frac{\beta^2}{\beta^2} + 2(1+\nu)\beta^2 \ln \beta \right\}$$

cas ④: plaque soumise à un moment concentrique

- partie où $r \leq a$

$$M_r^{(4)} = M_\varphi^{(4)} = -\frac{M}{2} \left[(1+\nu) + \frac{1}{\beta^2} (1-\nu) \right]$$

- partie où $r > a$

$$M_r^{(4)} = M_\varphi^{(4)} = -\frac{M^2}{2\beta^2} \left[(1-\nu) \left(1 - \frac{\beta^2}{\beta^2} \right) \right]$$

γ : coefficient de poisson du beton : ($= 0,15$)

$\rho = \frac{r}{a}$ distance relative du point etudie

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

On recapitule les resultats dans le tableau suivant:

		cas ①	cas ②	cas ③	cas ④	TOTAL
$r = 0$	M_r	88,57	47,10	3,28	-6,90	37,85
	M_φ	88,57	47,10	3,28	-6,90	37,85
$r = 6m$	M_r	73,02	34,58	3,28	-6,90	34,02
	M_φ	88,31	41,10	3,28	-6,90	23,97
$r = 10m$	M_r	45,17	17,91	3,28	-6,90	23,97
	M_φ	68,59	32,59	3,28	-6,90	32,38
$r = 13,65m$	M_r	7,96	2,46	3,28	-6,90	1,80
	M_φ	51,46	23,84	3,28	-6,90	24,00
$r = 14,3m$	M_r	0	0	3,28	-1,82	1,46
	M_φ	47,80	22,30	3,28	-1,82	26,96

2.2 RADIER PAFAIEMENT ENCASTRE

cas ①: plaque circulaire chargée uniformement.

$$M_r^{①} = \frac{qa^2}{16} [(1+\gamma) - (3+\gamma)\rho^2]$$

$$M_\varphi^{①} = \frac{qa^2}{16} [(1+\gamma) - (1+3\gamma)\rho^2]$$

cas ② plaque circulaire chargée triangulairement

$$M_r^{②} = \frac{q_1}{720} [29a^2(1+\gamma) - 45(3+\gamma)r^2 + 16(4+\gamma)\frac{r^3}{a}]$$

$$M_\varphi^{②} = \frac{q_1}{720} [29a^2(1+\gamma) - 45(1+3\gamma)r^2 + 16(1+4\gamma)\frac{r^3}{a}]$$

cas ③ plaque circulaire chargée en couronne sur son bord

- partie où $r \leq a$

$$M_r^{③} = M_\varphi^{③} = 0$$

- partie où $r > a$

$$M_r^{(3)} = \frac{qa^2}{16} \left[(1+\gamma)(\beta^2 - K_{10}) + 4\gamma - (3+\gamma)\beta^2 - (1-\gamma)K_{10}\frac{\beta^2}{\beta^2} + 4(1+\gamma)\ln\frac{\beta}{\beta} \right]$$

$$M_\varphi^{(3)} = \frac{qa^2}{16} \left[(1+\gamma)(\beta^2 - K_{10}) + 4\gamma - (1+3\gamma)\beta^2 + (1-\gamma)K_{10}\frac{\beta^2}{\beta^2} + 4(1+\gamma)\ln\frac{\beta}{\beta} \right]$$

$$\text{avec } K_{10} = \frac{1-\gamma + (1+\gamma)(\beta^2 - 4\ln\beta)}{1+\gamma + (1-\gamma)\beta^2}$$

Cas (4) : plaque circulaire soumise à un moment concentrique
- partie où $r \leq a$

$$M_r^{(4)} = M_\varphi^{(4)} = 0$$

- partie où $r > a$

$$M_r^{(4)} = -M K_{12} \left[1+\gamma + (1-\gamma)\frac{\beta^2}{\beta^2} \right]$$

$$M_\varphi^{(4)} = -M K_{12} \left[1+\gamma - (1-\gamma)\frac{\beta^2}{\beta^2} \right]$$

$$\text{avec } K_{12} = \frac{1}{1+\gamma + (1-\gamma)\beta^2}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

		cas (1)	cas (2)	cas (3)	cas (4)	TOTAL
$r=0$	M_r	29,46	18,99	0	0	10,47
	M_φ	29,46	18,99	0	0	10,47
$r=6m$	M_r	13,55	6,60	0	0	6,95
	M_φ	22,14	13,05	0	0	9,09
$r=10m$	M_r	-13,54	-9,45	0	0	-4,09
	M_φ	9,67	4,78	0	0	4,89
$r=13,65m$	M_r	-51,24	-23,91	-0,568	-6,89	-34,79
	M_φ	-7,68	-3,59	-0,09	-1,03	-5,20
$r=14,3m$	M_r	0	0	-0,08	-6,63	-6,71
	M_φ	0	0	-0,02	-1,30	-1,32

En reprenant pour les 2 cas étudiés, (radier simplement appuyé, et parfaitement encasté), les cas les plus défavorables sont relevés dans le tableau suivant :

		$r = 0$	$r = 6m$	$r = 10m$	$r = 13,65m$	$r = 14,3m$
M_r	\oplus	-	-	4,09	34,79	6,71
	\ominus	-37,85	-34,82	-23,97	-1,88	-1,46
M_φ	\oplus	-	-	-	5,21	1,32
	\ominus	-37,85	-43,59	-32,38	-24,00	-26,90

NOTA :

Dans ce tableau les valeurs des moments ont un signe opposé aux valeurs trouvées dans les 2 tableaux précédents, car le radier qui a été calculé comme un plancher renversé est maintenant dans sa position initiale.

2.3 CALCUL DES ACIERS

Nous calculerons les sections d'armatures suivant les moments les plus défavorables dans chacune des 2 parties (inférieure et supérieure).

On traitera un exemple de calcul pour le ferrailage, les autres résultats seront donnés dans les tableaux.

$$M = 32,38 \text{ t.m}$$

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

$$h = 55 \text{ cm}$$

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

On choisit des aciers HA 25 ($\sigma_a = 1574 \text{ kg/cm}^2$)

$$\alpha = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,59$$

$$\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,80$$

M_{rb} : moment résistant du béton.

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = 10,708 \text{ t.m}$$

$$M_{rb} = 107,08 \text{ t.m}$$

$$M_{rb} > 32,38 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\delta h \sigma_a} = 46,75 \text{ cm}^2$$

on choisira 10 HA25 = 49,1 cm²

Soit y la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée, le moment statique sera:

$$S(y) = \frac{by^2}{2} + nA'(y-d') - nA(h-y) = 0$$

ceci revient à résoudre l'équation: $50y^2 + 736,5y - 40507,5 = 0$

$$y = 22,03 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'(y-d')^2 + nA(h-y)^2 = 1156707,9 \text{ cm}^4$$

On vérifie les contraintes de la façon suivante:

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} y = 61,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) = 1197,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

FERRAILLAGE EN CERCES DE LA PARTIE SUPERIEURE

	$M_r (t.m)$	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	α	γ	M_{rb} (t.m)	A (cm ²)	A choisie	y (cm)	I (cm ⁴)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
$r=0$	-43,59	1574	0,59	0,80	107,08	62,94	13 HA25	24,25	1380395,7	76	1456
$r=6m$	-43,59	1574	0,59	0,80	107,08	62,94	13 HA25	24,25	1380395,7	76	1456
$r=10m$	-32,38	1574	0,59	0,80	107,08	46,75	10 HA25	22,03	1156709,9	61,66	1384
$r=13,65m$	-32,38	1574	0,59	0,80	107,08	46,75	10 HA25	22,03	1156709,9	61,66	1384
$r=14,3m$	-32,38	1574	0,59	0,80	107,08	46,75	10 HA25	22,03	1156709,9	61,66	1384

FERRAILLAGE RADIAL DE LA PARTIE SUPERIEURE

	M_r (t.m)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	α	γ	M_{rb} (t.m)	A (cm ²)	A choisie	y (cm)	I (cm ⁴)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
$r=0$	-37,85	1574	0,59	0,8	107,08	58,87	12 HA25	23,56	1308789	68,13	1369
$r=6m$	-37,85	1574	0,59	0,8	107,08	58,57	12 HA25	23,56	1308789	68,13	1369
$r=10m$	-23,97	1574	0,59	0,8	107,08	58,57	12 HA25	23,56	992223	48,9	1259,6
$r=13,65m$	-23,97	1574	0,59	0,8	107,08	58,57	12 HA25	23,56	992223	48,9	1259,6
$r=14,3m$	-23,97	1574	0,59	0,8	107,08	58,57	12 HA25	23,56	992223	48,9	1259,6

FERRAILLAGE EN CERCE DE LA PARTIE INFÉRIEURE

	$M_{r, l.m}$	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	α	δ	$M_{r, b, l.m}$	A_{cm^2}	$A_{choisie}$	y_{cm}	I_{cm^4}	σ'_b kg/cm ²	σ_a kg/cm ²
$r=0$	-	-	-	-	-	-	2HA25	-	-	-	-
$r=6m$	-	-	-	-	-	-	2HA25	-	-	-	-
$r=10m$	-	-	-	-	-	-	2HA25	-	-	-	-
$r=13,65m$	5,21	1574	0,59	0,8	107,08	7,5	2HA25	11,33	284618	20,78	1198
$r=14m$	5,21	1574	0,53	0,8	107,08	7,5	2HA25	11,33	284618	20,78	1198

FERRAILLAGE RADIAL DE LA PARTIE INFÉRIEURE

	$M_{r, l.m}$	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	α	δ	$M_{r, b, l.m}$	A_{cm^2}	$A_{choisie}$	y_{cm}	I_{cm^4}	σ'_b kg/cm ²	σ_a kg/cm ²
$r=0$	-	-	-	-	-	-	2HA25	-	-	-	-
$r=6m$	-	-	-	-	-	-	2HA25	-	-	-	-
$r=10m$	5,21	1574	0,59	0,8	107,08	7,5	2HA25	11,33	284618	20,78	1198
$r=13,65m$	34,79	1574	0,59	0,8	107,08	50,23	12HA25	22,83	12349624	64	1360
$r=14m$	34,79	1574	0,59	0,8	107,08	50,23	12HA25	22,83	12349624	64	1360

III VERIFICATION DES CONTRAINTES

3.1 CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL

Le radier est implanté dans une couche d'argile carbonatée, 2 essais de cisaillement rectiligne, effectués sur ce sol ont donné les résultats suivants :

$$c = 1,05 b \quad \text{et} \quad \varphi = 13^\circ$$

$$c = 0,4 b \quad \text{et} \quad \varphi = 22^\circ$$

La densité sèche varie de 1,53 à 1,75.

La pression de rupture est donnée par :

$$P_r = 0,68 N_\gamma R + 1,3 c N_c + \gamma D N_q$$

de cas le plus défavorable est : $c = 1,05 b$, $\varphi = 13^\circ$, dans ce cas :

$$N_\gamma = 1,69 \quad N_q = 3,26 \quad N_c = 9,8$$

D (profondeur du radier) = 4,10 m, R (rayon du radier) = 14,3 cm
donc :

$$P_r = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

d'après TERZAGHI :

$$P_{adm} = \frac{P_r}{3} = 1,93 \text{ kg/cm}^2$$

3.2 VERIFICATION A LA STABILITE DU RADIER

Les contraintes sont déjà calculés au II).

$$q = 0,146 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 0,22 \text{ kg/cm}^2$$

a) réservoir vide :

En tenant compte du poids du radier et du béton de propreté :

$$P_r = 2,5 \pi \cdot 14,3^2 \cdot 0,6 + 2,2 \cdot \pi \cdot 14,3^2 \cdot 0,1 = 1104,5 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \sigma_1 + \frac{P_r}{\pi a^2} = 0,42 \text{ kg/cm}^2$$

b) réservoir plein :

1) sollicitation du 1^{er} genre :

$$G + 1,2P = 942 \text{ t}$$

$$P_r = 1104,5 \text{ t}$$

$$P_{\text{eau}} = 5400 \text{ t}$$

$$N = G + 1,2P + P_r + P_e = 7446,5 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \sigma_s = \frac{N}{\pi a^2} = 1,01 \text{ kg/cm}^2$$

2) sollicitation du 2^o genre :

$$N = G + P + P_r + P_e = 929 + 5400 + 1104,5 = 7433,5 \text{ t}$$

Le moment de renversement $M_{\text{RENV}} = 4522,22 \text{ t.m}$

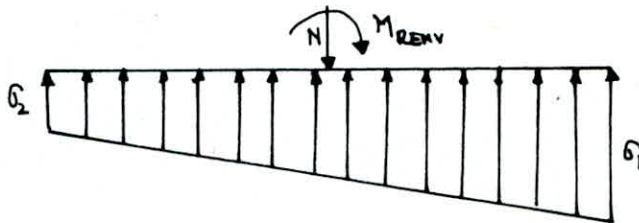
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

$$I = \frac{\pi a^4}{4} = 32825,68 \text{ m}^4$$

$$S = \pi a^2 = 642,1 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{D}{2} = 14,3 \text{ m}$$

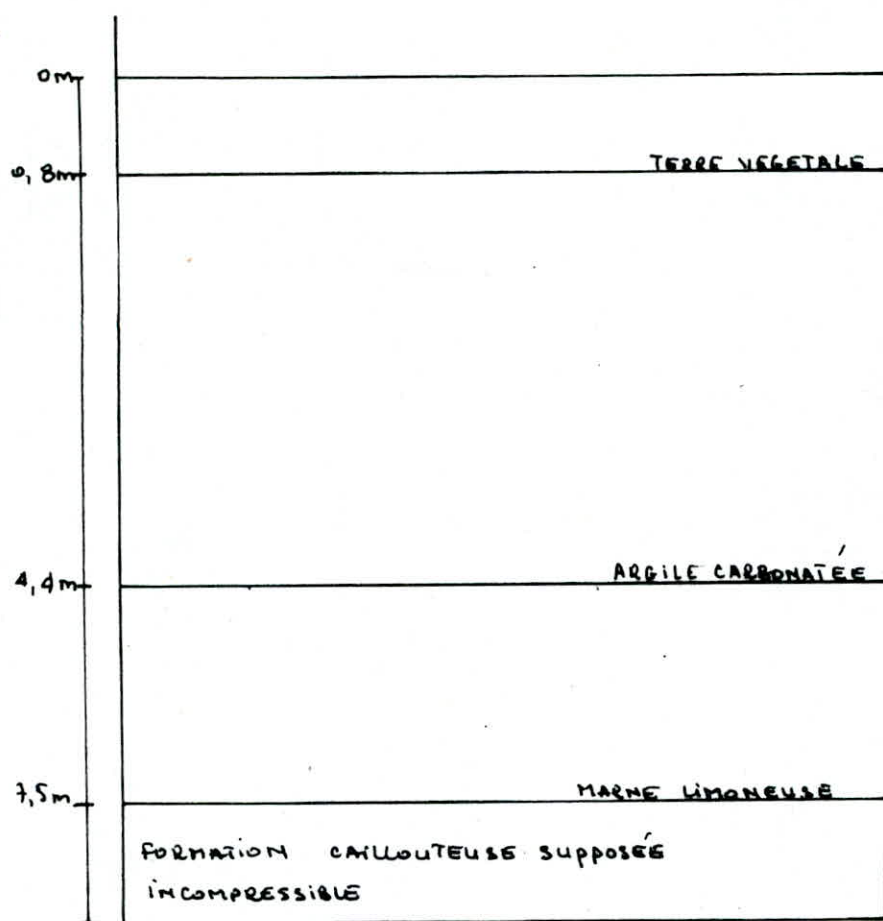
on a alors $\sigma_1 = 1,354 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = 0,96 \text{ kg/cm}^2$



$$\sigma(D/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,35 < 1,3 \bar{\sigma}_s \text{ et } \sigma_2 = 1,25 < \bar{\sigma}_s$$

IV SOL SUPPORTANT L'OUVRAGE.



des différentes couches désignés ci-dessus, ont été données par les sondages carottés.

PRECAUTIONS A PRENDRE :

- CREUSER LA FOUILLE PAR TEMPS SEC ET EVITER TOUTE INFILTRATION D'EAU SUSCEPTIBLE D'ENTRAINER DES GONFLEMENTS DU TERRAIN.
- POSER LE RABOT DIRECTEMENT APRES LE CREUSEMENT DE LA FOUILLE.

**CALCUL
DE LA
CHAMBRE
DES VANNES**

LA CHAMBRE DES VANNES

Présentation

Notre chambre des vannes est semi-enterrée avec la même profondeur que le réservoir c'est à dire à 3,7m du niveau du sol; elle se compose de 4 voiles; dont deux supportent le plancher et la poussée des terres et les deux autres supportent seulement la poussée des terres.

Le plancher se compose de poutres et de dalles on prévoit aussi une ouverture dans la dalle du milieu de dimension $1,4 \times 1,4$ (m²) qui a pour rôle l'accès des ouvriers; toute cette superstructure repose sur le radier.

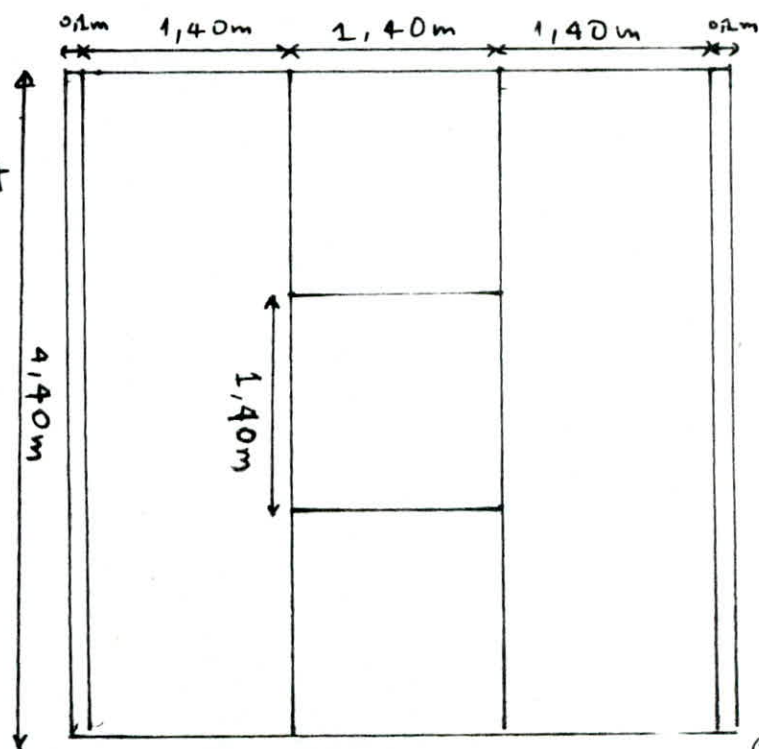
Les voiles sont de dimensions $4 \times 4,4 \times 0,2$ m³

Le radier est de dimensions: $4,4 \times 4,4 \times 0,3$ m³

Les poutres sont de dimensions: $4,4 \times 0,3 \times 0,2$ m³

Les dalles sont de dimensions: $1,4 \times 4,4 \times 0,08$ m³

Les dalles sont simplement appuyées sur les poutres



I) Calcul de la dalle

- poids propre de la dalle : $2500 \times 0,08 = 200 \text{ kg/m}^2$
- étanchéité : 50 kg/m^2
- surcharge d'exploitation : 175 kg/m^2

$$\Rightarrow q = G + 1,2 P = 250 + 1,2 \cdot 175 = 460 \text{ kg/m}^2$$

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,3}{4,2} = 0,31 < 0,4 \Rightarrow$ Le panneau sera calculé comme une poutre en flexion simple dans le sens de la petite portée

$$M_{tx} = q \frac{l_x^2}{8} = \frac{460 \cdot 1,3^2}{8} = 97,17 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{ty} = \frac{M_{tx}}{4} = \frac{97,17}{4} = 24,3 \text{ kg.m/ml}$$

Le moments aux appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,15 M_{tx} = 14,57 \text{ kg.m/ml}$

Ferrailage : $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 150 \text{ kg/cm}^2$
 $h = 6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

en travée :

$$M_{tx} = 97,17 \text{ kg.m/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,10253 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9306 \\ k = 57,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{97,17 \cdot 100}{1600 \cdot 0,9306 \cdot 6} = 1,09 \text{ cm}^2$$

on prend $4 \phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1600}{57} = 28 < \bar{\sigma}_b = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Après calcul pour M_{xy} ; M_{ax} ; M_{ay} on aura le tableau suivant:

		M. kg.m	A cm ²	A choisie cm ²	$\bar{\sigma}$ kg/cm ²
Sens XX	en travée	27,17	1,09	4T6/mP = 1,13	28
	sur appuis	14,57	0,15	4T6/mP = 1,13	9,87
Sens YY	en travée	24,3	0,26	4T6/ml = 1,13	12,7
	sur appuis	14,57	0,15	4T6/ml = 1,13	9,87

Verification à l'effort tranchant

$$Z = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{Z}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T_x = q_x \cdot \frac{l_x}{2} = \frac{460 \cdot 1,3}{2} = 299 \text{ kg}$$

$$Z = \frac{8T}{7bh_x} = \frac{8 \cdot 299}{7 \cdot 100 \cdot 6} = 0,56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{Z}_b = 1,15 \times 6,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

II) Calcul des poutres

a) Calcul de charges et surcharges

- poids de la dalle: $1,4 \times 0,08 \times 2500 = 280 \text{ kg/ml}$
- poids de la poutre: $0,2 \times 0,3 \times 2500 = 150 \text{ kg/ml}$
- surcharge d'exploitation: $175 \times 1,4 = 245 \text{ kg/ml}$

$$\Rightarrow q = G + 1,2P = 430 + 1,2 \cdot 245 = 724 \text{ kg/ml}$$

b) Schéma statique et calcul des efforts

$2G > P \Rightarrow$ on peut appliquer la méthode forfaitaire

$$M_{rx} = \frac{q l^2}{8} = \frac{724 \times 4,2^2}{8} = 1,59 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,15 \cdot M_{rx} = 0,225 \text{ t.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{724 \times 4,2}{2} = 1,52 \text{ t.}$$



c) Ferrailage

- en travée: $M_t = 1,59 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 1,59 \cdot 10^5}{2800 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,0630 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8963 \\ K = 33,2 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\epsilon \cdot \sigma_a \cdot h} = \frac{1,59 \cdot 10^5}{0,8963 \cdot 2800 \cdot 26} = 2,436 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{33,2} = 84 < \bar{\sigma}_b' = 150 \text{ kg/cm}^2$$

- Sur appuis $M_a = 0,225 \text{ t.m}$

$$\mu = 0,0089 \Rightarrow \epsilon = 0,9576 ; K = 103$$

$$A = 0,322 \Rightarrow A \text{ choisie} = 3 \text{ HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = 27 < \bar{\sigma}_b' = 150 \text{ kg/cm}^2$$

* Armatures transversales

$$Z_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{8 \cdot 1520}{7 \cdot 20 \cdot 26} = 3,34 < \bar{Z}_b$$

on prendra (un cadre + une épingle) $\phi 6 = A_t = 0,84 \text{ cm}^2$

Après calcul d'espacement on a:

$t = 15 \text{ cm}$ aux appuis

$t = 20 \text{ cm}$ en travée

III) Calcul du voile

Le voile sera étudié par la méthode de M^{re} STRONGUINE
La chambre des vannes est enterrée de 3,50 m; sachant
que les voiles ont une hauteur de 4 m.

Pour le calcul on supposera que la poussée des
terres agit sur toute la hauteur du voile

A une profondeur h au dessus de la surface du sol
la pression du sol est donnée par

$$P_s = \gamma_s \cdot h \cdot k \cdot n$$

avec:

γ_s : masses volumique des terres = 2000 kg/m³

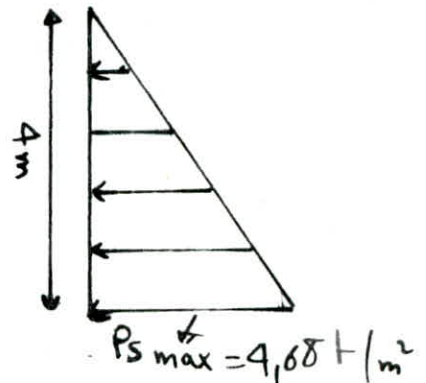
n : coefficient de surcharge = 1,2

k : coefficient de poussée = $\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{20}{2} \right)$

$$\Rightarrow P_s = 2000 \times 1,2 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 1,17 \text{ t/m}^3$$

$$P_{s \max} = 1,17 \times h = 1,17 \times 4 = 4,68 \text{ t/m}^2$$

La paroi est considérée comme encastree
au bord inferieur et sur les deux
cotes et libre au bord superieur
pour ces hypotheses nous aurons
le moment maximal a la base

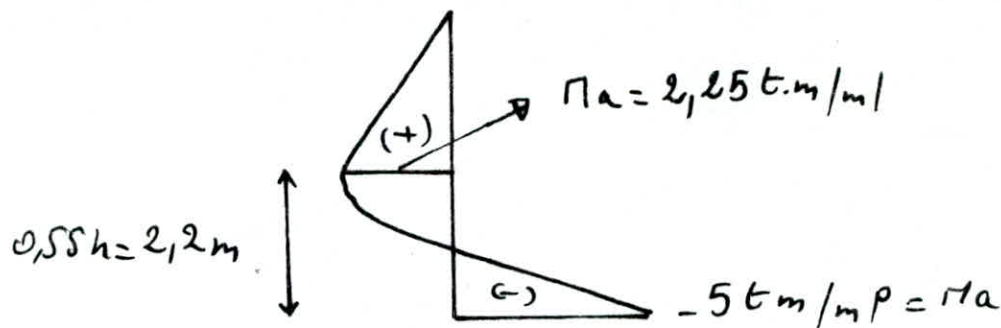


- Moment d'encastrement

$$M_a = \frac{P_s h^2}{15} = \frac{4,68 \cdot 4^2}{15} = 5 \text{ t.m/m}$$

- Moment maximal en travée

$$M_t = M(0,55h) = \frac{P_s h^2}{22,5} = \frac{4,68 \cdot 4^2}{22,5} = 2,25 \text{ t.m/m}$$



* CALCUL DE L'effort Normal sollicitant la Paroi:

- Poids de la dalle: $(G+1,2P)\frac{L}{2} = \frac{460 \times 4,4}{2} = 1012 \text{ kg/ml}$
- poids des poutres: $2500 \times (\frac{4,4}{2} \times 0,3 \times 0,2) = 330 \text{ kg/ml}$
- Poids du voile: $2500 \times 4 \times 0,2 = 2000 \text{ kg/ml}$

$$\Rightarrow N' = 3,34 \text{ tonnes./ml}$$

* Ferrailage vertical: du voile soumis à la flexion composée:

$$M = 5 \text{ t.m/ml}$$

$$N' = 3,34 \text{ t/ml}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5 \cdot 10^5}{3,34 \cdot 10^3} = 149 \text{ cm} \quad ; \quad e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 149 + \frac{20}{2} - 3 = 156 \text{ cm}$$

$$\mathcal{M} = 5,21 \text{ t.m}$$

on choisira des HA16 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1368$.

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

$$\alpha = 0,62 \quad ; \quad \gamma = 0,79$$

$$M_{rb} = 10,6 \text{ t.m} > \mathcal{M} = 5,21 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_c = \frac{\mathcal{M}}{\gamma h \cdot \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5,2 \cdot 10^5}{0,79 \cdot 17 \cdot 1368} - \frac{3,22 \cdot 10^3}{1368} = 23,95 \text{ cm}^2$$

on prendra $A = 13 \text{ HA } 16 = 26,14 \text{ cm}^2$

entravée: $M = 2,25 \text{ t.m}$

$$N = 2,84 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,25 \cdot 10^5}{2,84 \cdot 10^3} = 79,22 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_e}{6} = 3,33$$

\Rightarrow section partiellement comprimée

$$f = e_0 + \frac{h_e}{2} - d = 79,22 + 10 - 3 = 86,22 \text{ cm}$$

$$\mathcal{M} = 86,22 \times 2,84 = 2,4 \text{ t.m}$$

on a: $M_{rb} = 10,6 \text{ t.m} > 2,4 \text{ t.m} \Rightarrow \bar{A} = 0$

$$A_c = \frac{\mathcal{M}}{\gamma_h \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2,4 \cdot 10^5}{0,75 \cdot 17 \cdot 1368} - \frac{2,72 \cdot 10^3}{1368} = 11,22 \text{ cm}^2$$

on prendra:

$$A = 6 \text{ HA } 16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

* Vérification au cisaillement:

$$T = P_{s \max} \cdot \frac{h}{2} = 4,68 \cdot \frac{4}{2} = 9,36 \text{ tonnes}$$

$$Z_b = \frac{T}{b \cdot \beta} = \frac{\gamma T}{b \cdot \gamma \cdot h} = \frac{8 \cdot 9360}{100 \cdot 7 \cdot 17} = 6,29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{Z}_b = 1,78 \bar{\sigma}_b$$

* Armatures de répartition

on prendra comme armature de répartition
5 HA 8 / ml par nappe espacée de 20 cm.

IV CALCUL DU RADIER

Pour le calcul du radier qui va reprendre la superstructure nous le considérons comme un plancher renversé sous une charge uniformément répartie qui est provoquée par le poids de la superstructure

* Dimensionnement du radier
pour assurer la rigidité on prendra $h_r = 30 \text{ cm}$

* Calcul de la réaction uniforme du sol

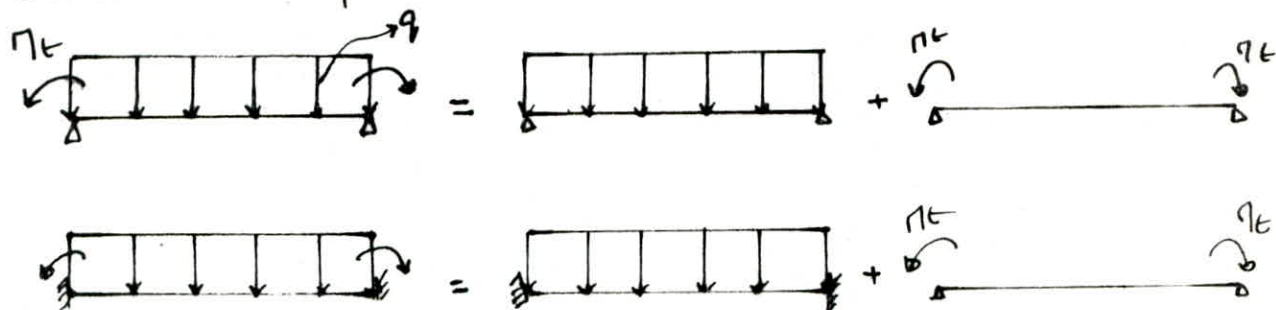
- poids de la dalle = $3,7 \text{ t}$
- poids des poutres = $2,64 \text{ t}$
- poids des voiles = 32 t
- surcharge d'exploitation = $4,4 \times 4,4 \times 1,75 = 3,4 \text{ t}$

$$\Rightarrow P_{\text{total}} = 42,42 \text{ t}$$

Donc la charge à prendre en compte pour le calcul (réaction du sol)

$$q_1 = \frac{P}{S} = \frac{42,42 \cdot 10^3}{4,2 \cdot 10^4} = 0,994 \text{ kg/cm}^2 = 2,4 \text{ t/m}^2$$

* schéma statique



Remarque: $q = 2,4 \text{ t/ml}$ puisque le calcul se fait par bande de 1 mètre

pour le calcul des moments en travée on considère le plancher comme simplement appuyé

Alors:

$$M_x = M_y = 0,0423 q l^2 \\ = 0,0423 \cdot 2,4 \cdot 4,2^2 = 1,79 \text{ t.m}$$

pour le calcul des moments aux appuis on considère le plancher comme encastré on aura:

$$M = M_t + 0,15 M_x = 5 + 0,15 \cdot 1,79 = 5,27 \text{ t.m}$$

* Ferrailage

on utilisera des HA16 = 1368 kg/cm² = $\bar{\sigma}_a$

$M = 1,79 \text{ t.m}$ (en travée)

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,79 \cdot 10^5}{1368 \cdot 100 \cdot 26^2} = 0,029 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9265 \\ \kappa = 53 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1,79 \cdot 10^5}{0,9265 \cdot 26 \cdot 1368} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{1368}{53} = 25,8 < \bar{\sigma}_b'$$

on prend: $A = 4 \text{ HA16} = 8,04 \text{ cm}^2$

- Vérification des contraintes

$$w = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 8,04}{100 \cdot 26} = 0,3092 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 42,4 \\ \varepsilon = 0,9129 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,79 \cdot 10^5}{8,04 \cdot 0,9129 \cdot 26} = 938 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{938}{42,4} = 22,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

- aux appuis: $M = 5,27 \text{ t.m}$

$$M = 0,0855 \Rightarrow k = 27,4; \varepsilon = 0,8821$$

$$\sigma_b' = 49,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\Rightarrow A_{\text{calculé}} = 16,79 \text{ cm}^2$$

on choisit: $A = 2 \text{ HA } 16 = 18,09 \text{ cm}^2$

Verification des contraintes

$$w = 0,6957 \Rightarrow k = 26,2; \varepsilon = 0,8786$$

$$\sigma_a = 1275,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 48,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

* Verification du cisaillement:

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2,4 \cdot 4,2}{2} = 5,04 \text{ tonnes}$$

$$Z_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{5,04}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 26} = 2,215 \text{ kg/cm}^2 < \bar{Z}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 7,24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

* Verification à la stabilité:

$P_{\text{total}} = P_{\text{superstructure}} + P_{\text{radier}}$

$P_{\text{superstructure}} = 42,42 \text{ t}$

Poids du radier = 14,52 t

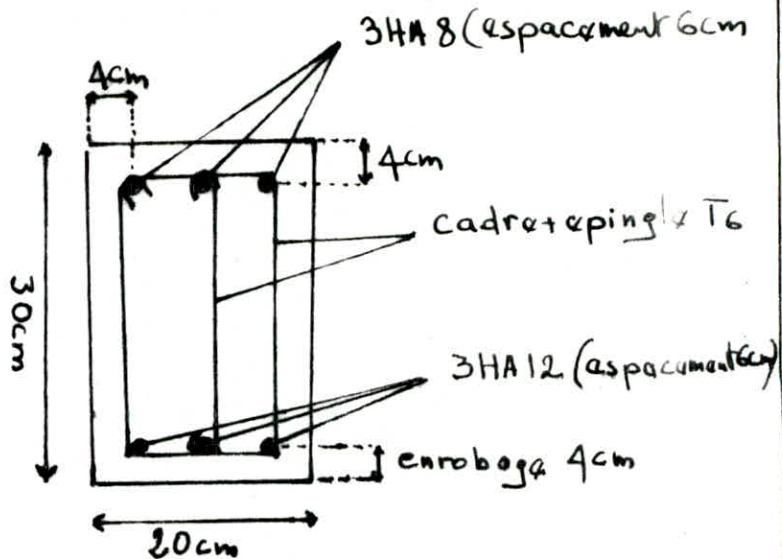
Poids du béton de propreté = $2,200 (0,3 \cdot 4,4^2) = 12,77 \text{ t}$

\Rightarrow Poids total = 69,71 t

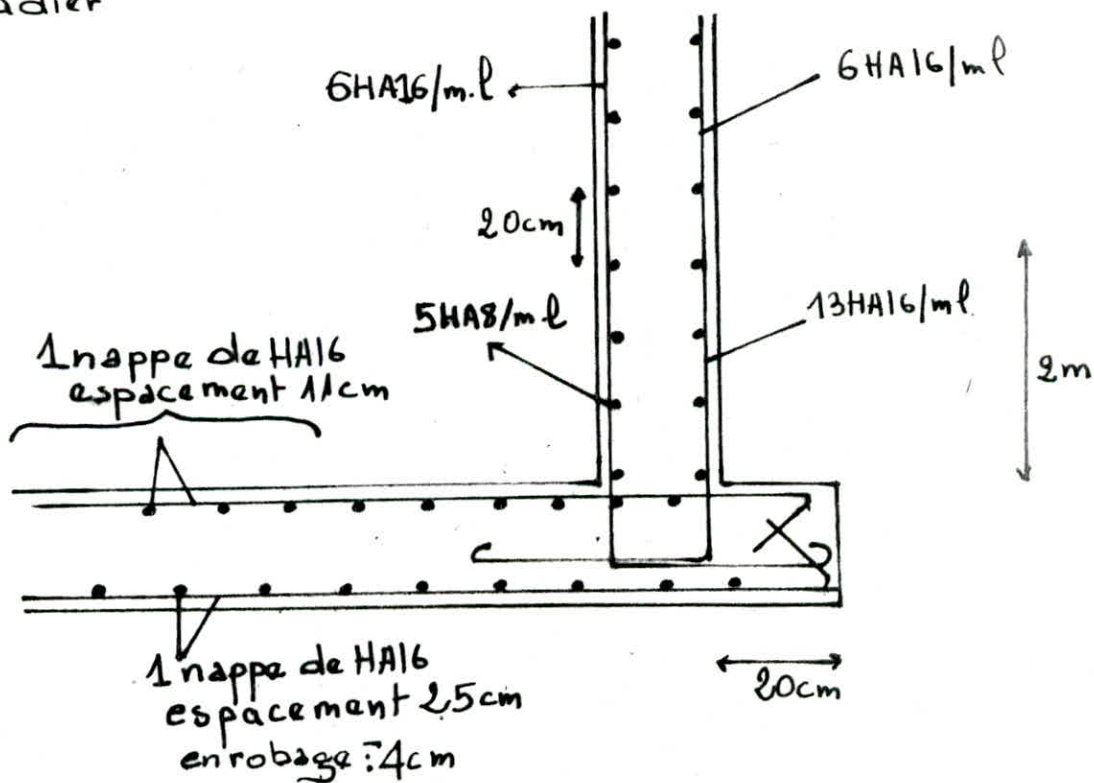
$$\Rightarrow \sigma_0 = \frac{P}{S} = \frac{69,71 \cdot 10^3}{4,4^2 \cdot 10^4} = 0,36 < \bar{\sigma}_0$$

① Schema de Ferrailage

- poutre

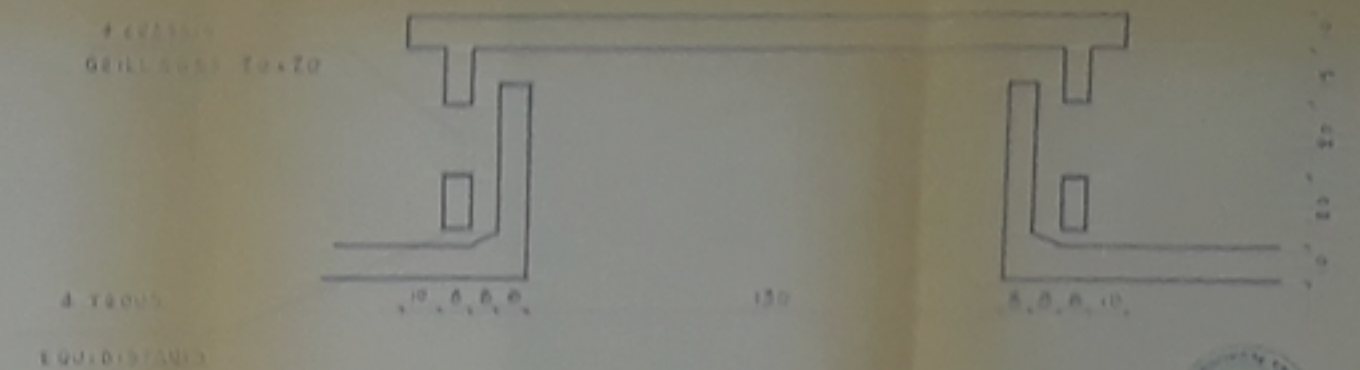
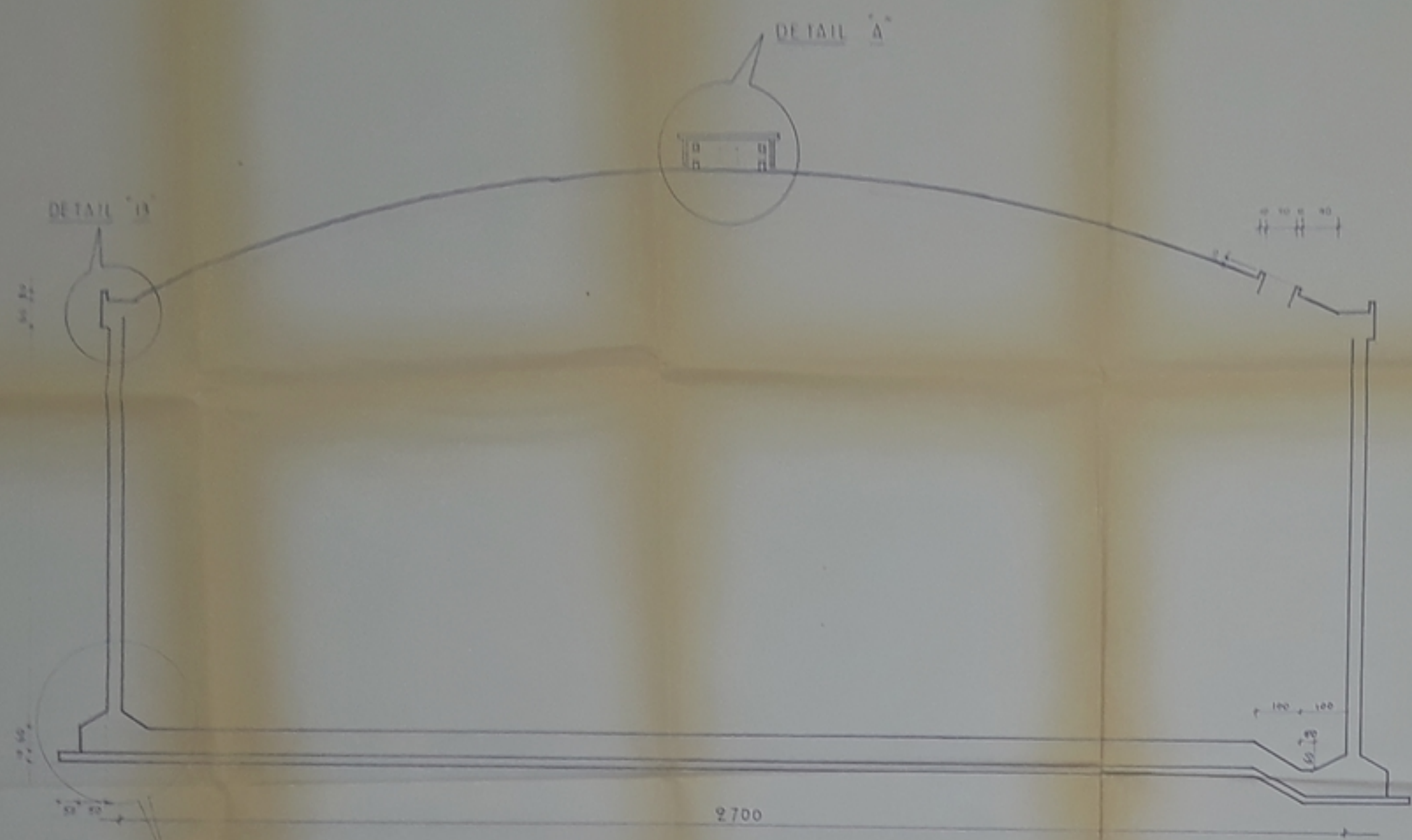


- Voile-radier

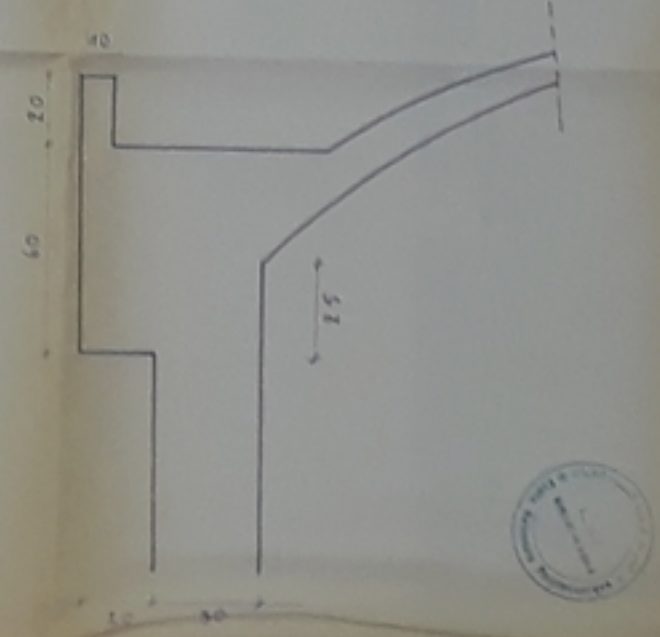
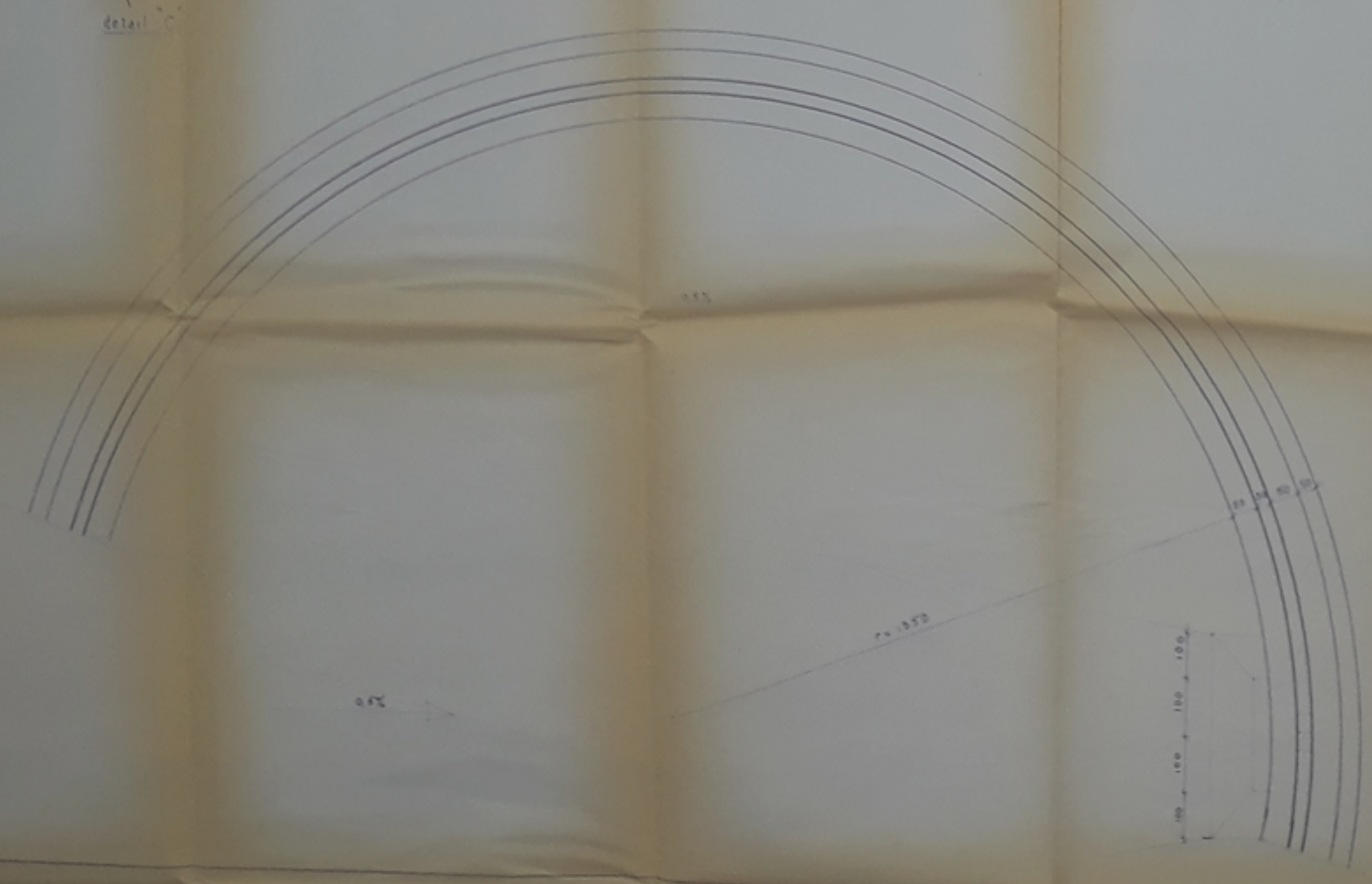
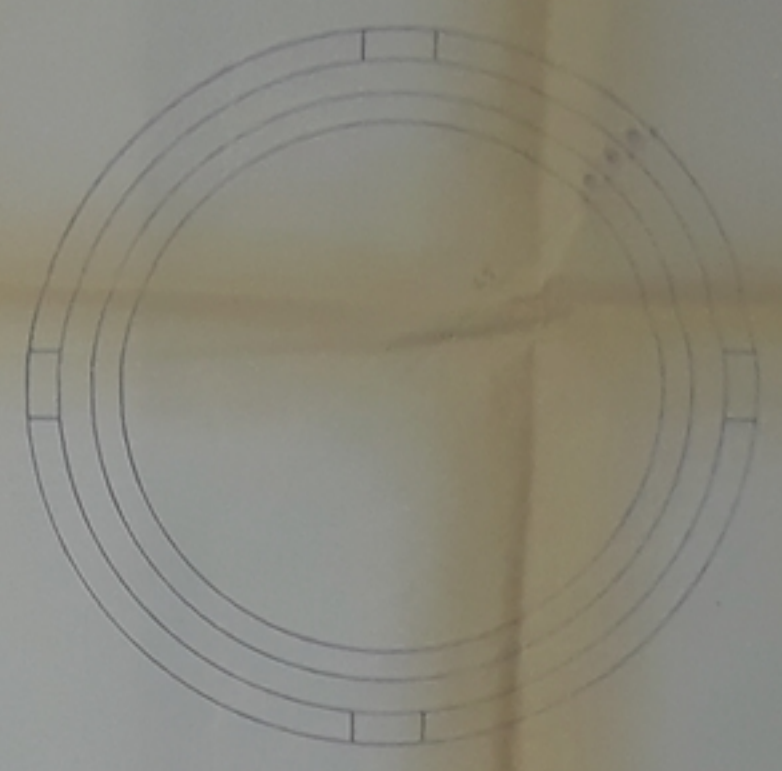


- BIBLIOGRAPHIE -

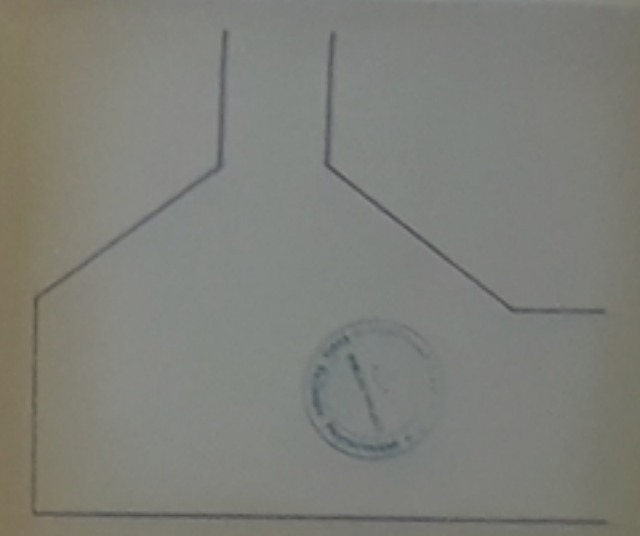
- CAHIER DES CHARGES APPLICABLE AU CALCUL DES RESERVOIRS
- R.P.A 81
- REGLES C.C.B.A 68
- PLAQUES ET COQUE - (TIMOSHENKO)
- TRAITE DE BETON ARMÉ - GUERRIN - TOME - 5
TOME - 6
TOME - 7
TOME - 8
- CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARMÉ (P. CHARON)
- CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME (M² BELAZOUGHJI)
- CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISES AUX SEISMES
CONFORMEMENT AUX REGLES RPA 81.
- MECANIQUE DES SOLS - (SANGLERAT) -
- CALCUL DES STRUCTURES - (STRONGLINE) -
- CALCUL PRATIQUE DES RESERVOIRS EN ZONE SISMIQUE - (HADDADI ET
DAVIDOVICI)



DETHIL II



DETHIL B



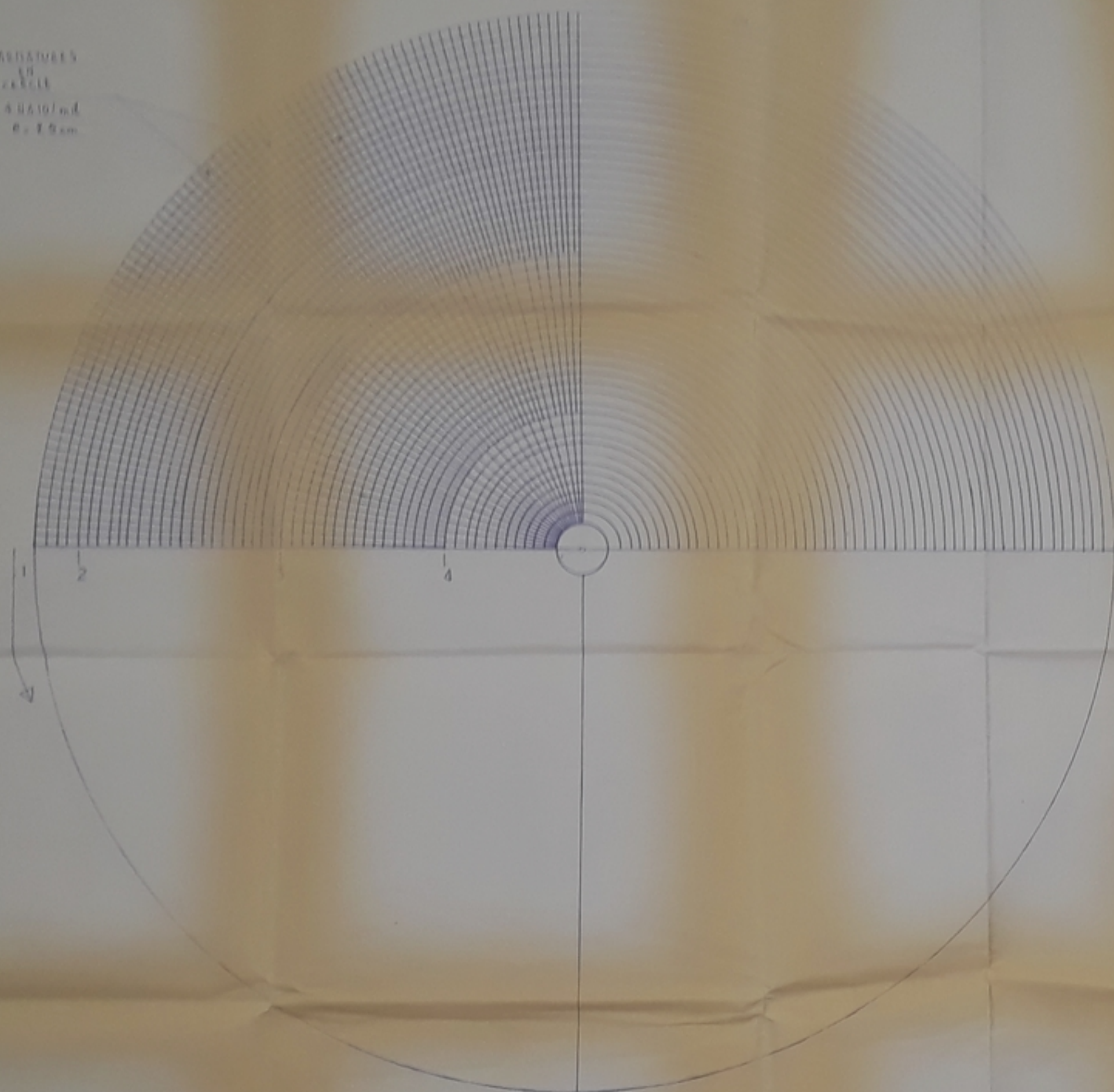
DETHIL C



ENP	Promotion
Departement Génie civil	JANV 1987
ETUDE ET CONCEPTION	Proposé par D.H.W.A.
D'UN	Dirigé par M. KHETTAL
RESERVOIR D'EAU	
PLANS DE COFFRAGE	Élué par M. Chabouh M. Hamouch
ECH. 1/50 1/10	N° 1

COUPOLE

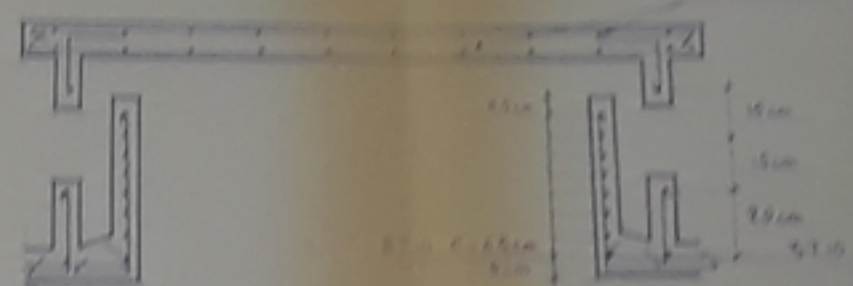
ARRIÈRES
de
4 HA 10/100
C = 1.5 cm



ZONE	R(m)	ESQUINTES(m)	NOMBRE DE BÂTTES
1	13.5	84.82m	672 HA 10 2 TRESSIS
2	12.4	77.91m	536 HA 10
3	7.5m	47.12m	168 HA 10
4	3.5m	21.98 m	84 HA 10

LANTERNEAU

QUADRILÈSE 20x20cm en T.O

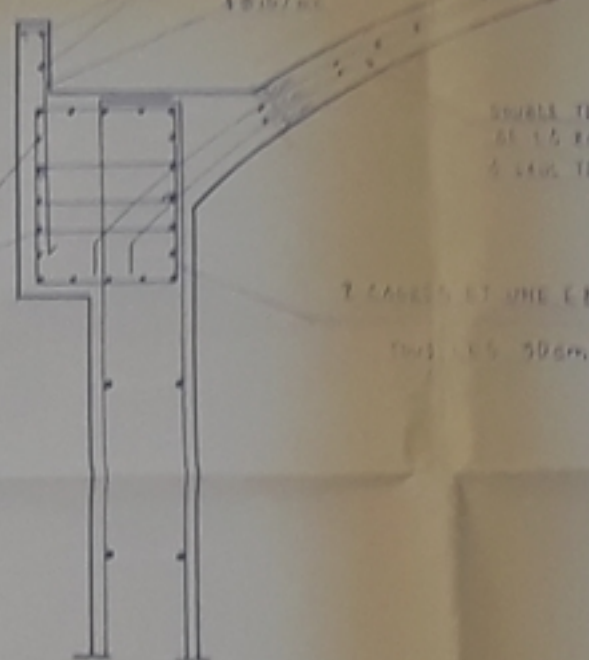


CEINTURE

T.O. 20x20cm

400/100

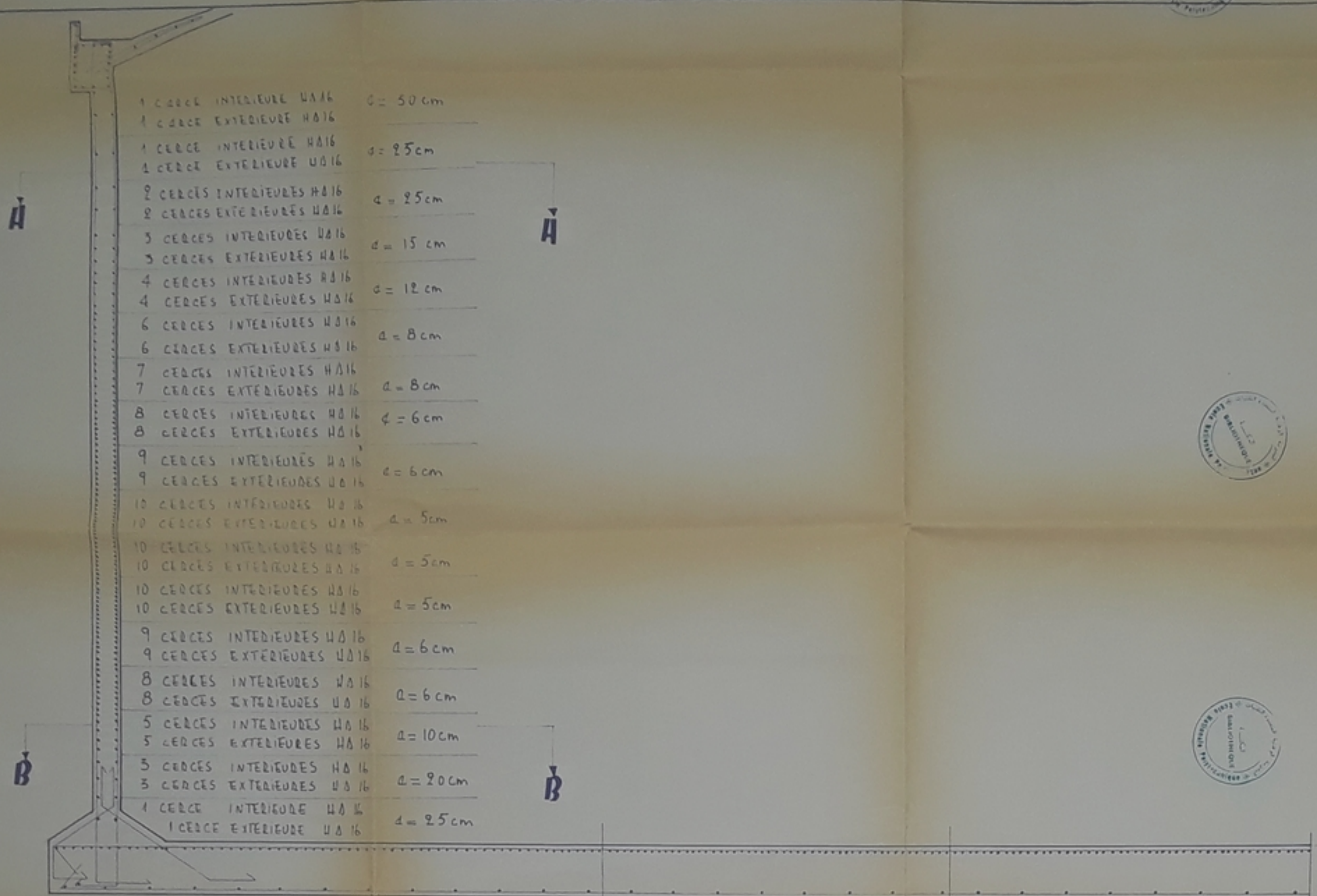
ESQUINTE 40x40
C. N. 50/50



ZONA ZO
C. = 6cm. E = 8cm
ARRIÈRES 5cm

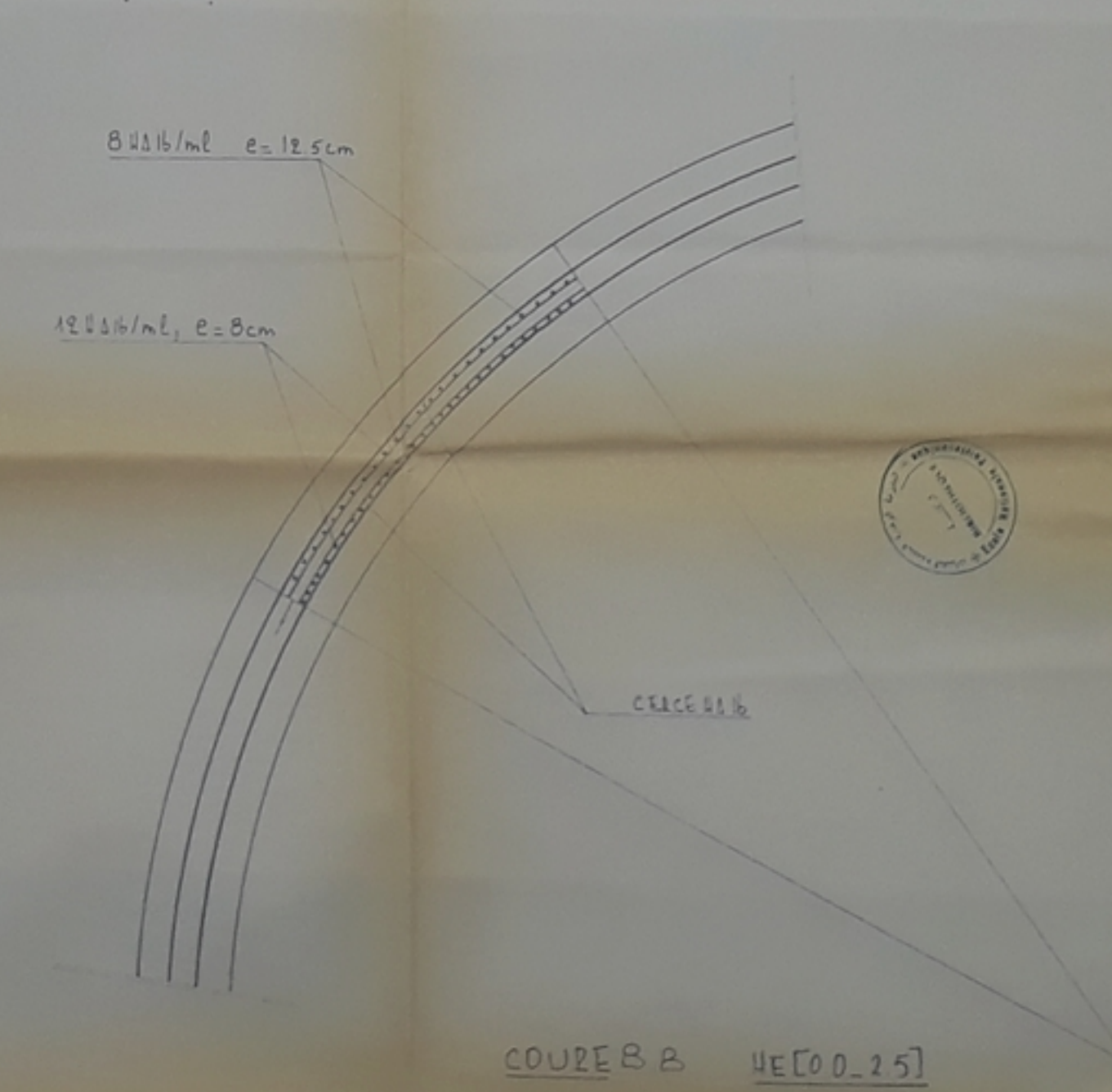
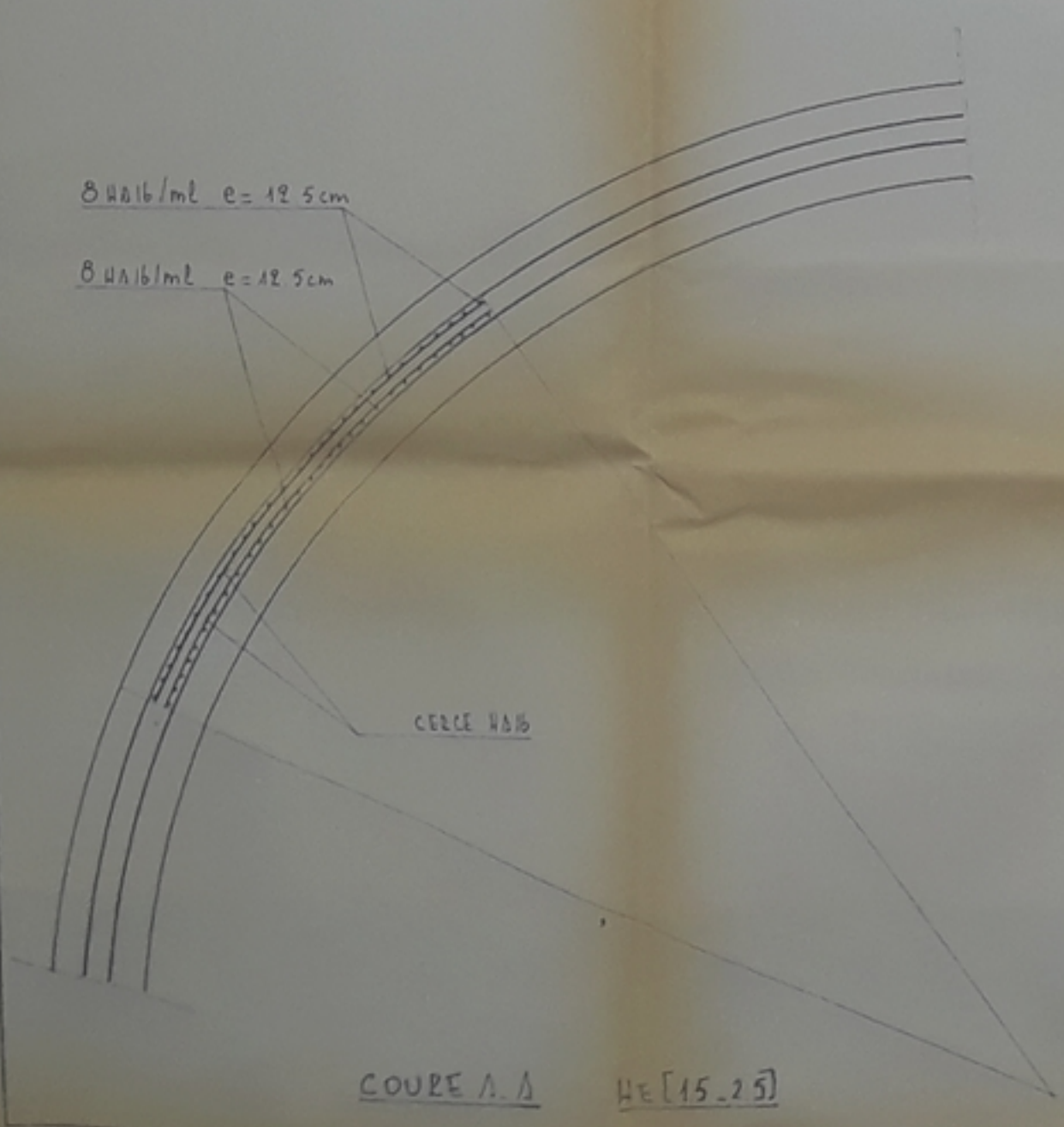
2 TRESSIS ET UNE ESQUINTE Ø Ø
ESQUINTE 50cm

ENP	Promotion JANV 1987
Departement Genie civil	
ETUDE ET CONCEPTION D UN RESERVOIR D'EAU	Propose par D H W A
FERRAILLAGE DE LA COUVERTURE	Dirige par M KHETTAIB Etudie par M Ghaboube M Hamouche
ECH 1/50_1/10	N° 2



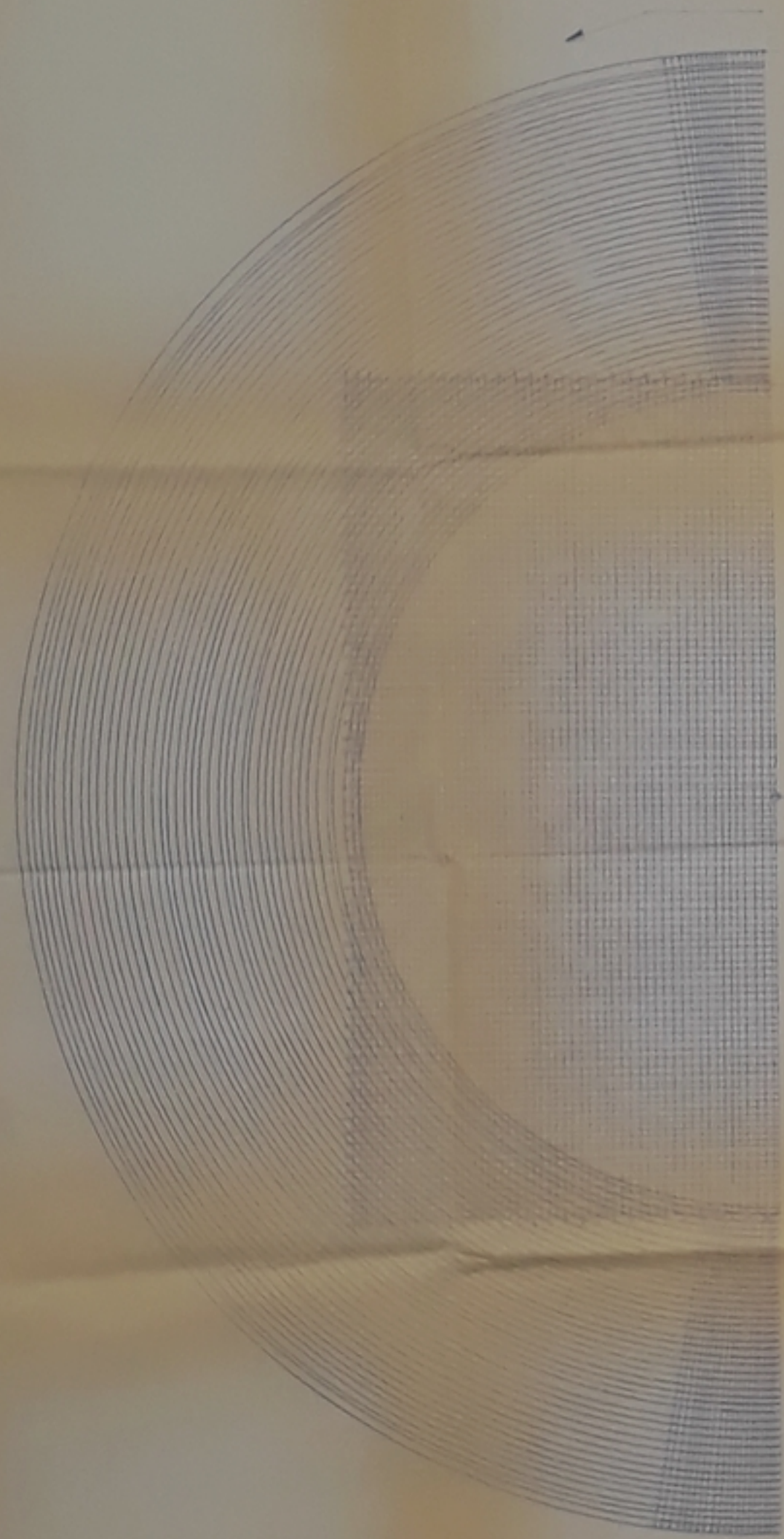
- 1 CERCLE INTERIEURE HA 16 $e = 50 \text{ cm}$
- 1 CERCLE EXTERIEURE HA 16
- 1 CERCLE INTERIEURE HA 16 $e = 25 \text{ cm}$
- 1 CERCLE EXTERIEURE HA 16
- 2 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 25 \text{ cm}$
- 2 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 3 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 15 \text{ cm}$
- 3 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 4 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 12 \text{ cm}$
- 4 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 6 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 8 \text{ cm}$
- 6 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 7 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 8 \text{ cm}$
- 7 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 8 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 6 \text{ cm}$
- 8 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 9 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 6 \text{ cm}$
- 9 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 10 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 5 \text{ cm}$
- 10 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 10 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 5 \text{ cm}$
- 10 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 10 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 5 \text{ cm}$
- 10 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 9 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 6 \text{ cm}$
- 9 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 8 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 6 \text{ cm}$
- 8 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 5 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 10 \text{ cm}$
- 5 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 3 CERCLES INTERIEURES HA 16 $e = 20 \text{ cm}$
- 3 CERCLES EXTERIEURES HA 16
- 1 CERCLE INTERIEURE HA 16 $e = 25 \text{ cm}$
- 1 CERCLE EXTERIEURE HA 16

PARTIE SUPERIEURE FERRAILLAGE EN CERCLES ET RADIAL $2 \text{ HA } 25 / \text{ml}$, $e = 10 \text{ cm}$, $e_1 = 8 \text{ cm}$ $e = 25 \text{ cm}$ $e = 7,5 \text{ cm}$
 PARTIE INFERIEURE FERRAILLAGE EN CERCLES ET RADIAL $2 \text{ HA } 25 / \text{ml}$, $e_1 = 50 \text{ cm}$, $e_2 = 8 \text{ cm}$ $e = 50 \text{ cm}$



المهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية	
E.N.P.	Prometiso
Departement Genie civil	JANV 1987
ETUDE ET CONCEPTION	Proposé par D-H-W-A
D'UN RESERVOIR D'EAU	Dirigé par M. KHETTAIB
FERRAILLAGE DE LA PAROI ET DU RADIER	Etudié par M. Ghabouba M. Hamouche k
ECH 1/25 1/50	N° 3

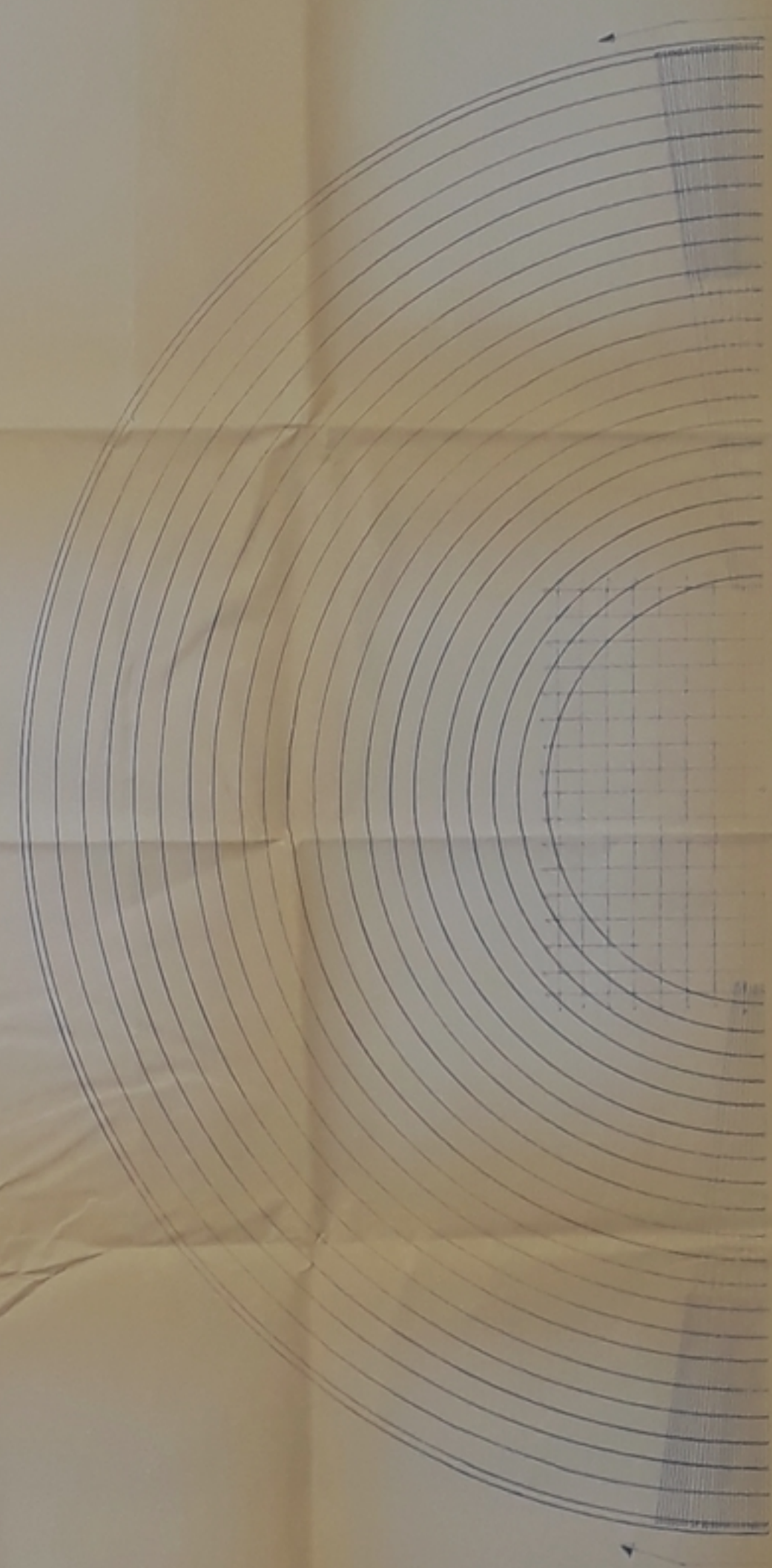
PARTIE SUPERIEURE DU RADIER



RADIAL: 100025/m² e = 18.5cm
 CERCLES: 100025/m² e = 10cm
 ENROBAGE: RADIAL 5cm
 CERCLES 5cm

FERRAILLAGE EN MESH
 A MAILLONS CARRES
 3 x 3 cm

PARTIE INFERIEURE DU RADIER



RADIAL: 100025/m² e = 8cm
 CERCLES: 50025/m² e = 50cm
 ENROBAGE: RADIAL 5cm
 CERCLE 15cm

RADIAL: 400025/m²
 CERCLES: 50025/m² e = 50cm

FERRAILLAGE EN QUADRILLAGE
 A MAILLONS CARRES e = 50cm

ENP	Promotion
Departement Genie civil	JANE 1987
ETUDE ET CONCEPTION	Projeté par D.H.W.
D'UN RESERVOIR D'EAU	Revisé par M. KHETTAIB
FERRAILLAGE DU RADIER	Etudié par M. KHETTAIB M. HAMICHEK
ECH 1/50	N°

